



## **UNIVERSIDAD DE CUENCA**

Facultad de Ingeniería  
Carrera de Ingeniería Civil

**“Análisis modal con orientación hacia monitorización de Salud Estructural.  
Caso edificio Empresa Eléctrica Regional Centrosur”.**

Trabajo de titulación previo a la  
obtención del título de Ingeniero Civil

**Autor:**

Victor Hugo Samaniego Galindo  
CI: 0105204150  
victorsamaniego10@gmail.com

**Director:**

Ing. Juan Carlos Jiménez Pacheco, Ph.D.  
CI: 0102260965

**Cuenca, Ecuador  
31-julio-2020**



## RESUMEN

La presente investigación está enfocada en el estudio del comportamiento del edificio de la Empresa Eléctrica Regional Centrosur (EERCs), en función de los parámetros modales que gobiernan su movimiento ante un evento sísmico, con orientación a la monitorización de salud estructural. Para el análisis de la edificación, se realiza un levantamiento estructural enfocado en los lineamientos planteados en el documento FEMA 154, comenzando con una inspección visual y determinando las dimensiones geométricas de la estructura. Posteriormente, se lleva a cabo la caracterización mecánica de los elementos de hormigón del edificio, se ejecutan 4 ensayos (escaneo de acero de refuerzo, esclerometría, extracción de núcleos de hormigón, ensayo de resistencia) en campo y en laboratorio, enfocados en determinar la resistencia a la compresión del hormigón; se determinó la influencia del tamaño nominal del árido grueso en los valores obtenidos. Para el análisis modal, la estructura se modela mediante el programa Etabs 17, se proponen 7 modelos incluyendo cambios graduales entre estos, en función de: la geometría del edificio, las cargas permanentes como las paredes y acabados, y las secciones agrietadas de los elementos de hormigón. En estos análisis, se estudia la influencia de las paredes y secciones agrietadas en los modos de vibración calculados, se pudo observar que generar cargas sobre elementos losa y mientras más alejadas del centro de masa se encuentren estas, provocan una flexibilización de la estructura. Finalmente, para un estudio de un análisis modal operacional se propone un plan de instrumentación basado en sensores uniaxiales, biaxiales y triaxiales.

**Palabras Clave:** Salud estructural. Levantamiento estructural. Hormigón armado. Análisis modal. Modos de vibración.



## ABSTRACT

The present research is focused on the study of the behavior of the building of the Empresa Eléctrica Regional Centrosur (EERCs), according to the modal parameters that govern its movement in the face of a seismic event, with a focus on the monitoring of structural health. For the analysis of the building, a structural survey is performed, focusing on the guidelines set forth in FEMA 154, starting with a visual inspection and determining the geometric dimensions of the structure. Then, the mechanical characterization of the building's concrete elements is carried out, 4 tests are performed (scanning of reinforcing steel, rebound number, extraction of concrete cores, resistance test) in the field and in the laboratory, focused on determining the concrete's resistance to compression; the influence of the nominal size of the coarse aggregate on the values obtained was determined. For the modal analysis, the structure is modeled by means of the program Etabs 17, seven models are proposed including gradual changes between these, depending on: the geometry of the building, the permanent loads such as walls and finishes, and the cracked sections of the concrete elements. In these analyses, the influence of the walls and cracked sections on the calculated vibration modes is studied. It was observed that generating loads on slab elements and the further away from the center of mass they are, the more flexible the structure becomes. Finally, for a study of an operational modal analysis, an instrumentation plan based on uniaxial, biaxial and triaxial sensors is proposed.

**Keywords:** Structural health. Structural survey. Reinforced concrete. Modal analysis. Vibration modes.

**CONTENIDO**

<b>CAPITULO 1.....</b>	<b>17</b>
<b>1 INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>17</b>
1.1 JUSTIFICACIÓN Y ANTECEDENTES .....	17
1.2 OBJETIVOS .....	18
1.2.1 Objetivo general .....	18
1.2.2 Objetivos específicos.....	18
1.3 ALCANCE .....	18
<b>CAPITULO 2.....</b>	<b>19</b>
<b>2 ANALISIS DE LA EDIFICACION .....</b>	<b>19</b>
2.1 UBICACIÓN.....	19
2.2 CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS DEL SECTOR.....	20
2.2.1 Litología .....	20
2.3 AMENAZA SISMICA .....	21
2.4 DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACION.....	22
2.5 LEVANTAMIENTO ESTRUCTURAL .....	22
2.5.1 Metodología.....	23
2.5.1.1 Evaluación Visual Rápida.....	23
2.5.1.2 Mediciones .....	24
2.5.1.3 Fallas de elementos estructurales .....	26
2.6 DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA .....	28
2.7 DESCRIPCIÓN TIPOLOGICA.....	32
2.7.1 Edificios con losas planas.....	32
2.7.2 Descripción del caso de estudio .....	33
2.7.2.1 Columnas .....	33
2.7.2.2 Muros .....	34
2.7.2.3 Losas planas.....	35
2.7.2.4 Sistemas resistentes a cargas laterales. ....	36
2.8 IRREGULARIDADES EN PLANTA Y ELEVACION.....	38
2.8.1 Irregularidad en planta.....	38
2.8.1.1 Tipo 1: Irregularidad torsional .....	38
2.8.1.2 Tipo 2: Retrocesos excesivos en las esquinas .....	38
2.8.1.3 Tipo 3: Discontinuidades en el sistema de piso.....	38
2.8.1.4 Tipo 4: Ejes estructurales no paralelos .....	39
2.8.2 Irregularidad en elevación.....	39
2.8.2.1 Tipo 1: Piso Flexible .....	39
2.8.2.2 Tipo 2: Distribución de Masa.....	40
2.8.2.3 Tipo 3: Irregularidad Geométrica.....	40
2.9 CARGAS APLICADAS SOBRE EL EDIFICIO.....	40



2.9.1	Carga Muerta .....	40
2.9.1.1	Cargas adicionales .....	40
2.9.2	Carga Viva.....	42
2.10	CARACTERIZACION DE MATERIALES.....	42
2.10.1	Ensayos No Destructivos .....	42
2.10.1.1	Escaneo de Aceros de Refuerzo.....	42
2.10.1.2	Ensayos esclerométricos .....	45
2.10.2	Ensayos destructivos .....	50
2.10.2.1	Extracción de núcleos de hormigón.....	50
2.10.2.2	Ensayo de resistencia a la compresión.....	56
<b>CAPITULO 3</b>	.....	<b>60</b>
<b>3</b>	<b>ANÁLISIS MODAL: APROXIMACION TEORICA GENERAL Y APLICACIÓN AL CASO DE ESTUDIO</b> .....	<b>60</b>
3.1	ANÁLISIS MODAL.....	60
3.1.1	Rigidez .....	60
3.1.2	Masa.....	60
3.1.3	Modelo matemático.....	61
3.1.4	Parámetros modales.....	61
3.1.4.1	Modos de vibración y frecuencias naturales .....	61
3.1.4.2	Factor de participación modal.....	62
3.1.4.3	Factor de participación de masa .....	63
3.2	MODELO COMPUTACIONAL.....	63
3.2.1	Introducción a ETABS .....	63
3.2.2	Modelo analítico .....	64
3.2.2.1	Descripción del modelo.....	64
3.2.2.2	Casos de estudio .....	64
3.2.3	Metodología del programa.....	65
3.2.3.1	Creación del modelo.....	65
3.2.3.2	Propiedades de los materiales .....	67
3.2.3.3	Propiedades de las secciones .....	68
3.2.3.4	Condiciones de apoyo.....	74
3.2.3.5	Asignación de Cargas .....	75
3.2.3.6	Consideraciones de análisis .....	77
3.2.3.7	Visualización de Resultados .....	77
<b>CAPITULO 4</b>	.....	<b>79</b>
<b>4</b>	<b>ANÁLISIS DE RESULTADOS</b> .....	<b>79</b>
4.1	CARACTERIZACIÓN DE MATERIALES.....	79
4.1.1	Ensayos esclerométricos .....	79
4.1.2	Ensayo de extracción de núcleos de hormigón .....	82
4.1.3	Corrección de resultados .....	83
4.2	IRREGULARIDADES EN PLANTA Y ELEVACION.....	86
4.2.1	Irregularidad en planta.....	86



4.2.2	Irregularidad en elevación.....	87
4.3	CARGAS PERMANENTES DE LA ESTRUCTURA .....	88
4.4	ANÁLISIS MODAL.....	90
4.4.1	Caso 1.....	90
4.4.2	Caso 2.....	92
4.4.3	Caso 3.....	95
4.4.4	Caso 4.....	97
	ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD .....	100
4.4.5	Caso 5.....	100
4.4.6	Caso 6.....	102
4.4.7	Caso 7.....	105
4.4.8	Comparación de resultados.....	108
<b>CAPITULO 5.....</b>		<b>110</b>
<b>5 CONCLUSIONES Y LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN.....</b>		<b>110</b>
5.1	Conclusiones.....	110
5.2	Líneas futuras de investigación (Análisis Modal Operacional) .....	113
5.2.1	Introducción.....	113
5.2.2	Instrumentación .....	113
5.2.2.1	PROPUESTA DE INSTRUMENTACIÓN BASADA EN SENSORES UNIAXIALES Y BIAXIALES.....	115
5.2.2.2	PROPUESTA DE INSTRUMENTACIÓN BASADA EN SENSORES TRIAXIALES .....	120
5.2.3	Recomendaciones .....	126
<b>REFERENCIAS.....</b>		<b>127</b>
<b>ANEXOS.....</b>		<b>129</b>

**INDICE DE FIGURAS**

Figura 1. Ubicación del Edificio EERCs. ....	19
Figura 2. Mapa Geológico de la zona. ....	20
Figura 3. Zonas sísmicas del Ecuador. ....	21
Figura 4. Fachada del edificio EERCs. ....	22
Figura 5. Distanciómetro laser BOSCH. ....	25
Figura 6. Medición con cinta métrica. ....	25
Figura 7. Hinchazón en mampostería de baños. ....	26
Figura 8. Hinchazón de columnas ....	26
Figura 9. Grietas en revestimiento del piso ....	27
Figura 10. Grietas en revestimiento de paredes. ....	27
Figura 11. Fisura en la esquina superior izquierda de columna de la cuarta planta. ....	27
Figura 12. Esquema en planta y medidas del subsuelo del EERCs. ....	30
Figura 13. Esquema en planta de la Planta Baja del EERCs. ....	31
Figura 14. Esquema en planta de la Primera Planta del EERCs. ....	31
Figura 15. Esquema de la planta tipo, de las plantas Segunda a la Octava del EERCs. ....	32
Figura 16. Sistema de losa plana con capiteles y ábacos. ....	32
Figura 17. Sistema de muros, columnas y losa plana alivianada. ....	33
Figura 18. Secciones de columnas del edificio EERCs. ....	34
Figura 19. Configuración en planta de los muros del edificio EERCs. ....	34
Figura 20. Vista en elevación de los muros del edificio EERCs. ....	35
Figura 21. Detalle de Losa plana de la planta baja edificio EERCs. ....	35
Figura 22. Detalle de Losa plana desde la 1era Planta hasta la 8va Planta del edificio EERCs. ....	36
Figura 23. Sistemas estructurales dúctiles. ....	37
Figura 24. Sistemas estructurales de ductilidad limitada. ....	37
Figura 25. Irregularidad torsional. ....	38
Figura 26. Retrocesos excesivos en esquinas. ....	38
Figura 27. Discontinuidades en el sistema de piso. ....	39
Figura 28. Ejes estructurales no paralelos. ....	39
Figura 29. Piso Flexible. ....	39
Figura 30. Distribución de masa. ....	40
Figura 31. Irregularidad Geométrica. ....	40
Figura 32. Pantalla táctil Profometer 6. ....	43
Figura 33. Detección de ubicación de acero longitudinal. ....	44
Figura 34. Barrido perpendicular al acero en análisis. ....	44
Figura 35. Mallado de superficie escaneada. ....	44
Figura 36. Detección de ubicación de acero transversal. ....	44
Figura 37. Esclerómetro SilverSchmidt. ....	46
Figura 38. Menú de interfaz de usuario. SilverSchmidt. ....	47
Figura 39. Área de ensayo con ubicación de acero de refuerzo. ....	48
Figura 40. Columnas ensayadas en todos los pisos del edificio. ....	48
Figura 41. Ensayo de esclerometría con martillo SilverSchmidt. ....	49
Figura 42. Relación entre la resistencia a compresión y el índice de rebote. ....	49
Figura 43. Curva de correlación de esclerometría 10% Percentil. ....	50
Figura 44. Columnas seleccionadas para la extracción de núcleos en el subsuelo. ....	52



Figura 45. Extractor de Núcleos de Hormigón. ....	52
Figura 46. Equipo colocado en posición para la extracción. ....	53
Figura 47. Abastecimiento manual de agua al equipo durante la extracción. ....	54
Figura 48. Abastecimiento de agua directo con una conexión manguera-equipo. ....	54
Figura 49. Orificio de extracción. ....	55
Figura 50. Sellado de orificio de extracción. ....	55
Figura 51. Toma de mediciones de la longitud del espécimen. ....	56
Figura 52. toma de mediciones del diámetro del espécimen. ....	56
Figura 53. Especímenes de hormigón perfilados. ....	57
Figura 54. Registro del peso del espécimen de hormigón. ....	57
Figura 55. Prueba de Compresión simple. ....	58
Figura 56. Inicialización del modelo. ....	65
Figura 57. Ingreso de datos de dimensiones y alturas de piso. ....	66
Figura 58: Importación de plantilla de AutoCAD. ....	66
Figura 59. Grillas de entrada, vista en planta y en 3-D. ....	67
Figura 60: Definición de materiales. ....	67
Figura 61: Creación de elementos tipo Frame. ....	68
Figura 62. Propiedades de elementos tipo Frame. ....	69
Figura 63. Ingreso de propiedades de un elemento columna. ....	69
Figura 64: Factores de modificación de rigidez de elemento columna. ....	70
Figura 65. Propiedades de elementos tipo Slab. ....	70
Figura 66. Ingreso de propiedades de un elemento losa. ....	71
Figura 67. Factores de modificación de rigidez en losas. ....	72
Figura 68. Ingreso de propiedades de elemento Losa_grada. ....	72
Figura 69: Ingreso de propiedades de elemento Macizado25cm. ....	73
Figura 70: Ingreso de propiedades de elemento Muro 20cm. ....	73
Figura 71. Factores de modificación de rigidez de muros. ....	74
Figura 72. Condiciones de apoyo en la base. ....	74
Figura 73. Definición de cargas. ....	75
Figura 74. Definición de conjuntos de carga. ....	75
Figura 75. Asignación de tipo de carga y valor. ....	76
Figura 76. Definición de la Fuente de masa en el análisis. ....	77
Figura 77. Selección de modos de vibración. ....	78
Figura 78. Proceso de selección de tablas de resultados. ....	78
Figura 79. Curva de conversión esclerometría. ....	84
Figura 80. Medidas de entrantes en la Planta Baja. ....	86
Figura 81. Discontinuidades de piso Planta con gradas. ....	87
Figura 82. Discontinuidades de piso Planta sin gradas. ....	87
Figura 83. Planta tipo estructura inicial. Etabs 17. ....	91
Figura 84. Vista en planta del modo de vibración 1 correspondiente al Caso 1. a) Segunda Planta. b) Quinta Planta. c) Octava Planta. ....	92
Figura 85. Vista en planta del modo de vibración 2 correspondiente al Caso 1. a) Segunda Planta. b) Quinta Planta. c) Octava Planta. ....	92
Figura 86. Vista en planta del modo de vibración 3 correspondiente al Caso 1. a) Segunda Planta. b) Quinta Planta. c) Octava Planta. ....	92
Figura 87. Planta tipo estructura inicial. Etabs 1. ....	94
Figura 88. Vista en planta del modo de vibración 1 correspondiente al Caso 2. a) Segunda Planta. b) Quinta Planta. c) Octava Planta. ....	94





Figura 89. Vista en planta del modo de vibración 2 correspondiente al Caso 2. a) Segunda Planta. b) Quinta Planta. c) Octava Planta. ....	95
Figura 90. Vista en planta del modo de vibración 3 correspondiente al Caso 2. a) Segunda Planta. b) Quinta Planta. c) Octava Planta. ....	95
Figura 91. Vista en planta del modo de vibración 1 correspondiente al Caso 3. a) Segunda Planta. b) Quinta Planta. c) Octava Planta. ....	97
Figura 92. Vista en planta del modo de vibración 2 correspondiente al Caso 3. a) Segunda Planta. b) Quinta Planta. c) Octava Planta. ....	97
Figura 93. Vista en planta del modo de vibración 3 correspondiente al Caso 3. a) Segunda Planta. b) Quinta Planta. c) Octava Planta. ....	97
Figura 94. Vista en planta del modo de vibración 1 correspondiente al Caso 4. a) Segunda Planta. b) Quinta Planta. c) Octava Planta. ....	99
Figura 95. Vista en planta del modo de vibración 2 correspondiente al Caso 4. a) Segunda Planta. b) Quinta Planta. c) Octava Planta. ....	99
Figura 96. Vista en planta del modo de vibración 3 correspondiente al Caso 4. a) Segunda Planta. b) Quinta Planta. c) Octava Planta. ....	100
Figura 97. Vista en planta del modo de vibración 1 correspondiente al Caso 5. a) Segunda Planta. b) Quinta Planta. c) Octava Planta. ....	102
Figura 98. Vista en planta del modo de vibración 2 correspondiente al Caso 5. a) Segunda.....	102
Figura 99. Vista en planta del modo de vibración 3 correspondiente al Caso 5. a) Segunda Planta. b) Quinta Planta. c) Octava Planta. ....	102
Figura 100. Vista en planta del modo de vibración 1 correspondiente al Caso 6. a) Segunda Planta. b) Quinta Planta. c) Octava Planta. ....	104
Figura 101. Vista en planta del modo de vibración 2 correspondiente al Caso 6. a) Segunda Planta. b) Quinta Planta. c) Octava Planta. ....	104
Figura 102. Vista en planta del modo de vibración 3 correspondiente al Caso 6. a) Segunda Planta. b) Quinta Planta. c) Octava Planta. ....	105
Figura 103. Vista en planta del modo de vibración 1 correspondiente al Caso 7. a) Segunda Planta. b) Quinta Planta. c) Octava Planta. ....	107
Figura 104. Vista en planta del modo de vibración 2 correspondiente al Caso 7. a) Segunda Planta. b) Quinta Planta. c) Octava Planta. ....	107
Figura 105. Vista en planta del modo de vibración 1 correspondiente al Caso 6. a) Segunda Planta. b) Quinta Planta. c) Octava Planta. ....	107
Figura 106. Falla por adherencia probeta de hormigón No: 8. ....	110
Figura 107. Probeta No:52, proporción de árido grueso en probeta. ....	111
Figura 108. Probeta No:8, proporción de árido grueso en probeta. ....	111
Figura 109. Localización de sensores. ....	114
Figura 110. Esquema de ubicación de sensores en el subsuelo y Planta baja de la estructura. Instrumentación Básica. ....	115
Figura 111. Esquema de ubicación de sensores en la Cuarta y Octava planta de la estructura. Instrumentación Básica. ....	116
Figura 112. Esquema de ubicación de sensores en el subsuelo de la estructura. Instrumentación Tipo 1. ....	117
Figura 113. Esquema de ubicación de sensores en la Planta baja de la estructura. Instrumentación Tipo 1. ....	117
Figura 114. Esquema de ubicación de sensores en la Cuarta planta de la estructura. Instrumentación Tipo 1. ....	117



Figura 115. Esquema de ubicación de sensores en la Octava planta de la estructura. Instrumentación Tipo 1..... 118

Figura 116. Esquema de ubicación de sensores en el subsuelo de la estructura. Instrumentación Tipo 4..... 119

Figura 117. Esquema de ubicación de sensores en la Planta baja de la estructura. Instrumentación Tipo 4..... 119

Figura 118. Esquema de ubicación de sensores en la Cuarta planta de la estructura. Instrumentación Tipo 4..... 119

Figura 119. Esquema de ubicación de sensores en la Octava planta y terraza de la estructura. Instrumentación Tipo 4..... 120

Figura 120. Esquema de ubicación de sensores en el subsuelo de la estructura. Instrumentación Tipo 3..... 121

Figura 121. Esquema de ubicación de sensores en el Planta baja de la estructura. Instrumentación Tipo 3..... 121

Figura 122. Esquema de ubicación de sensores en la Cuarta planta de la estructura. Instrumentación Tipo 3..... 121

Figura 123. Esquema de ubicación de sensores en la Octava planta y terraza de la estructura. Instrumentación Tipo 3..... 122

Figura 124. Esquema de ubicación de sensores en el subsuelo de la estructura. Instrumentación Tipo 4..... 123

Figura 125. Esquema de ubicación de sensores en la Primera planta de la estructura. Instrumentación Tipo 4..... 123

Figura 126. Esquema de ubicación de sensores en la Tercera, Quinta y Séptima planta de la estructura. Instrumentación Tipo 4..... 123

Figura 127. Esquema de ubicación de sensores en la Octava planta y terraza de la estructura. Instrumentación Tipo 4..... 124

Figura 128. Esquema de ubicación de sensores en el subsuelo de la estructura. Instrumentación Tipo 5..... 125

Figura 129. Esquema de ubicación de sensores en el Primera Planta de la estructura. Instrumentación Tipo 5..... 125

Figura 130. Esquema de ubicación de sensores en la Tercera, Quinta y Séptima de la estructura. Instrumentación Tipo 5..... 125

Figura 131. Esquema de ubicación de sensores en la Octava planta y terraza de la estructura. Instrumentación Tipo 5..... 126

**INDICE DE TABLAS**

Tabla 1. Coordenadas geográficas Edificio EERCs.....	19
Tabla 2. Coordenadas UTM Edificio EERCs.....	19
Tabla 3. Pesos de materiales usados en el cálculo de cargas permanentes. ....	41
Tabla 4. Peso total en Ton del edificio EERCs en Etabs 17.....	41
Tabla 5. Sobrecargas vivas mínimas uniformemente distribuidas y concentradas. ..	42
Tabla 6. Factores de corrección de resistencia. ....	59
Tabla 7. Ensayo de esclerometría en la columna 12 de la Segunda Planta.....	79
Tabla 8. Ensayo de esclerometría en el muro 2 de la Segunda Planta. ....	80
Tabla 9. Ensayo de esclerometría en la losa macizada de la Segunda Planta.....	80
Tabla 10. Resistencia a la compresión en columnas.....	81
Tabla 11. Resistencia a la compresión en muros.....	81
Tabla 12. Resistencia a la compresión en losas.....	82
Tabla 13. Datos y cálculos de los especímenes de hormigón. ....	82
Tabla 14. Carga y resistencia de los especímenes de hormigón. ....	83
Tabla 15. Factor de corrección de curva de conversión esclerométrica.....	83
Tabla 16. Resistencia a la compresión corregida en columnas.....	85
Tabla 17. Resistencia a la compresión corregida en muros.....	85
Tabla 18. Resistencia a la compresión corregida en losas.....	85
Tabla 19. Resistencia promedio a la compresión de elementos de hormigón. ....	86
Tabla 20. Irregularidad en planta tipo 2.....	86
Tabla 21. Irregularidad en planta tipo 3.....	87
Tabla 22. Irregularidad en elevación tipo 2.....	88
Tabla 23. Irregularidad en elevación tipo 3.....	88
Tabla 24. Cargas perimetrales actuantes en las plantas del edificio. ....	89
Tabla 25. Cargas por acabados y revestimientos actuantes en las plantas del edificio.....	89
Tabla 26. Resumen de cargas.....	89
Tabla 27. Cargas pertenecientes a estructuras nuevas de la primera planta.....	90
Tabla 28. Cargas pertenecientes a estructuras nuevas de la octava planta. ....	90
Tabla 29. Periodos y frecuencias de modos de vibración. Caso 1.....	90
Tabla 30. Factores de participación de masa, traslacionales. Caso 1.....	91
Tabla 31. Factores de participación de masa, rotacionales. Caso 1.....	91
Tabla 32. Periodos y frecuencias de modos de vibración. Caso 2.....	93
Tabla 33. Factores de participación de masa, traslacionales. Caso 2.....	93
Tabla 34. Factores de participación de masa, rotacionales. Caso 2.....	94
Tabla 35. Periodos y frecuencias de modos de vibración. Caso 3.....	95
Tabla 36. Factores de participación de masa, traslacionales. Caso 3.....	96
Tabla 37. Factores de participación de masa, rotacionales. Caso 3.....	96
Tabla 38. Periodos y frecuencias de modos de vibración. Caso 4.....	98
Tabla 39. Factores de participación de masa, traslacionales. Caso 4.....	98
Tabla 40. Factores de participación de masa, rotacionales. Caso 4.....	99
Tabla 41. Periodos y frecuencias de modos de vibración. Caso 5.....	100
Tabla 42. Factores de participación de masa, traslacionales. Caso 5.....	101
Tabla 43. Factores de participación de masa, rotacionales. Caso 5.....	101
Tabla 44. Periodos y frecuencias de modos de vibración. Caso 6.....	103
Tabla 45. Factores de participación de masa, traslacionales. Caso 6.....	103



Tabla 46. Factores de participación de masa, rotacionales. Caso 6.....	104
Tabla 47. Propiedades del hormigón ingresadas en el caso 7.....	105
Tabla 48. Periodos y frecuencias de modos de vibración. Caso 7.....	105
Tabla 49. Factores de participación de masa, traslacionales. Caso 7.....	106
Tabla 50. Factores de participación de masa, rotacionales. Caso 7.....	106
Tabla 51. Criterios de calificación.....	108
Tabla 52. Resumen periodos de vibración correspondientes a los 6 casos de análisis. Etabs 17.....	108
Tabla 53. Análisis del Periodo fundamental del caso de referencia.....	109
Tabla 54. Resumen de Peso de la estructura en Ton, correspondiente a los 6 casos de análisis.....	109



## Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio Institucional

---

Victor Hugo Samaniego Galindo, en calidad de autor y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación “Análisis modal con orientación hacia monitorización de Salud Estructural. Caso edificio Empresa Eléctrica Regional Centrosur”, de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, 31- julio-2020



---

Victor Hugo Samaniego Galindo

C.I: 0105204150



## Cláusula de Propiedad Intelectual

---

Victor Hugo Samaniego Galindo, autor del trabajo de titulación "Análisis modal con orientación hacia monitorización de Salud Estructural. Caso edificio Empresa Eléctrica Regional Centrosur", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, 31- julio-2020

Victor Hugo Samaniego Galindo

C.I.: 0105204150



## **DEDICATORIA**

Este trabajo lo dedico a Dios, por darme la fuerza y la voluntad para afrontar todos estos años de vida y de desafíos en mi carrera universitaria.

A mis padres Victor y Alicia, por ser el pilar fundamental en mi educación y por enseñarme que a base de amor y perseverancia se pueden conseguir las metas anheladas.

A mis hermanas Johanna, Cristina y Jennifer, por el apoyo recibido, demostrando que la unión familiar es la mayor motivación que se puede recibir para seguir adelante.



## **AGRADECIMIENTOS**

En primer lugar, quiero agradecer a Dios, por ser la luz que me guía en toda esta travesía llamada vida y de igual manera a mi familia por el apoyo incondicional recibido para lograr alcanzar esta meta.

A mi Director de Tesis el Ing. Juan Jiménez por confiar en mí para esta investigación. Además, por haberme guiado en el proceso y brindado sus enseñanzas haciendo posible la culminación de este trabajo.

Agradezco a la Universidad de Cuenca y al personal de docentes por la formación académica y profesional recibida durante estos años.

A la Empresa Eléctrica Regional Centrosur, por las facilidades brindadas durante los estudios realizados en sus instalaciones.

A los docentes y amigos que gracias a sus aportes esta investigación fue posible. De igual manera a mis amistades con las cuales he compartido todos estos años marcados de gratas experiencias.





## CAPITULO 1

### 1 INTRODUCCIÓN

#### 1.1 JUSTIFICACIÓN Y ANTECEDENTES

A lo largo de la historia, Ecuador ha sufrido una serie de sismos de distintas magnitudes, debido a su ubicación en el cinturón de Fuego del Pacífico. Está catalogado como una zona de alta sismicidad. El objeto de estudio de la presente investigación se enfoca, precisamente, en el comportamiento de una estructura o edificación frente a las cargas sísmicas que puede estar sujeto. Esto se lleva a cabo, a través, de la obtención y análisis de las propiedades dinámicas o parámetros modales que gobiernan en la estructura. Los parámetros modales se definen como aquellos parámetros que rigen el movimiento de una estructura, tales como: el periodo de vibración, modos de vibración, factores de participación, entre otros. En conjunto estos indican la forma en la que vibra la edificación. Los parámetros mencionados se pueden obtener a partir de un análisis de manera analítica, a través, de una modelación la cual se plantea en la presente investigación, con el uso del programa computacional ETABS, o de manera operacional. El análisis modal operacional se presenta como líneas futuras de investigación en el presente trabajo.

El tema se realiza como parte de una investigación de mayor alcance, “Tecnologías IoT y Redes Inalámbricas de Sensores Aplicados a la Monitorización de Salud Estructural en Edificios Esenciales de la Ciudad de Cuenca”, el proyecto en general se centra en la elaboración de una monitorización de salud estructural en edificios esenciales de la Ciudad de Cuenca. El estudio a ser realizado en la investigación de tesis es la parte analítica del análisis modal de la estructura, cabe destacar que el escenario de análisis para la ejecución del proyecto es el edificio de la Empresa Eléctrica Regional Centrosur, mediante un convenio de cooperación entre la empresa mencionada y la Universidad de Cuenca.

El estudio del comportamiento de una estructura ante la presencia de cargas sísmicas, mediante el cálculo de los parámetros modales, nos ayuda a determinar las zonas que sufren o podrían sufrir un daño de gran magnitud al momento de la presencia de un evento sísmico, con la finalidad de intervenir de manera temprana la estructura, antes de que los daños hayan alcanzado niveles muy altos y sean irreversibles. Esto está relacionado directamente con el ámbito económico, ya que mientras más pronto se detecte una falla o un daño, la inversión será menor, a diferencia de la que se realizaría cuando el daño tenga niveles de gran magnitud.

Una correcta modelización con ayuda del paquete computacional, dependerá del levantamiento estructural y de la correcta determinación de los pesos que están presentes en cada uno de los 11 pisos del edificio. Es decir, mientras más fino se



realice el análisis, los datos obtenidos deben ser los más reales y confiables posibles los cuales gobernarán el sistema.

## 1.2 OBJETIVOS

### 1.2.1 Objetivo general

Determinar los parámetros modales del edificio de la Empresa Eléctrica Regional Centrosur con orientación a la monitorización de salud estructural.

### 1.2.2 Objetivos específicos

- Caracterizar el edificio desde el punto de vista tipológico y recolectar información arquitectónica y estructural.
- Realizar el levantamiento estructural del edificio y la caracterización mecánica de los materiales.
- Desarrollar e implementar el modelo de masas del edificio.
- Realizar pruebas de análisis modal sobre el modelo utilizando el programa ETABS, considerando el efecto de las paredes y el agrietamiento de las secciones.
- Discutir resultados, plantear conclusiones y líneas futuras de investigación.

## 1.3 ALCANCE

Se busca demostrar la influencia de las paredes de mampostería y de las secciones agrietadas en el análisis modal de una estructura, es decir, la variación de los parámetros modales tales como los distintos modos de vibración, en función de las consideraciones tomadas en los análisis. En cierto modo, si el peso de las paredes en relación con el de toda la estructura es mínimo, no existiría mucha influencia de estos en los modos de vibración de la estructura. Todo lo contrario, ocurriría en el caso de las secciones agrietadas ya que esto estaría relacionado directamente con la inercia, por lo que se pudieran encontrar variaciones significativas en el análisis.

El presente documento de investigación se divide en varios puntos importantes de estudio. La primera parte, se relaciona con la teoría y la metodología usada en el análisis de la edificación, esta engloba secciones tales como: la descripción del edificio, características geológicas del sector, definición de cargas, consideraciones de análisis sísmico, y ensayos de campo realizados. En la segunda parte se define el análisis modal y la metodología de aplicación usada en el análisis a través del uso del paquete computacional. En el punto tres se exponen y analizan los resultados; y finalmente, se definen las conclusiones y se plantean las líneas futuras de investigación.

## CAPITULO 2

### 2 ANALISIS DE LA EDIFICACION

Este capítulo describe los aspectos más importantes acerca del edificio a analizar. A partir de las consideraciones tomadas en este capítulo, se realizan los demás capítulos de la investigación; los datos a definirse son la geometría, tipo de suelo, cargas gravitacionales y las características mecánicas de los materiales. La ubicación y el tipo de suelo en los que se encuentra la edificación son de gran importancia en el análisis sísmico, ya que en el diseño se determinan las fuerzas sísmicas que se aplicarán sobre el edificio durante un evento.

#### 2.1 UBICACIÓN

El edificio de la Empresa Eléctrica Regional Centrosur está ubicado en la ciudad de Cuenca provincia del Azuay, entre las calles Av. Max Uhle y Av. Pumapungo (Figura 1). Las coordenadas geográficas y UTM en las que se encuentra el edificio, son las que se presentan a continuación en las Tablas 1 y 2 respectivamente:

Tabla 1. Coordenadas geográficas Edificio EERCs.

Coordenadas Geográficas	
Latitud	2°54'17.16"S
Longitud	78°59'0.06"O

Tabla 2. Coordenadas UTM Edificio EERCs.

Coordenadas UTM	
Coordenada Este	724162.62 m E
Coordenada Oeste	9678733.27 m S

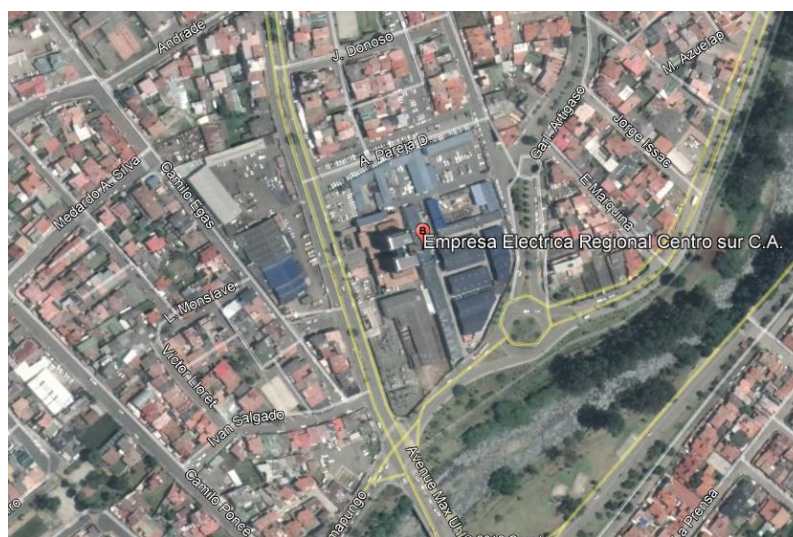


Figura 1. Ubicación del Edificio EERCs.

Fuente: Google Earth.

## 2.2 CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS DEL SECTOR

El área de la ciudad de Cuenca se encuentra mapeada a detalle desde el punto de vista geológico gracias al Proyecto PRECUPA (Cuerpo Suizo de Socorro, 1998) que presentó su informe final en 1998 a partir del cual se describe el contexto geológico del área de estudio. El sector donde la edificación fue emplazada se encuentra sobre depósitos aluviales recientes y dentro de su área de influencia se encuentra la terraza aluvial y fluvioglaciaria número 1 características propias de lugares con presencia de ríos. Además, a sus alrededores se encuentran arcillas varbadas, areniscas, conglomerados y rocas afectadas por metamorfismo de contacto (Figura 2).

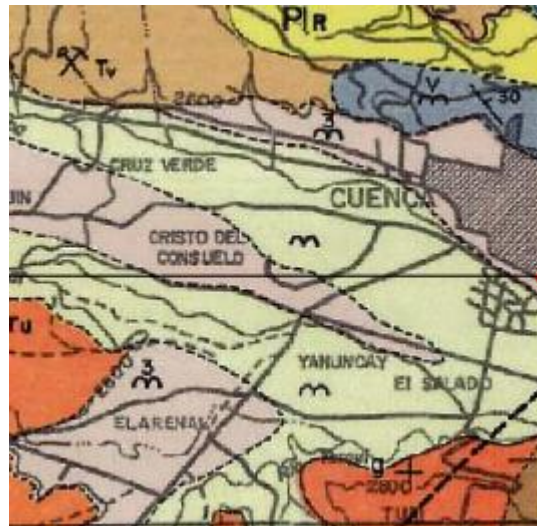


Figura 2. Mapa Geológico de la zona.

Fuente: (Cuerpo Suizo de Socorro, 1998).

### 2.2.1 Litología

Las formaciones geológicas que se identifican en el sector en el que se encuentra emplazado el edificio y sus alrededores, se detallan a continuación:

- **Depósitos Aluviales (Qa)**

Corresponden a depósitos post-glaciares perteneciente a la era geológica del Holoceno. Está formado por diferentes tipos de materiales de acuerdo a la formación en la que este se encuentre, propiamente por material arrastrado por los ríos. Estos depósitos aparecen en los fondos valles, llanuras y en lugares con pequeñas depresiones aisladas.

- **Terrazas (Qt1-5)**

Son depósitos que pertenecen a la era del Holoceno y son de origen de tipo aluvial en su gran mayoría. Compuestas por 5 tipos de terrazas distribuidas para la ciudad de Cuenca, se distribuyen en zonas ubicadas en los márgenes de los ríos de la ciudad, tal como es el río Tomebamba y el Yanuncay.

Para las terrazas 1 a la 4, se presentan por bloques subangulares a redondeados y subesféricos (ocurrencia 40 y 70%) en matriz de grava areno arcillosa (ocurrencia 60 y 30%). Se puede considerar a este material como fluvio-glacial y aluvial proveniente de lugares altos de la cordillera occidental.

La terraza identificada en el contexto del lugar de emplazamiento del edificio corresponde específicamente a la terraza 1.

(Cuerpo Suizo de Socorro, 1998).

### 2.3 AMENAZA SISMICA

En función de sus características geológicas, y al estar ubicado dentro del Cinturón de Fuego del Pacífico, el Ecuador está catalogado como un país con una alta actividad sísmica, que cuenta con una amplia historia de movimientos telúricos a través de los años; el último de gran magnitud e intensidad tuvo lugar en la provincia de Manabí a inicios del año 2016.

La NEC-15, presenta un mapa de zonificación sísmica, y divide al país en zonas en función de su nivel de amenaza sísmica (Figura 3). La ciudad de Cuenca se encuentra en la zona sísmica (II), le corresponde un factor Z de 0.25g y está considerada como zona de alta amenaza sísmica.

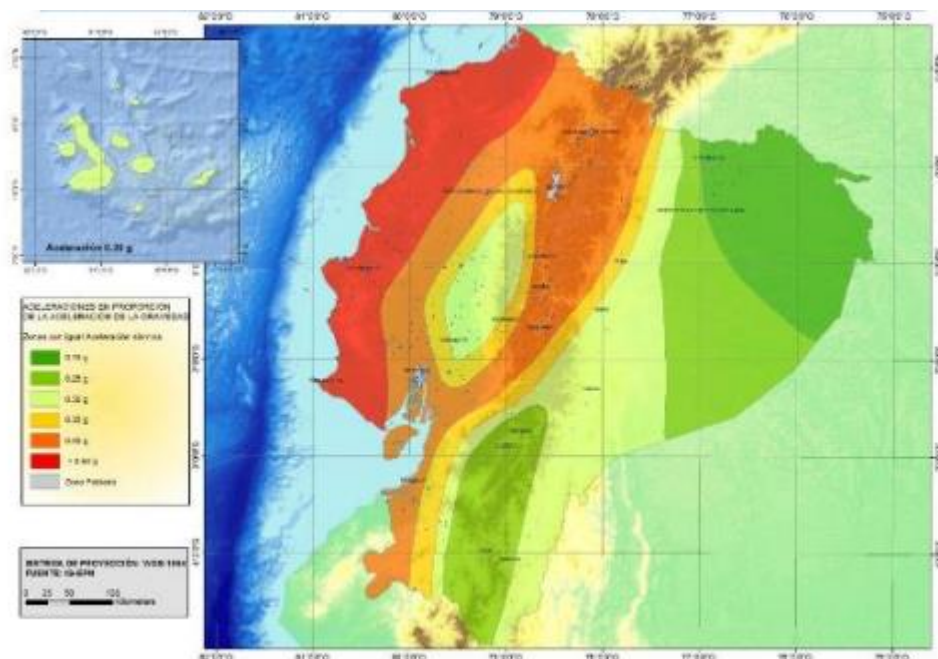


Figura 3. Zonas sísmicas del Ecuador.

Fuente: (NEC, 2015).

## 2.4 DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACION



Figura 4. Fachada del edificio EERCs.

El edificio de la Empresa Eléctrica Regional Centrosur (Figura 4) fue construido a inicios de la década de los 90's, en el año 1992. Su uso es de oficinas (cobranzas y de actividades administrativas) en todos sus pisos. El edificio está formado de una estructura de hormigón armado, con acabados de mampostería revestida en la fachada. Está conformado de nueve plantas, un subsuelo y una terraza.

El sistema estructural empleado es el de losas planas alivianadas soportadas por columnas. Además, tiene un sistema de muros de hormigón armado, los cuales se encuentran desde el parqueadero hasta el último piso del edificio. Las luces de los vanos varían en su dimensión tanto en el eje "x" como en el eje "y". La altura de entrepiso varía en la planta baja y en el parqueadero, en relación a los demás pisos que componen el edificio y, además, tienen diferente configuración estructural.

## 2.5 LEVANTAMIENTO ESTRUCTURAL

En el estudio de las características de un edificio existente, un levantamiento estructural busca determinar las dimensiones geométricas y la configuración de los elementos estructurales y no estructurales del edificio. Este estudio parte de la aplicación de la metodología "Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards" (RSV) planteada en el FEMA 154. Se parte de la necesidad de identificar y recolectar información de edificaciones potencialmente susceptibles a daños ante la presencia de un sismo, condición que afecta al edificio de la EERCs debido a su sistema constructivo con losas planas, no recomendable para resistir fuerzas laterales.



En este apartado, se recopila la mayor cantidad de información posible en términos de planos arquitectónicos y estructurales, y se procede a realizar una inspección in situ de la estructura. Para el caso del edificio de la EERCs, no se pudo contar con los planos definitivos de las plantas. Esto pudo constatarse luego de las mediciones realizadas.

## **2.5.1 Metodología**

### **2.5.1.1 Evaluación Visual Rápida**

El método RSV (“Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards”) descrito en el reporte del FEMA 154, sirve como guía en la planeación y evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras existentes.

#### **Utilidades**

Los resultados de una evaluación completa utilizando los lineamientos propuestos en el FEMA 154, pueden ser utilizados para los siguientes propósitos:

- Identificar edificaciones potencialmente vulnerables sísmicamente y que necesiten una evaluación adicional
- Clasificar las necesidades de rehabilitación sísmica en la comunidad.
- Diseñar programas de mitigación de riesgos sísmicos para la comunidad.
- Crear inventarios, registros de edificaciones en regiones, y las evaluaciones del daño y el peligro a la que estarán expuestas frente a un sismo.
- Planificación posterior a un sismo, correspondiente a una evaluación de seguridad.

Se aplica la metodología establecida en el capítulo 2 del documento, correspondiente a la inspección visual y a la recopilación de los datos de la estructura.

#### **Procedimiento**

Se plantea la implementación de una inspección visual rápida, la cual está conformada por una secuencia que empieza por el desarrollo de un presupuesto, en función de la extensión de los exámenes a realizarse y el uso que se dará a los datos en el futuro. Luego, se realiza una planificación del estudio, y se define el área a examinarse. Una vez definida la planificación, se procede a seleccionar al equipo de trabajo, se agrupa y revisa la información recopilada previamente. Posteriormente, con los planos disponibles de la edificación, se revisan medidas, la edad de la construcción, irregularidades; se relaciona esta información in-situ y se compara con los planos. Se realiza la inspección visual al interior y exterior de la construcción en planta y elevación, y se toma información fotográfica, listas de chequeo o filmaciones. Finalmente, se examina la información recopilada y se elaboran registros de dicha información.



A partir de la información recopilada, se definen pruebas y ensayos necesarios para la evaluación estructural del edificio. Debido al desconocimiento de las propiedades de los elementos estructurales del edificio y la falta de datos, se plantea la caracterización de los elementos de hormigón tales como: las columnas, muros, losas y, además, la mampostería de la estructura.

### 2.5.1.2 Mediciones

De manera complementaria al método RSV, se deben realizar mediciones de longitud de los vanos y dimensión de los elementos de la estructura tales como:

- Espesor de columnas, muros, losas y mampostería.
- Distancia entre columnas.
- Altura de entrepiso.
- Áreas de bloques nuevos.

Para la toma de datos existen 2 métodos de medición: medición directa y medición indirecta. Debido a la accesibilidad de los elementos y espacios libres de la estructura se plantea la utilización de un sistema de medición directa.

#### Sistemas de medición directa

Este sistema emplea herramientas que permiten realizar mediciones directas, es decir, no requiere cálculos adicionales, se las pueden realizar manualmente y precisan que no exista obstáculos entre los puntos de medición. Debido a su costo y sencilla aplicación representa la opción más viable al momento de realizar mediciones.

En las mediciones directas de los elementos del edificio de la EERCs se emplean 2 equipos: el distanciómetro láser y la cinta métrica. Se usan estos equipos para comparar los resultados, lo cual garantiza una medición correcta.

- **Distanciómetro láser:** Es un aparato electrónico que realiza medidas a través de un láser que se dispara desde el equipo hasta el punto de proyección. La precisión del equipo es milimétrica y la máxima distancia de medición está limitada por la capacidad visual del operador. Las mediciones se las realizan de manera que el equipo se encuentre perpendicular a los elementos a ser medidos. En la Figura 5 se presenta el equipo mencionado.





Figura 5. Distanciómetro laser BOSCH.

- **Cinta métrica:** Permite realizar mediciones de grandes distancias. Sustituye al distanciómetro laser en lugares con mucha luz y distancias que no pueden ser medidas por este equipo. Se debe tener en cuenta que realizar las mediciones con cinta métrica requiere la operación de dos personas, como se indica en la Figura 6.



Figura 6. Medición con cinta métrica.

Se realizan medidas de los vanos en las 2 direcciones (x, y) de todos los pisos del edificio. Además, se determinan espesores de los elementos estructurales y no estructurales. Finalmente, se definen las alturas de entrepiso.

### 2.5.1.3 Fallas de elementos estructurales

Se detectan distintos tipos de fallas presentes en columnas, paredes y losa, las cuales correspondían a grietas, fisuras e hinchazón en ciertos elementos de la edificación en análisis.

Para el caso de la hinchazón de los elementos, en la Figura 8, se indica un ejemplo de la hinchazón presente en cuatro columnas de la edificación, este fenómeno se visualiza de manera que con un nivel colocado transversalmente a la columna se evidencia que esta presenta una irregularidad en su superficie. De igual manera, para paredes de mampostería se presenta un caso similar; en las paredes de los servicios higiénicos de tres pisos se detecta la anomalía, la cual se indica en la Figura 7.



*Figura 8. Hinchazón de columnas*



*Figura 7. Hinchazón en mampostería de baños.*

Respecto a las grietas en pisos y paredes, las cuales corresponden a las torres de las esquinas en la cual se ubican los servicios higiénicos privados, se observa grietas presentes en el revestimiento de cerámica de las paredes y pisos, tal como se indica en las Figuras 9 y 10. Además, se detectaron grietas en uniones entre la mampostería y las columnas. Para el caso de las columnas, se observaron deterioros debido a fisuras en las esquinas de la parte superior de estas. Cabe recalcar que estas fallas no se encontraron en todas las columnas de la edificación, únicamente en dos columnas de los servicios higiénicos privados correspondientes a la cuarta y quinta planta. Esta irregularidad se ilustra a continuación en la Figura 11.



*Figura 10. Grietas en revestimiento de paredes.*



*Figura 9. Grietas en revestimiento del piso*



*Figura 11. Fisura en la esquina superior izquierda de columna de la cuarta planta.*



## 2.6 DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA

Las características arquitectónicas que definen al edificio de la Empresa Eléctrica Regional Centrosur, vienen dadas por una forma de un bloque tipo C, formado por nueve plantas, subsuelo y terraza. El acabado exterior de la fachada del edificio es de mampostería revestida de material granular en las torres ubicadas en las 4 esquinas del edificio, y ventanas a lo largo de todo el perímetro de los pisos. Las plantas del edificio están asignadas para diversos usos específicos.

Los ambientes de todas las plantas del edificio tienen diversos usos, los cuales varían dependiendo del piso, entre ellos se tienen oficinas, baterías sanitarias, parqueaderos, ascensores, entre otros. Los usos y características de cada piso se detallan a continuación:

### Nivel -2.85m: Subsuelo

- Área de construcción: 1958.825  $m^2$
- Perímetro: 218.68  $m$
- Casa de maquinas
- Parqueadero
- Bodegas
- Cocina
- Ascensor

### Nivel +1.05m: Planta Baja

- Área de construcción: 2017.96  $m^2$
- Perímetro: 217.08  $m$
- Atención al cliente
- Baterías sanitarias

### Nivel +4.95m: Primera planta

- Área total de construcción: 2017.96  $m^2$
- Área piso tipo: 588.38  $m^2$
- Área nuevos bloques: 257.4  $m^2$
- Perímetro: 217.08  $m$
- Tesorería
- Departamento de mercado
- Dirección de comercialización
- Terraza
- Baterías sanitarias

### Nivel +7.95m: Segunda Planta

- Área de construcción: 588.38  $m^2$
- Perímetro: 131.44  $m$



- Dirección de telecomunicaciones
- Departamento de subtransmisión
- Terraza
- Baterías sanitarias

**Nivel +10.95m: Tercera Planta**

- Área de construcción: 588.38  $m^2$
- Perímetro: 131.44  $m$
- Secretaria
- Dirección de distribución
- Departamentos zona 1, 2 y 3
- Baterías sanitarias

**Nivel +13.95m: Cuarta Planta**

- Área de construcción: 588.38  $m^2$
- Perímetro: 131.44  $m$
- Sala de secciones
- Dirección de talento humano
- Departamento de obras civiles
- Baterías sanitarias

**Nivel +16.95m: Quinta Planta**

- Área de construcción: 588.38  $m^2$
- Perímetro: 131.44  $m$
- Baterías sanitarias
- Dirección administrativa financiera

**Nivel +19.95m: Sexta Planta**

- Área de construcción: 588.38  $m^2$
- Perímetro: 131.44  $m$
- Baterías sanitarias
- Presidencia ejecutiva
- Dirección de asesoría jurídica

**Nivel +22.95m: Séptima Planta**

- Área de construcción: 588.38  $m^2$
- Perímetro: 131.44  $m$
- Dirección de planificación
- Dirección de sistema informáticos
- Baterías sanitarias



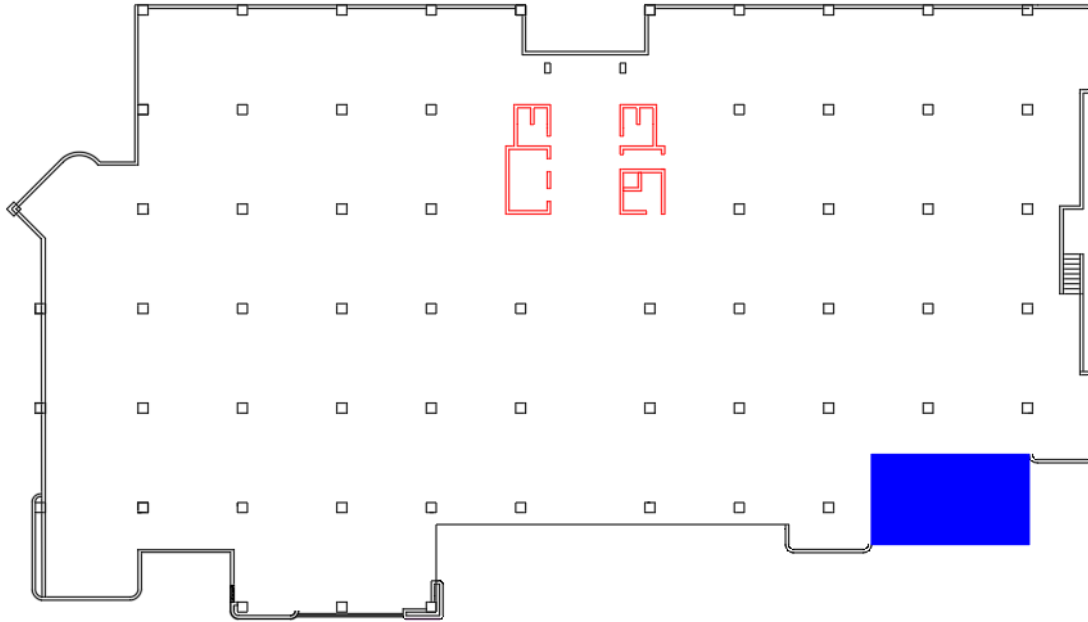


Figura 13. Esquema en planta de la Planta Baja del EERCs.

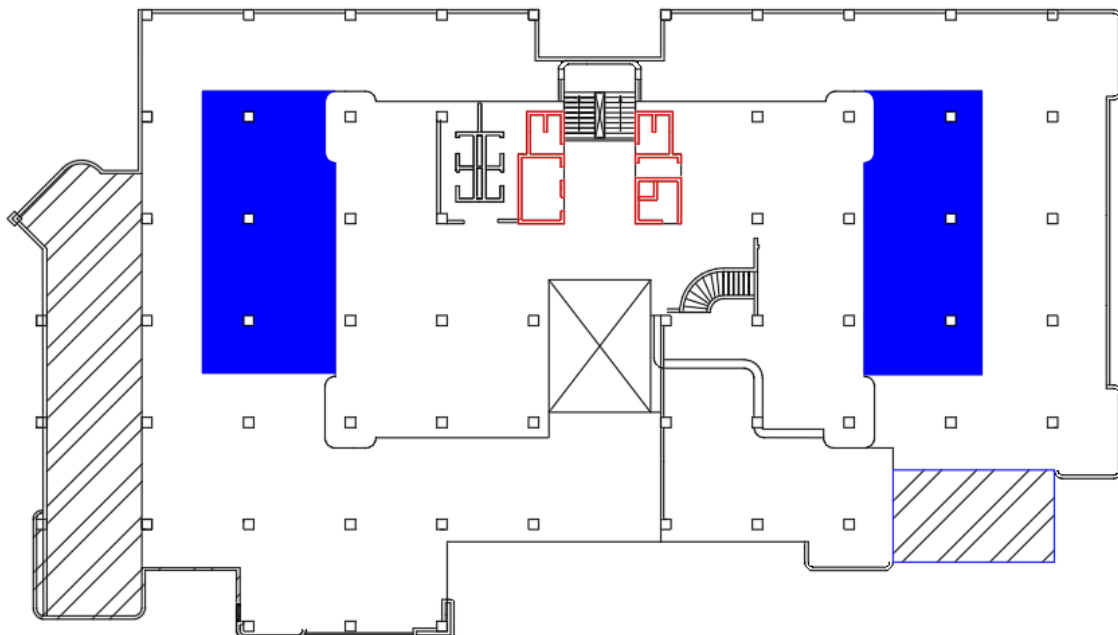


Figura 14. Esquema en planta de la Primera Planta del EERCs.

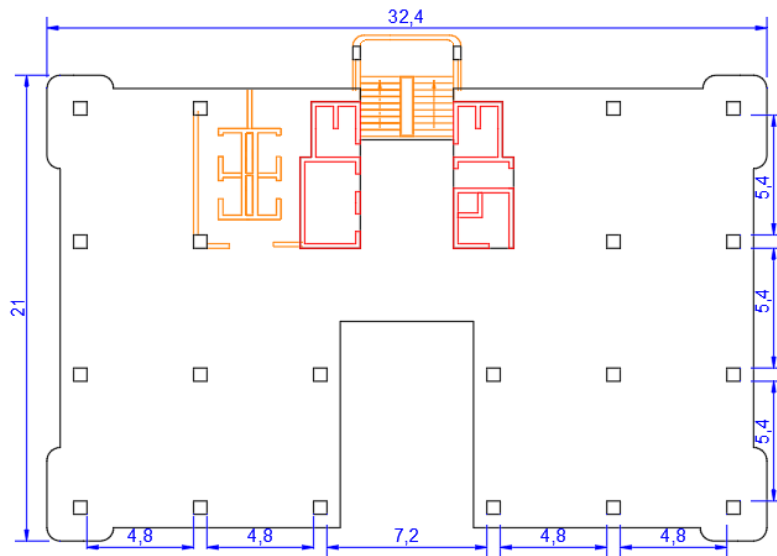


Figura 15. Esquema de la planta tipo, de las plantas Segunda a la Octava del EERCs.

## 2.7 DESCRIPCIÓN TIPOLOGICA

### 2.7.1 Edificios con losas planas

En un sistema constructivo común en edificaciones, las cargas a las que esta se encuentra sujeta se transmiten de la losa a las vigas sobre la cual se apoya y posteriormente, estas transmiten las cargas a los elementos muros y columna.

La losa plana, es un sistema que transmite las cargas directamente a los elementos verticales, es decir, se apoya sobre estos y no sobre vigas. Normalmente, su sistema constructivo cuenta además con ábacos y capiteles, para resistir los efectos del cortante en la losa.

A continuación, en la Figura 16 se presenta un sistema de losa plana maciza con ábacos, capiteles y sin vigas, mientras que en la Figura 17 se tiene un sistema de columnas y muros con losa plana alivianada, que tiene un macizado alrededor de las columnas y muros y presenta vigas planas.

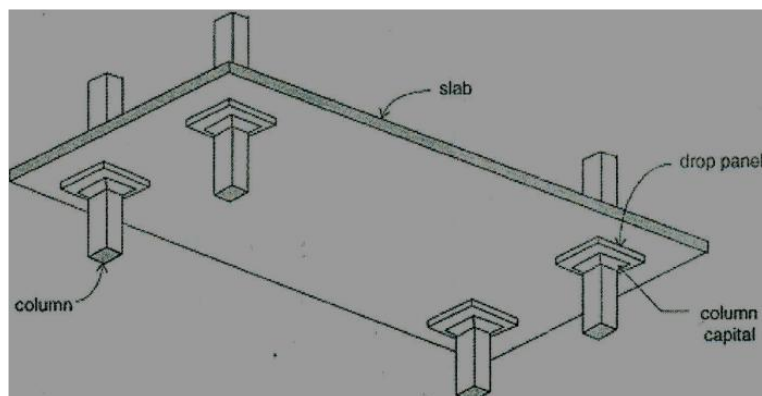


Figura 16. Sistema de losa plana con capiteles y ábacos.

Fuente: (More, Sawant, & Suryuwanshi, 2013).



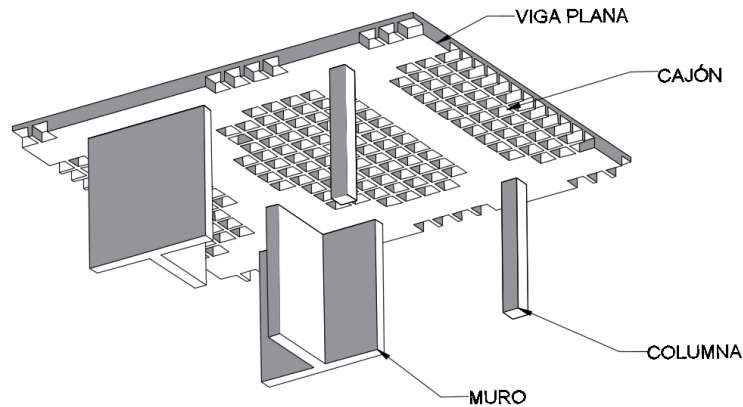


Figura 17. Sistema de muros, columnas y losa plana alivianada.

Fuente: (Cabrera & Vintimilla, 2017).

Las losas planas son elementos estructurales diseñados para resistir cargas gravitacionales, y su uso no es recomendado en zonas de alta sismicidad por lo que el ACI 318 restringe su uso en el sistema sismo-resistente. Únicamente es permitido en zonas de sismicidad media, pero con sus respectivas consideraciones en el diseño.

### 2.7.2 Descripción del caso de estudio

El edificio de la EERCs, está formado por un sistema estructural de losas planas alivianadas, apoyadas sobre columnas hormigón armado; además de un sistema de muros de 0.20 m de espesor en forma de cajón alrededor de los ascensores los cuales van desde el subterráneo hasta el último piso. Además, cuenta con mampostería interior y exterior no confinada de ladrillo y para la división de oficinas se usan mamparas mixtas.

Se destaca que, geoméricamente, a excepción del subsuelo, planta baja y primera planta, todos los demás pisos poseen la similar configuración geométrica, en relación a la longitud de vanos, las alturas de entrepiso, y en términos de las secciones de los elementos estructurales

#### 2.7.2.1 Columnas

La estructura presenta columnas de secciones cuadradas constantes de  $0.60 \times 0.60$  m, con un macizado de losas de sección  $2.00 \times 2.00 \times 0.25$  m a su alrededor. Además, se encuentran también columnas de sección  $0.30 \times 0.60$  m, las cuales corresponden al soporte de las gradas de la edificación (Figura 18). Las secciones de las columnas mantienen las mismas características en todos los pisos.

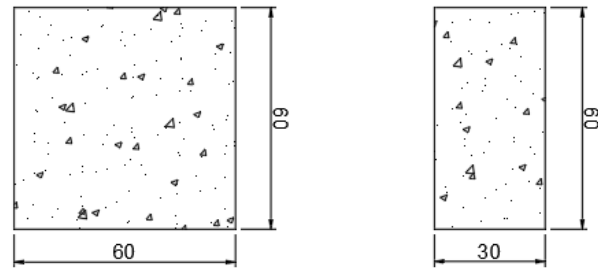


Figura 18. Secciones de columnas del edificio EERCs.

### 2.7.2.2 Muros

La edificación presenta 2 muros de hormigón armado tipo cajón de similares dimensiones y ubicados paralelos entre sí. Las dimensiones, forma y espacios libres varían en función al tipo de uso de estos. Cabe señalar que además de cumplir funciones estructurales sirven para el paso del ascensor y cableado del edificio. A continuación, en la Figura 18 se presentan la configuración geométrica en planta y medidas de los muros en unidades de metros, y en la Figura 19 se indica una vista en 3D de los mismos.

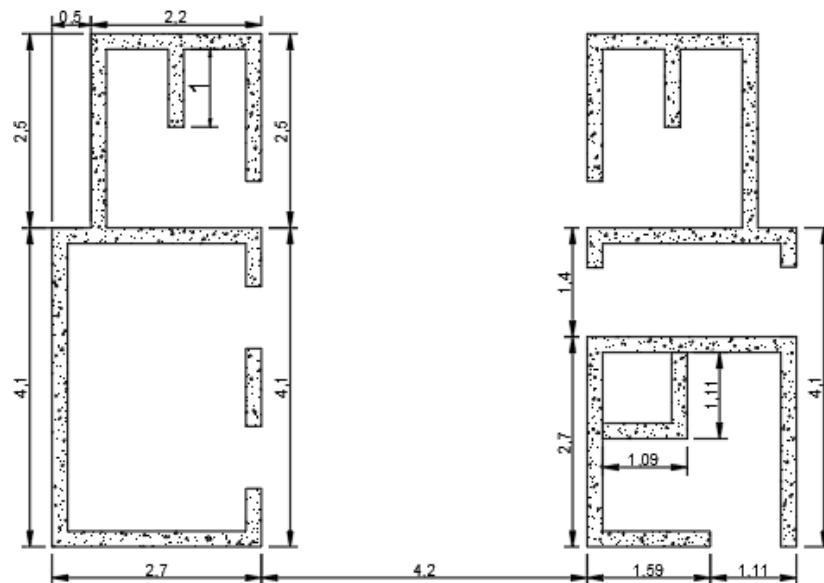


Figura 19. Configuración en planta de los muros del edificio EERCs.

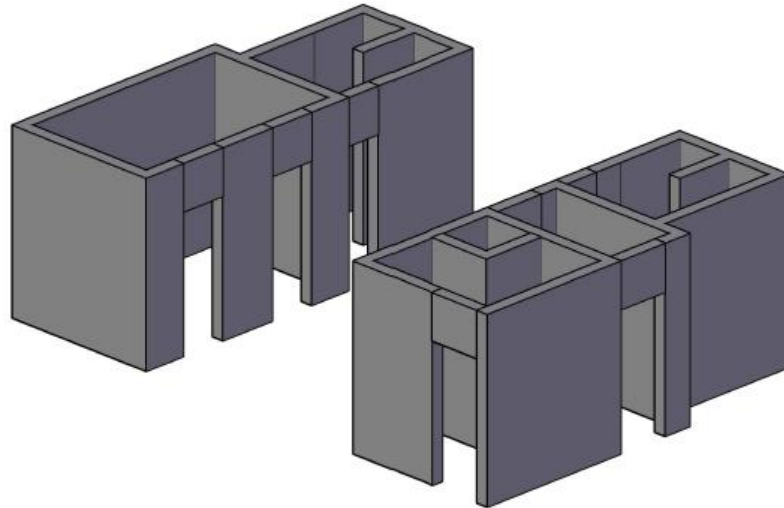


Figura 20. Vista en elevación de los muros del edificio EERCs.

### 2.7.2.3 Losas planas

El sistema de losas planas empleado en la construcción del edificio de la EERCs, difiere en la planta baja con relación a las demás plantas del edificio. La planta baja presenta una losa plana alivianada en 2 direcciones de 25 cm de espesor, el alivianamiento se realiza a través del uso de bloques de pómez de dimensiones  $0.40 \times 0.40 \times 0.20$  m. La sección de los nervios de la losa es de  $0.10 \times 0.20$  m, mientras que el espesor de la loseta es de 5 cm, tal como se muestra en la Figura 21. Para los demás pisos se presenta una losa similar únicamente con la adición de macizado en las uniones con las columnas, estos macizados tienen dimensiones de  $2.00 \times 2.00$  m y un espesor de 25 cm igual al de la losa alivianada, indicadas en la Figura 22. Cabe señalar que las losas planas del edificio, no poseen vigas banda o embebidas, únicamente vigas perimetrales en la losa.

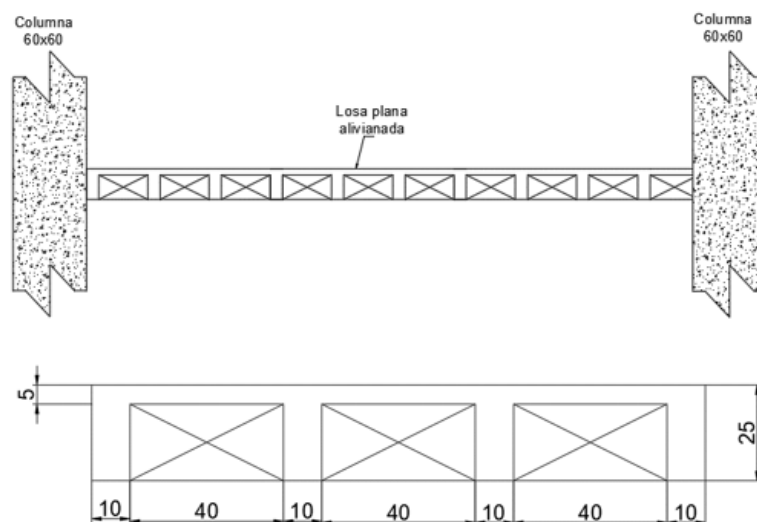


Figura 21. Detalle de Losa plana de la planta baja edificio EERCs.

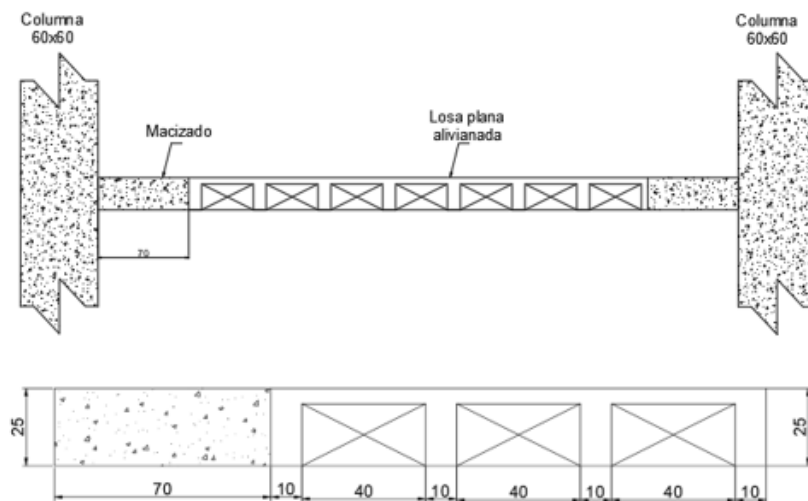


Figura 22. Detalle de Losa plana desde la 1era Planta hasta la 8va Planta del edificio EERCs

#### 2.7.2.4 Sistemas resistentes a cargas laterales.

La NEC 2015 describe, en su capítulo NEC-SE-DS correspondiente a peligro sísmico, los diferentes tipos de estructuras que se utilizan para soportar cargas laterales provenientes de los sismos.

Esta clasificación de sistemas estructurales resistentes a cargas laterales se la realiza en función al factor de reducción de resistencia sísmica  $R$ , factor que depende del tipo de estructura y de otros parámetros mencionados en la norma. Se dividen en sistemas estructurales dúctiles y sistemas estructurales con ductilidad limitada. A continuación, en la Figura 23 se presentan los sistemas estructurales dúctiles y en la Figura 24 los sistemas estructurales de ductilidad limitada.

**Tipos de estructuras en función del Factor R.**

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
<b>Sistemas Duales</b>	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
<b>Pórticos resistentes a momentos</b>	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
<b>Otros sistemas estructurales para edificaciones</b>	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Figura 23. Sistemas estructurales dúctiles.  
Fuente: (NEC, 2015).

Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	R
<b>Pórticos resistentes a momento</b>	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la <a href="#">NEC-SE-HM</a> , limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.	3
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la <a href="#">NEC-SE-HM</a> con armadura electrosoldada de alta resistencia	2.5
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	2.5
<b>Muros estructurales portantes</b>	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

Figura 24. Sistemas estructurales de ductilidad limitada.  
Fuente: (NEC, 2015).

## 2.8 IRREGULARIDADES EN PLANTA Y ELEVACION

De acuerdo a la NEC, estructuras que presenten irregularidad en planta o en elevación serán penalizadas con el uso de factores de configuración estructural, cuya finalidad es la de tomar en cuenta estas irregularidades en el análisis (NEC, 2015). Cabe señalar que dichas irregularidades derivan en un comportamiento no adecuado de la estructura frente a la acción de un sismo.

### 2.8.1 Irregularidad en planta

#### 2.8.1.1 Tipo 1: Irregularidad torsional

Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. (NEC, 2015) (Figura 25).

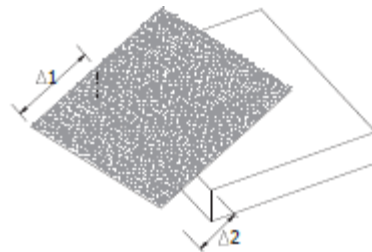


Figura 25. Irregularidad torsional.

Fuente: (NEC, 2015).

#### 2.8.1.2 Tipo 2: Retrocesos excesivos en las esquinas

Se considera que una estructura tiene retrocesos excesivos cuando una entrante a ambos lados supera el 15% de la dimensión en planta del edificio en la dirección de la entrante (Figura 26).  $A > 15\%B$  y  $C > 15\%D$ .

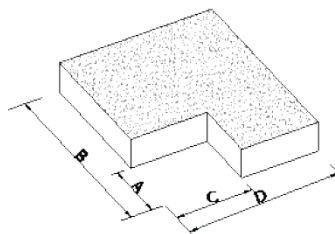


Figura 26. Retrocesos excesivos en esquinas.

Fuente: (NEC, 2015).

#### 2.8.1.3 Tipo 3: Discontinuidades en el sistema de piso

Se considera esta discontinuidad cuando las aberturas, entrantes o huecos tienen un área mayor al 50% del área total del piso.

a)  $CxD > 50\%(Ax B)$

b)  $((CxD) + (Cx E)) > 50\%(Ax B)$  (Figura 27)

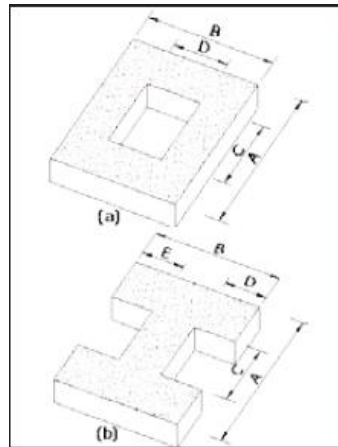


Figura 27. Discontinuidades en el sistema de piso.

Fuente: (NEC, 2015).

#### 2.8.1.4 Tipo 4: Ejes estructurales no paralelos

Esta irregularidad se da cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos (Figura 28).

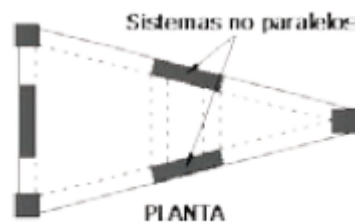


Figura 28. Ejes estructurales no paralelos.

Fuente: (NEC, 2015).

### 2.8.2 Irregularidad en elevación

#### 2.8.2.1 Tipo 1: Piso Flexible

Se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior (Figura 29).

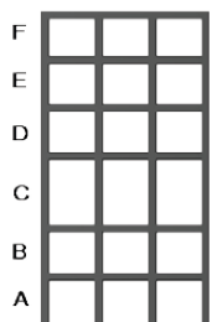


Figura 29. Piso Flexible.

Fuente: (NEC, 2015).

### 2.8.2.2 Tipo 2: Distribución de Masa

Se considera irregular cuando la masa de un piso es mayor que 1.4 veces la masa de uno de los pisos adyacentes de la estructura (Figura 30).

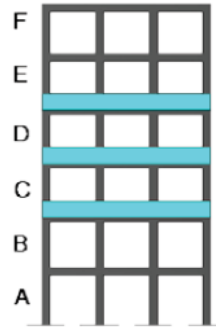


Figura 30. Distribución de masa.

Fuente: (NEC, 2015).

### 2.8.2.3 Tipo 3: Irregularidad Geométrica

Se considera irregular cuando la dimensión en planta supera en 1.3 veces la dimensión de un piso adyacente (Figura 31).

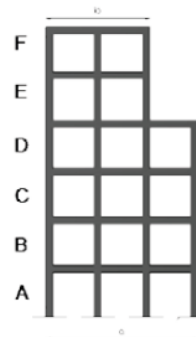


Figura 31. Irregularidad Geométrica.

Fuente: (NEC, 2015).

## 2.9 CARGAS APLICADAS SOBRE EL EDIFICIO

### 2.9.1 Carga Muerta

La carga muerta corresponde a las cargas presentes en la estructura, ya sean de tipo estructural o no estructural que se consideran como cargas permanentes. Se consideraron cargas correspondientes al peso propio de columnas, vigas, muros, losas, y cargas adicionales por piso.

#### 2.9.1.1 Cargas adicionales

- Peso estructura nueva Primera Planta.
- Peso paredes perimetrales
- Peso paredes interiores
- Peso paredes de Torres esquineras





- Peso ventanas
- Peso recubrimientos:
  - Madera de columnas
  - Madera de paredes
  - Piso
- Peso estructura de gradas
- Peso ascensor
- Peso estructura nueva Octava Planta

En la tabla 3 se presentan los pesos de los materiales usados en el cálculo de las cargas permanentes correspondientes a paredes, acabados y recubrimientos.

Tabla 3. Pesos de materiales usados en el cálculo de cargas permanentes.

Pesos Materiales	
Material	Peso Unidad
Mampostería ladrillo (Kg/m <sup>3</sup> )	1400
Ventanas (vidrio) (Kg/m <sup>3</sup> )	2650
Madera (Kg/m <sup>3</sup> )	600
Cielo Raso (Kg/m <sup>2</sup> )	20.4
Vigas de acero (Kg/m <sup>3</sup> )	7500
Baldosa (Kg/m <sup>2</sup> )	20
Techo Acero Galvanizado (Kg/m <sup>2</sup> )	14.3
Piso Flotante (Kg/m <sup>2</sup> )	7.66

A continuación, en la tabla 4 se presentan los pesos por piso de la edificación, correspondientes a los elementos columnas, vigas, muros, losas, y sin considerar cargas adicionales.

Tabla 4. Peso total en Ton del edificio EERCs en Etabs 17.

PESO EERCs		
PISO	Volumen Hormigón (m <sup>3</sup> )	Peso (Ton)
Parqueadero	358.54	860.50
Planta Baja	365.83	877.99
1er Piso	306.19	734.86
2do Piso	128.54	308.50
3er piso	128.54	308.50
4to Piso	128.54	308.50
5to Piso	128.54	308.50
6to Piso	128.54	308.50
7mo Piso	128.54	308.50
8vo Piso	106.94	256.66
Terraza	38.39	92.14
<b>PESO TOTAL</b>		<b>4673.15</b>



## 2.9.2 Carga Viva

Las cargas vivas corresponden a cargas no permanentes o variables presentes en la edificación y depende del uso del espacio o del tipo de edificación. El edificio de la EERCs tiene una ocupación correspondiente a oficinas.

De acuerdo al tipo de ocupación o uso del edificio la NEC-SE-CG, establece valores de sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas y concentradas. Para el caso de edificios de oficinas en la Tabla 5 se presentan los siguientes valores:

Tabla 5. Sobrecargas vivas mínimas uniformemente distribuidas y concentradas.

Fuente: (NEC-SE-CG).

Edificios de oficinas		
Ocupación	Carga Uniforme (Ton/m <sup>2</sup> )	Carga Concentrada (Ton)
Áreas de recepción y corredores del primer piso	0.49	0.92
Oficinas	0.24	0.92
Corredores sobre el primer piso	0.49	0.92

## 2.10 CARACTERIZACION DE MATERIALES

### 2.10.1 Ensayos No Destructivos

#### 2.10.1.1 Escaneo de Aceros de Refuerzo

El escaneo de acero de refuerzo tiene la finalidad de detectar el refuerzo longitudinal y trasversal de un elemento a través del hormigón, se emplea cuando se desconoce la ubicación y características de los aceros en los elementos estructurales de una edificación. Para la aplicación del ensayo se emplea en equipo Profometer 6, que pertenece al grupo Proceq SA.

Este equipo utiliza la tecnología de inducción de impulsos electromagnéticos para detectar barras. Se produce un impulso electromagnético por impulsos magnéticos que cargan las bobinas de manera periódica. En la superficie de cualquier material conductor de corriente eléctrica dentro del campo magnético se producen corrientes de remolino. Las corrientes inducen un campo magnético en sentido opuesto. Se utiliza el cambio de voltaje para realizar la medición. (Proceq SA, 2017)

Además, utiliza distintas combinaciones de bobinas para generar varios campos magnéticos. Un procesado avanzado de las señales permite la localización de una barra, así como la medición de la cobertura y del diámetro de barra.

Ningún material no conductor tal como el hormigón, madera, plástico, tabiques, afecta este método, pero se debe tener en cuenta que cualquier tipo de material

conductor dentro del campo magnético (esfera de un radio de aprox. 200 mm / 8 in) influirá en la medición. (Proceq SA, 2017).

Para mayor información acerca del funcionamiento del instrumento consultar el manual de usuario del fabricante.

## Equipo

- Estuche de transporte
- Pantalla táctil (Figura 32)
- Fuente de alimentación de cables
- Documentación
- Cable de sonda
- Correa de carga completa
- Sonda universal con robusto carro de escaneo
- Tiza



Figura 32. Pantalla táctil Profometer 6.

## Calibración

La calibración se realiza para medir en una disposición normal de barras, en el caso de la cual se trata de una disposición de barras de acero inoxidable fijadas con alambres de atar. Únicamente al estar midiendo p. ej. en mallas soldadas, se deberán corregir las lecturas de cobertura y diámetro. (Proceq SA, 2017)

## Procedimiento

El procedimiento de operación del escáner de hierros empieza con el proceso de encendido y calibrado el equipo. Posteriormente se procede a definir las condiciones iniciales que se ingresan a través de la pantalla táctil del equipo.

Una vez que esté listo para operación el equipo, se coloca el carro de escaneo paralelo al acero que se va a escanear (transversal o longitudinal.) y se realiza un barrido inicial del acero en análisis a lo largo de toda la superficie del elemento en esa dirección (Figura 34).

Al detectar un acero el equipo enciende una luz roja ubicada al centro del carro de escaneo como se muestra en la (Figura 33) y (Figura 36), se debe marcar la ubicación de acero detectado con una tiza o lapicero de un color que se pueda visualizar.

Este procedimiento debe repetirse a lo largo de toda la superficie del elemento analizado, hasta detectar todas las varillas longitudinales y transversales en un área seleccionada. Posteriormente, se unen las marcas de los aceros y se traza un mallado en la superficie en función de la ubicación de las marcas realizadas, la cual nos indicará la posición de las barras de refuerzo. (Figura 35)



*Figura 34. Barrido perpendicular al acero en análisis.*



*Figura 33. Detección de ubicación de acero longitudinal.*



*Figura 36. Detección de ubicación de acero transversal.*



*Figura 35. Mallado de superficie escaneada.*

**Limitaciones:**

- Por especificaciones de equipo la distancia mínima entre barras de escaneo puede variar.
- El diámetro de la barra de acero no se puede detectar debido a las especificaciones y calibración del equipo.
- La superficie a ensayar debe ser lisa y libre de irregularidades.
- Escaneo en lugares de difícil acceso, es limitada.

**2.10.1.2 Ensayos esclerométricos**

Los ensayos esclerométricos están clasificados como ensayos no destructivos cuya función es la de evaluar la calidad del hormigón in-situ de los elementos de una edificación. Este ensayo utiliza el esclerómetro de SilverSchmidt, que determina la resistencia superficial del hormigón a partir del rebote de un martillo, obtenido después de impactar sobre la superficie de hormigón.

Posteriormente, el rebote se convierte en un valor de resistencia a compresión a través de curvas de referencia, las cuales pueden ser dadas por el fabricante o personalizadas por el usuario. El valor obtenido de resistencia es un valor de referencia que posteriormente debe ser correlacionado y ajustado con los resultados del ensayo de extracción de núcleos de hormigón. El ensayo se debe realizar en superficies homogéneas, de no ser este el caso más adelante en la sección de área de ensayo, se explica la preparación y las consideraciones que deben tomarse.

Las normas a seguir en el ensayo son;

- ACI 228.1R-03
- ASTM C-805

**Equipo****SilverSchmidt**

El SilverSchmidt tienen la finalidad de evaluar la uniformidad de la resistencia del hormigón en una estructura y además, sirve para localizar zonas con hormigón de baja calidad. (Proceq SA, 2006). El equipo consta de punzón, capuchón, caja, puerto USB, y una pantalla LCD, mediante la cual se ingresan las condiciones iniciales al equipo y posteriormente se visualiza el valor de los impactos, la unidad y la cantidad de impactos al momento de realizarse la prueba (Figura 37).

El esclerómetro SilverSchmidt utiliza curvas definidas por el fabricante para la correlación del índice de rebote y la resistencia estimada, estas curvas son el *lower 10% percentile*, *curva de referencia N*, y *curvas personalizadas* que pueden ser definidas en el programa computacional asociado al esclerómetro llamado Hammerlink.

Se recomienda usar la curva del 10% del percentil, cuando se desconoce la mezcla y distribución de los áridos usados en el elemento a ensayarse, siendo este el caso de los ensayos realizados en la EERCs, al ajustar esta curva en el equipo se tiene que este funciona con una mejor correlación al tener una dispersión más baja.



Figura 37. Esclerómetro SilverSchmidt.

Normalmente, Proceq recomienda calibrar el martillo con el punzón seta para la mezcla ensayada y programar una curva personalizada en el martillo para los ensayos in situ.

Cuando no es posible obtener una curva personalizada, el equipo proporciona una curva definida. Estas curvas están basadas en datos limitados adquiridos durante ensayos realizados por el Instituto Federal de Investigación y Ensayos de Materiales en Berlín, Alemania. (BAM – Bundesanstalt für Materialforschung u. –prüfung) y por Proceq Engineers en EMPA. (Proceq SA, 2006). Además, se recomienda usar un solo martillo en mediciones para la comparación de resultados. Los ensayos deben realizarse en la misma dirección, siempre deben ser perpendiculares a la superficie de ensayo.

### **Operación**

Para la operación típica del equipo, las normas más importantes recomiendan llevar a cabo algunos impactos antes de obtener el número de rebote para verificar la operación del martillo. En este modo, los resultados no serán guardados. Además, la cantidad de impactos requeridos para un número de rebote válido depende del método de estadísticas seleccionado, el cual debería elegirse en conformidad con la norma local. En función a las normas consultadas se exige que el usuario ignore valores anormales obvios, los cuales pueden ocurrir al ejecutar el impacto en un agregado grande o sobre un vacío. Tales valores anormales pueden eliminarse sencillamente. (Proceq SA, 2006). La interfaz de la pantalla LCD se presenta en la Figura 38.



Figura 38. Menú de interfaz de usuario. SilverSchmidt.

- **Medición [1]:** Modo medición única, para prueba de uniformidad.
- **Estadísticas [2]:** Presenta las opciones: ASTM regional, mediana, media, preajuste del usuario. Se usa ASTM regional.
- **Lista de revisión [3]:** Presenta una lista con todos los ensayos realizados y sus resultados.
- **Curva de conversión [4]:** Presenta las opciones: 10% percentil, Referencia N y curva personalizada. Se usa 10% percentil.
- **Unidad [5]:** Presenta las opciones: kg/cm<sup>2</sup>, N/mm<sup>2</sup>, psi, MPa. Se usa Kg/cm<sup>2</sup>.
- **Factor de forma [6]:** Cilindro, cubo estándar, definido por el usuario.
- **Factor de carbonatación [7]:** Depende del grado de carbonatación. Se usa 1.00

### Área de ensayo

Se utiliza el procedimiento descrito en la norma ASTM C-805:

- Selección de superficie a ensayar: Los miembros de hormigón deben tener por lo menos 100 mm de espesor y fijado dentro de una estructura. Los elementos deben ser ensayados perpendicularmente a su superficie. Si es posible, las losas estructurales deben ser ensayadas desde el parte inferior para evitar acabados en la superficie.
- Preparación de la superficie a ensayar: El área a ensayar debe ser de al menos 150mm de diámetro. Los elementos de hormigón que presenten irregularidades en su superficie, como la pérdida de mortero, deberán ser pulidos con piedra abrasiva. (ASTM C-805, 2018).

Para comparar las lecturas de los ensayos, estos se deben realizar con la misma dirección de impacto, horizontal, hacia abajo, hacia arriba, etc., además, se debe aplicar los mismos factores de corrección a las lecturas. Se debe evitar realizar la lectura en la superficie donde se encuentre un acero de refuerzo, para lo cual se define inicialmente la ubicación de los aceros mediante la prueba de escaneo (Figura 39).

Los martillos de rebote deben ser calibrados semestralmente por un profesional.

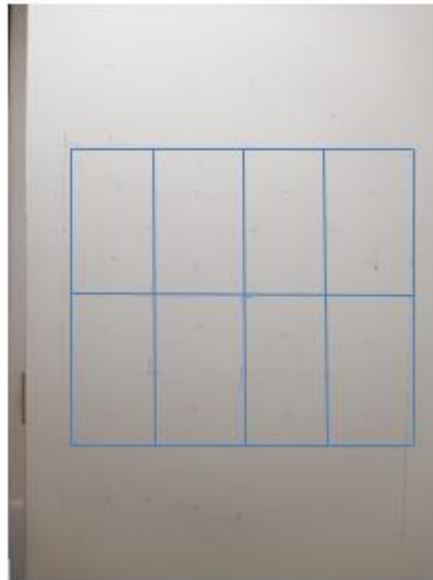


Figura 39. Área de ensayo con ubicación de acero de refuerzo.

Se seleccionan las columnas a ser ensayadas, las cuales se presentan de color azul y numeradas en la Figura 40, estas columnas fueron ensayadas en todos los pisos del edificio.

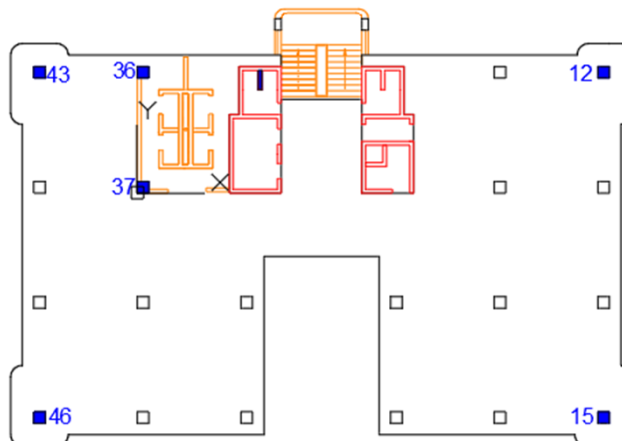


Figura 40. Columnas ensayadas en todos los pisos del edificio.

## Procedimiento

Se sostiene firmemente el esclerómetro de manera que este quede perpendicular a la superficie de prueba. Luego, se empuja gradualmente el instrumento hacia la superficie de prueba hasta que el martillo impacte (Figura 41). Una vez realizado el rebote, el equipo guarda automáticamente la lectura, se recomienda registrar manualmente las lecturas para mayor seguridad. La distancia entre dos lecturas debe ser del menos 25 mm (1 in.) y se deben tomar 10 lecturas válidas, y descartar las que difieran de la media en un valor mayor al permitido. Posteriormente, se debe examinar la impresión hecha en la superficie después del impacto, y si el impacto aplasta o



rompe a través de un vacío de aire cerca de la superficie, no se toma en cuenta la lectura y se toma otra lectura (ASTM C-805, 2018).

Se repite este procedimiento para todos los elementos a ensayarse.



Figura 41. Ensayo de esclerometría con martillo SilverSchmidt.

## Cálculos

Se deben descartar las lecturas que difieran de la media de 10 lecturas en más de 6 unidades y determinar el promedio de las lecturas restantes. Si más de 2 lecturas difieren del promedio en 6 unidades, se debe descartar el conjunto completo de lecturas y determinar los números de rebote en 10 nuevas ubicaciones dentro de la zona de ensayo (ASTM C-805, 2018). En la Figura 42, se presenta la estimación de la resistencia en función del índice de rebote promedio.

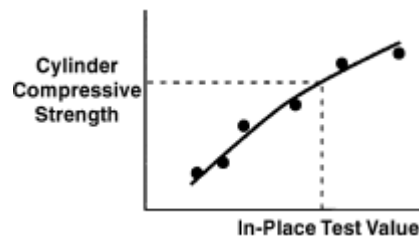


Figura 42. Relación entre la resistencia a compresión y el índice de rebote.

Fuente: ACI 228.1R-03.

## Corrección de lecturas

Corresponde a la corrección de los resultados obtenidos en el ensayo de esclerometría, mediante la relación entre los valores de resistencia del ensayo de extracción de núcleos y el ensayo esclerométrico, se obtiene un factor de corrección y mediante este se corrige la curva asumida, de esta manera la curva real presentara un desfase hacia arriba o hacia abajo, o dependiendo del caso se puede mantener igual. Posteriormente, se correlacionan los resultados de rebote con la curva real y se obtienen las resistencias corregidas. A continuación, en la Figura 43 se indica la curva 10% percentil definida por el fabricante y asumida en la toma de datos del ensayo esclerométrico.

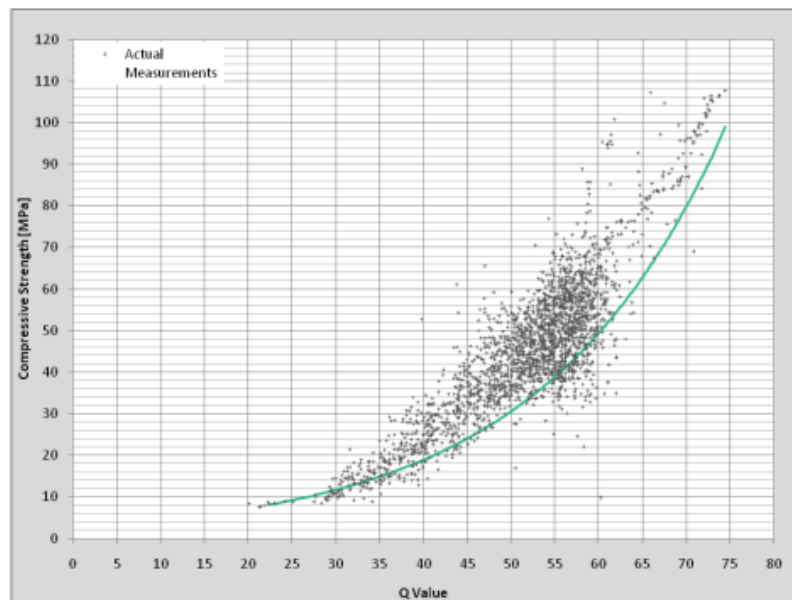


Figura 43. Curva de correlación de esclerometría 10% Percentil.

Fuente: (Proceq SA, 2006).

## 2.10.2 Ensayos destructivos

### 2.10.2.1 Extracción de núcleos de hormigón

El ensayo de extracción de núcleos de hormigón está clasificado como un ensayo destructivo realizado in situ. Las pruebas in situ, se pueden utilizar para estimar la resistencia del hormigón durante la construcción, así como la resistencia de este en estructuras existentes.

Una de las características relevantes de este ensayo, es de que permite obtener la resistencia de un elemento de hormigón al momento de la extracción, ya que normalmente no se tienen las mismas características que la de un cilindro estándar ensayado al momento de la construcción de la estructura.



La entidad que regula este ensayo es la ASTM, a través de la norma “Método de prueba estándar para Obtención y ensayo de núcleos perforados y vigas aserradas de Hormigón ASTM C42”, la cual proporciona guías para los métodos y técnicas adecuadas para detectar y evaluar los defectos del testigo.

Los ensayos previos a la ejecución de la extracción de los núcleos de hormigón, corresponden a la detección del acero de refuerzo, de esta manera se define inicialmente el diámetro máximo del núcleo a extraerse. Esta prueba se utiliza también para correlacionar los valores de resistencia obtenidos mediante el ensayo de esclerometría, a partir de esto se define una curva real de conversión y se corrigen los resultados del esclerómetro.

### **Requerimientos del ensayo**

La norma indica que se ensaye un mínimo de 3 núcleos para cada sección de hormigón, de no ser posible, no limita la posibilidad de extraer 1 como mínimo. Se plantea que el diámetro mínimo de los núcleos debe ser de al menos 3.70 in (94 mm), pero de igual manera no prohíbe el uso de diámetros menores con su debida justificación, estos diámetros menores se castigan con un factor de corrección en función de la relación longitud/diámetro de espécimen. Preferiblemente, la norma sugiere que el diámetro debe ser 3 veces el tamaño máximo nominal del árido utilizado en la mezcla de hormigón. Al desconocerse el tamaño nominal y en función a la distancia libre entre varillas de los elementos, el diámetro elegido fue el mínimo de 3.70 in (94 mm).

Otro requerimiento es el que la longitud del espécimen extraído debe tener una relación longitud/diámetro equivalente a 2, no se prohíben relaciones menores, pero estas son castigadas por factores de corrección, y su resistencia normalmente no suele ser la real. Además, los núcleos de hormigón deben ser extraídos perpendicularmente a la superficie del elemento a ensayarse. Se recomienda usar los equipos de protección necesarios al momento de extraer la muestra.

Los elementos ensayados son 5 columnas ubicadas en el subsuelo del edificio mostradas en la Figura 44, las cuales fueron elegidas en función al mínimo impacto que puedan tener en la estructura. De los 5 ensayos se obtienen 4 especímenes satisfactoriamente.

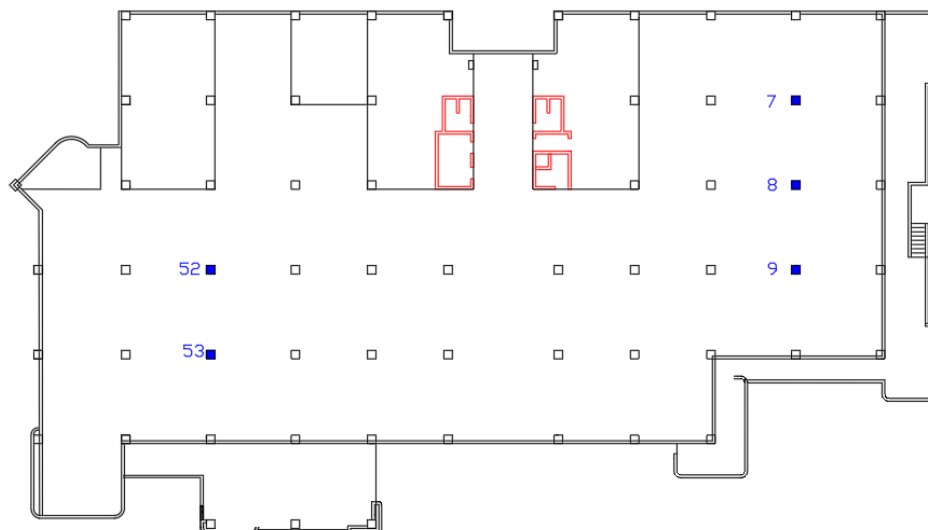


Figura 44. Columnas seleccionadas para la extracción de núcleos en el subsuelo.

## Equipo

- Perforadora de Núcleos ACKER: para la obtención de especímenes cilíndricos (Figura 45).
- Sierra: para cortar y perfilar los especímenes al tamaño adecuado para ensayos de resistencia a compresión y para recortar los extremos del núcleo. La sierra deberá tener un borde cortante de diamantes, y cortar las dimensiones especificadas.
- Calibrador con apreciación de por lo menos 0.5 mm: para la medición de los testigos.

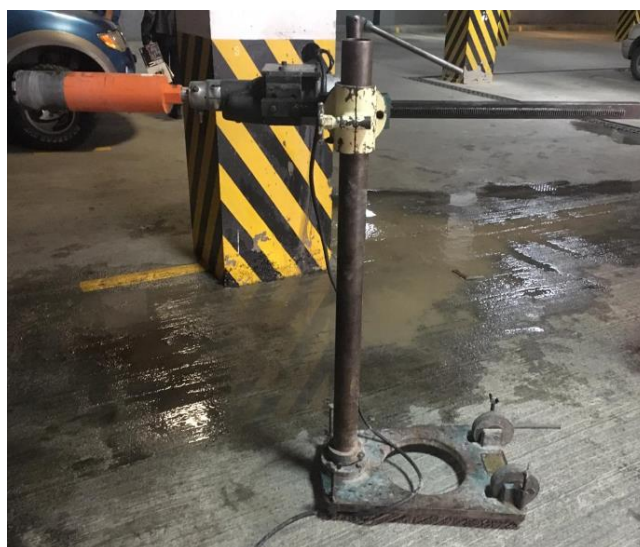


Figura 45. Extractor de Núcleos de Hormigón.

## Procedimiento

El ensayo de extracción de núcleos se realiza cuando el hormigón ha adquirido suficiente resistencia para que durante el corte no se pierda la adherencia entre el agregado y la pasta. En todos los casos, el concreto deberá tener por lo menos 14 días de colocado, lo cual cumple, ya que se realiza el ensayo en una estructura de años de antigüedad.

Los testigos deben tener sus caras planas, paralelas entre ellas y perpendiculares al eje de la probeta. Por lo que, se inicia definiendo una cuadrícula en la superficie del elemento en donde se realizara el ensayo, esto previo escaneo del acero de refuerzo. Luego, se coloca el equipo de manera que la broca se ubique perpendicular a la superficie del elemento, tal como se indica en la Figura 46. Debido a sus características y a la limitación de asegurar el equipo al suelo, se ancla a la columna por medio de una correa alrededor de esta, de manera que la perforación se realice fija y no existan movimientos o desfases en la extracción. Se debe mantener siempre un operador fijo en el equipo, el cual regula la velocidad y que controla el proceso que se lleva a cabo.



*Figura 46. Equipo colocado en posición para la extracción.*

Durante la perforación se debe mantener una alimentación continua de agua hacia la broca del equipo para evitar que esta aumente su temperatura y de esta manera permitir una extracción satisfactoria. Dependiendo de la disponibilidad en el lugar de extracción se realiza el abastecimiento manual del agua (Figura 47), o de manera directa con una manguera conectada al equipo (Figura 48). Cabe mencionar que el agua en una perforación, evita que la broca se desgaste y de igual manera el núcleo no se fisure debido a la fricción generada durante el corte.



*Figura 47. Abastecimiento manual de agua al equipo durante la extracción.*



*Figura 48. Abastecimiento de agua directo con una conexión manguera-equipo.*

Posteriormente, se procede con la extracción del núcleo, el proceso de extracción depende de la dureza del hormigón, normalmente el tiempo varía entre 30 y 45 minutos.

El ACI recomienda que, si el concreto de la estructura va a estar seco durante las condiciones de servicio, los núcleos de hormigón deberán secarse al aire (temperatura entre 15 y 30° C, humedad relativa menor del 60%), durante 7 días antes de la prueba, y deberán probarse secos. Si el concreto de la estructura va a estar superficialmente húmedo en esas condiciones de servicio, los núcleos deben sumergirse en agua por lo menos durante 48 horas y probarse húmedos (ACI 318, 2014)



Al finalizar la extracción, se examina el orificio generado luego de sacar el núcleo (Figura 49), y se procede a sellar el mismo con una mezcla de mortero, en este caso se usa mortero Sika Grout con una relación baja de A/C, el cual es autonivelante (Figura 50).



*Figura 49. Orificio de extracción.*



*Figura 50. Sellado de orificio de extracción.*

### 2.10.2.2 Ensayo de resistencia a la compresión

La Norma ASTM establece, a diferencia del criterio del ACI 318, que las probetas sean curadas en húmedo, por 40 horas. antes de la rotura. Antes del ensayo de compresión, la probeta deberá ser refrendada en ambas caras, de manera de obtener superficies adecuadas. Para el ensayo se mantienen las pruebas con la misma humedad de los elementos de la estructura en donde fue extraída la muestra.

#### Procedimiento

Los núcleos de hormigón son llevados al Laboratorio de Suelos de la Universidad de Cuenca, aquí se toman datos de sus medidas de diámetro (Figura 51) y longitud (Figura 52), antes del perfilado; es decir, de los especímenes brutos extraídos. Se toman 3 medidas de cada uno y se elige el promedio de estas como medida final.



Figura 51. Toma de mediciones de la longitud del espécimen.



Figura 52. toma de mediciones del diámetro del espécimen.



Luego, se procede con el perfilado y corte de los especímenes brutos, de manera que estos tengan las medidas especificadas. Se obtienen 4 núcleos de hormigón (Figura 53), de los cuales 3 cumplen la condición de L/D, mientras que el último tiene que someterse a corrección de resistencia debido a que no alcanza la longitud ideal.



Figura 53. Especímenes de hormigón perfilados.

Además, se procede a tomar los pesos de cada espécimen de hormigón y se registra el mismo para su posterior análisis (Figura 54). Como recomendación, el peso se debe registrar con el espécimen en estado seco. También se registra longitud y diámetro luego del perfilado.



Figura 54. Registro del peso del espécimen de hormigón.

Finalmente, recopilados todos los datos de los núcleos de hormigón, se procede con la prueba de compresión simple para determinar su resistencia final. La prueba se la realiza con las especificaciones normadas con el equipo disponible en el laboratorio (Figura 55).

La resistencia obtenida sobre las probetas diamantinas se debe expresar con aproximación de  $0.1 \text{ Kg/cm}^2$  cuando el diámetro se mide con aproximación de  $0.25 \text{ mm}$ ; y de  $0.5 \text{ Kg/cm}^2$  cuando el diámetro es medido con aproximación de  $2.5 \text{ mm}$ . Además, se debe registrar:

- La longitud y diámetro del espécimen.
- Las condiciones de humedad antes de la rotura.
- El tamaño máximo del agregado en el concreto ( $50\text{-}60\text{mm}$ ).
- La dirección en la aplicación de la carga de rotura con relación al plano longitudinal de colocación del concreto en obra, la cual es perpendicular.



Figura 55. Prueba de Compresión simple

### Cálculos

- Factor de corrección

$$\text{factor de correccion} = \frac{L}{D} \quad \text{Eq: 1}$$

- Área

$$\text{Area} = \frac{\pi * D^2}{4} [\text{cm}^2] \quad \text{Eq: 2}$$

- Volumen

$$\text{Volumen} = \text{Area} * L \quad [\text{cm}^3] \quad \text{Eq: 3}$$

- Densidad

$$\text{Densidad} = \frac{\text{Peso}}{\text{Volumen}} \quad [\text{gr/cm}^3] \quad \text{Eq: 4}$$



- Resistencia corregida

$$Resistencia\ corregida = Resistencia * Factor\ de\ correccion \left[ \frac{Kg}{cm^2} \right] \text{ Eq: 5}$$

## Resultados

Si los testigos tengan una relación L/D < 2, se deberán ajustar los resultados del ensayo de compresión, mediante la Tabla 6 presentada en la norma ASTM C-42:

Tabla 6. Factores de corrección de resistencia.

Fuente: ASTM C-42

L/D	Factor de Corrección
2	1
1.75	0.98
1.50	0.96
1.25	0.93
1	0.87



## CAPITULO 3

### 3 ANALISIS MODAL: APROXIMACION TEORICA GENERAL Y APLICACIÓN AL CASO DE ESTUDIO.

#### 3.1 ANÁLISIS MODAL

El análisis modal busca determinar los parámetros modales que gobiernan el movimiento de una estructura y describen la misma. Los parámetros modales o propiedades dinámicas que se obtienen de un análisis modal son las siguientes:

- Frecuencia
- Modos de vibración
- Participación modal

##### 3.1.1 Rigidez

La rigidez se define como la capacidad que tiene un elemento o una estructura a deformarse ante la acción de cargas externas. Depende de las propiedades mecánicas de los elementos, tales como: inercia, módulo de elasticidad y la longitud del elemento.

La matriz de rigidez de una estructura, depende de los grados de libertad que se consideren en el análisis de los elementos.

##### 3.1.2 Masa

La carga vertical de piso consta de la carga muerta y carga viva detalladas en la sección 2.9, para el cálculo se toma en cuenta las masas rotacionales y traslacionales de la estructura, aunque dependiendo de la literatura se puede llegar a despreciar las masas rotacionales. Una vez realizada la determinación de dichas masas se procede a formar la matriz de masas diagonal que dependerá de los grados de libertad de la estructura. Cabe mencionar que para el ensayo en Etabs se ingresan cargas de franja y cargas uniformemente distribuidas, que posteriormente son consideradas en la fuente de masa (Mass source) del programa como masas en el análisis con sus debidas consideraciones. A continuación, se presenta un ejemplo de una matriz de masa de n elementos, con masas de piso concentradas.

$$M = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \ddots & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_n \end{bmatrix} \quad Eq: 6$$



### 3.1.3 Modelo matemático

Se plantea el problema de un sistema vibratorio de múltiples grados de libertad sometida a una respuesta, para lo cual, dicho sistema puede ser idealizado a partir de las ecuaciones de movimiento, este método utiliza la superposición de modos.

$$M\{\ddot{u}(t)\} + C\{\dot{u}(t)\} + K\{u(t)\} = P(t) \quad Eq: 7$$

El análisis deriva en la solución de un problema de eigenvalores y eigenvectores. En el análisis modal, para hallar los parámetros modales de una estructura se supone un sistema no amortiguado sometido a una vibración libre. Para lo cual la ecuación se encuentra en función de las matrices de masa y de rigidez.

$$M\{\ddot{u}(t)\} + K\{u(t)\} = 0 \quad Eq: 8$$

Donde:

$u(t)$  = Desplazamiento relativo en coordenadas reales.

$\ddot{u}(t)$  = Aceleración relativa en coordenadas reales.

$i$  = vector unitario.

$M$  = Matriz de masa del sistema.

$K$  = Matriz de rigidez del sistema.

Los matices  $M$  y  $K$  de masa y rigidez respectivamente, representan las propiedades inerciales, y la rigidez del sistema vibratorio de múltiples grados de libertad.

Estas matrices son de dimensiones  $N \times N$ , mientras que, el vector  $u$  tiene dimensiones  $N \times 1$ , en la que  $N$  indica los grados de libertad que tiene el sistema.

### 3.1.4 Parámetros modales

#### 3.1.4.1 Modos de vibración y frecuencias naturales

Los modos de vibración son formas en las que puede vibrar una estructura, es decir es una forma de desplazamientos iniciales que no depende o no varía en el tiempo. Las frecuencias naturales dependen de la rigidez y de la masa de la estructura. Estos dos parámetros pueden ser obtenidos expresándolos, como un problema de valores característicos, eigenvalores y eigenvectores, en la que los modos de vibración serían los eigenvectores, mientras que las frecuencias elevadas al cuadrado serían los eigenvalores. Al sustituir en la ecuación (7) la suposición de solución se obtiene la siguiente ecuación:

$$(K - M\lambda_n^2)\phi_n = 0 \quad Eq: 9$$



Donde:

$\lambda_n$  = Valores característicos (eigenvalores).

$\phi_n$  = Vectores característicos (eigenvectores).

$$\det(K - M\lambda_n^2) = 0 \quad Eq: 9.1$$

A partir de la ecuación (9), al suponer una solución de la forma armónica se aplica el determinante al lado izquierdo de la ecuación y se obtienen las soluciones distintas a la trivial que satisfacen el sistema. Se obtienen los vectores característicos correspondientes a los modos de vibración; y los valores característicos correspondientes a las frecuencias naturales y en función de estos se obtienen los periodos aplicando las siguientes ecuaciones:

$$F = \sqrt{\lambda_n} \quad Eq: 10$$

$$T = \frac{2\pi}{F} \quad Eq: 11$$

Donde:

$T$  = Periodo

$F$  = Frecuencia

### 3.1.4.2 Factor de participación modal

El factor de participación modal está en función de la matriz de masa del sistema, de los modos de vibración y la masa correspondiente a dicho modo, se lo obtiene para cada modo vibración del sistema. El Factor de Participación modal indica a que nivel el modo es afectado por el sismo, es decir nos da una idea de la importancia que tiene cada modo.

$$\Gamma_n = \frac{\phi_n^T M \{i\}}{m_n^*} \quad Eq: 12$$

A continuación, se presenta otra forma de expresar el factor de participación modal:

$$L_n = \phi_n^T M \{i\} \quad Eq: 13$$



$$\Gamma_n = \frac{L_n}{m_n^*} \quad Eq: 14$$

### 3.1.4.3 Factor de participación de masa

Este factor relaciona el factor de participación modal, con la masa correspondiente a dicho valor. Indica que valor real de la masa de la estructura toma cada modo.

$$m_{eff_n} = \Gamma_n^2 m_n^* \quad Eq: 15$$

$$\%Participacion = \frac{m_{eff_n}}{\sum_{n=1}^N m_{eff_n}} \quad Eq: 16$$

## 3.2 MODELO COMPUTACIONAL

### 3.2.1 Introducción a ETABS

ETABS es un programa comercial de análisis estructural y el dimensionamiento de edificios, tiene la capacidad de cubrir todos los pasos para el modelamiento, creación y generación de detalles de una estructura. Además, mejora la capacidad de análisis y de diseño de estructuras por parte de un ingeniero.

Este programa tiene un enfoque básico y sencillo cuyo funcionamiento está basado en una interfaz de fácil manejo para el usuario, en la interfaz se encuentran las distintas funciones que se pueden realizar en el programa. El usuario ingresa o define objetos, por ejemplo, elementos tipo “frame”, “slab”, “wall”, entre otros; y en cada uno de estos se tiene la capacidad de establecer dimensiones, propiedades de las secciones y se les pueden asignar distintas cargas.

Los modos de vibración en el programa son calculados en función al problema de valores y vectores característicos planteados en la sección 3.1.

#### Interfaz gráfica.

- Barra de menú.
- Pantalla de pestaña de título.
- Explorador de modelo.
- Herramientas.
- Unidades actuales.
- Barra de estado.
- Dibujo y selección.
- Plano de trabajo



### 3.2.2 Modelo analítico

#### 3.2.2.1 Descripción del modelo

Los modelos surgen a partir de los ensayos realizados en el capítulo 2 de esta investigación. Dependen directamente de los datos recopilados de los planos arquitectónicos y estructurales obtenidos del levantamiento estructural del edificio. Se plantean 4 modelos distintos, además, estos presentan submodelos que hacen referencia a los objetivos planteados en el capítulo 1 de la investigación, que derivan en un total de 7 casos de estudio. Los modelos planteados hacen énfasis a una situación de carga distinta en cada caso, para su posterior comparación y análisis.

#### Modelación de elementos

- **Elementos Tipo Frame:** A este apartado pertenecen los elementos vigas y columnas empleados en la modelación del proyecto.
- **Elementos Tipo Shell:** Representan a los elementos losa de la estructura, ya sea alivianada o maciza. Se puede modelar la losa como tipo “*Shell Thin*”, “*Shell Thick*”, “*Membrane*” y “*Layered*”; al ser un análisis de una estructura existente y no un diseño, se utiliza la opción “*Shell Thin*” debido a que el programa distribuye la carga a lo largo de toda la losa, lo cual que no ocurre con la opción “*Membrane*” y se necesita que la losa también sea tomada en cuenta en el análisis.
- **Muros:** Los muros representan un análisis al cual se le pueden tomar diferentes consideraciones. A estos elementos también se los puede modelar como Tipo Shell, debido a las características similares que presentan, salvo la diferencia de orientación en el plano en la que se encuentran.
- **Paredes:** En este proyecto las paredes se modelan como cargas aplicadas uniformemente, debido a que se busca determinar la influencia de su peso en la estructura, mas no un análisis a fondo de estos elementos.

#### 3.2.2.2 Casos de estudio

- **Caso 1:** Elementos estructurales sin considerar gradas.
- **Caso 2:** Elementos estructurales considerando gradas.
- **Caso 3:** Elementos estructurales, gradas y estructuras nuevas.
- **Caso 4:** Elementos estructurales, gradas, estructuras nuevas y más cargas adicionales.
- **Caso 5:** Elementos estructurales, gradas, estructuras nuevas, cargas adicionales y considerando secciones agrietadas tipo 1.
  - **Factores NEC:**
    - Columnas: 0.8
    - Vigas: 0.5
    - Muros: 0.6



- **Caso 6:** Elementos estructurales, gradas, estructuras nuevas, cargas adicionales y considerando secciones agrietadas tipo 2.
  - **Factores:**
    - Columnas: 0.9
    - Vigas: 0.75
    - Muros: 0.8
- **Caso 7:** Elementos estructurales, gradas, estructuras nuevas, cargas adicionales y considerando secciones agrietadas tipo 2. Análisis de sensibilidad en función de las propiedades de resistencia de los elementos de hormigón.

### 3.2.3 Metodología del programa

#### 3.2.3.1 Creación del modelo

El proceso de creación de los modelos inicia con la ejecución del programa, posteriormente se definen las opciones iniciales del modelo, las cuales son: las unidades, y los códigos a usarse en el programa. Para el presente caso, se toma como referencia el código ACI 318 -14 para el hormigón, mientras que, para el acero no se lo toma en cuenta, debido a que únicamente se analiza el comportamiento del hormigón y no de los refuerzos. (Figura 56)

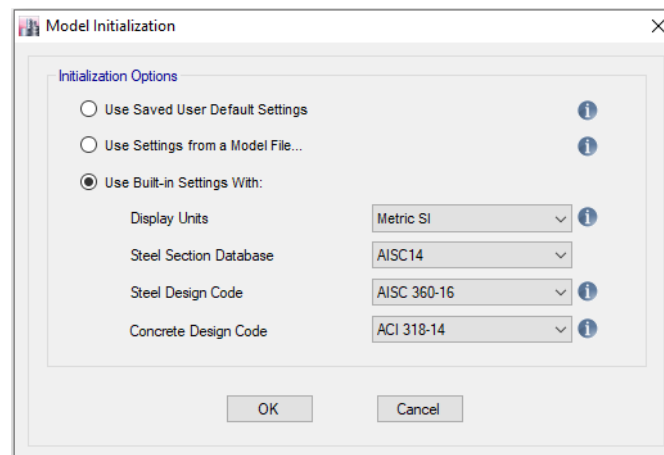


Figura 56. Inicialización del modelo.

Fuente: Etabs 17.

Posteriormente, se definieron las características geométricas de la estructura, se agregaron 11 grillas en la dirección “x” y 7 grillas en la dirección “y”, con un espaciamiento de 6 m entre cada una, dichas medidas posteriormente serian modificadas dependiendo de la zona y el caso en el que se encuentre. Además, se definen 11 pisos con una altura de 3.90 m para el primer y segundo piso y 3 m para los pisos restantes (Figura 57). Dependiendo de la opción que se vaya a elegir para la creación de los objetos se pueden añadir las grillas antes mencionadas o una plantilla en blanco.

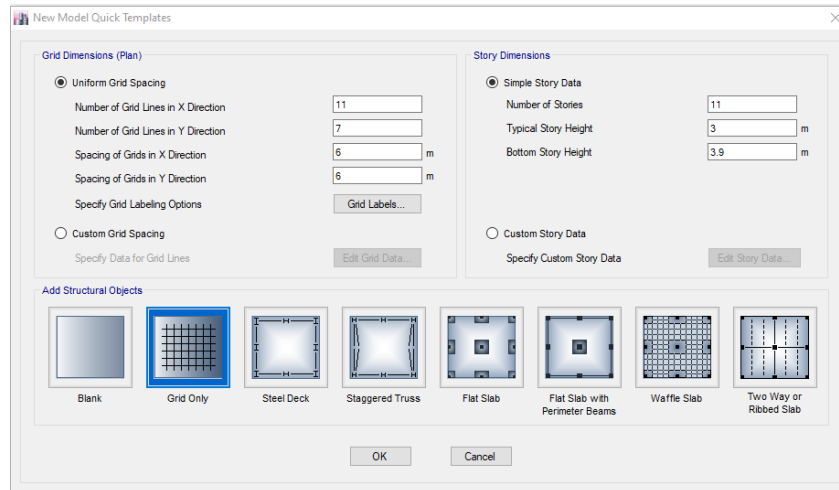


Figura 57. Ingreso de datos de dimensiones y alturas de piso.

Fuente: Etabs 17.

Para el siguiente paso existen 2 opciones en la creación de los objetos: vigas, columnas y muros. La primera es importar a través de la opción **DXF File to Architectural Grids** (Figura 58), directamente la plantilla del programa AutoCAD con la geometría de la estructura y crear los objetos sobre esta plantilla guía. Cabe señalar que previamente se debe generar la plantilla en el programa AutoCAD, definir secciones, y longitudes de vanos.

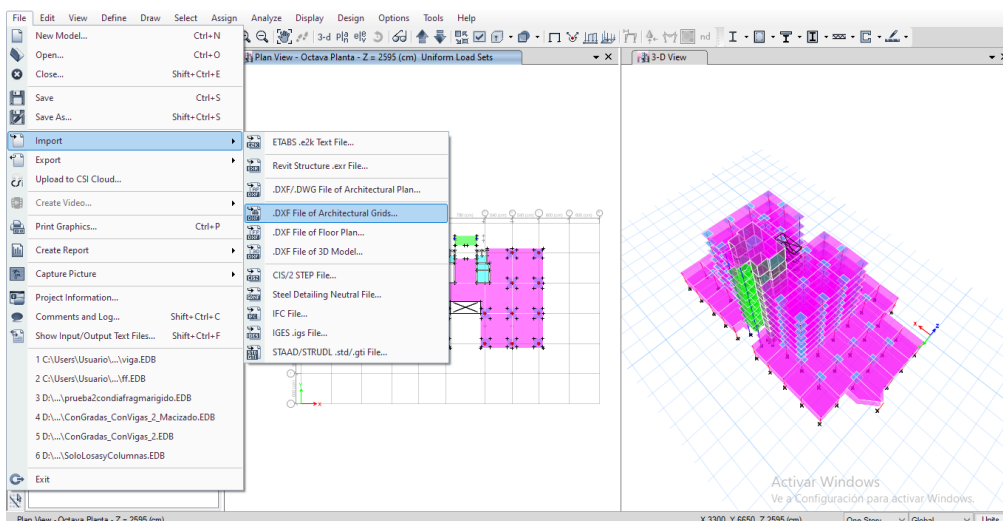


Figura 58: Importación de plantilla de AutoCAD.

Fuente: Etabs 17.

La segunda opción es la de usar la plantilla con grillas que proporciona el ETABS y crear los objetos directamente en el programa. (Figura 59)

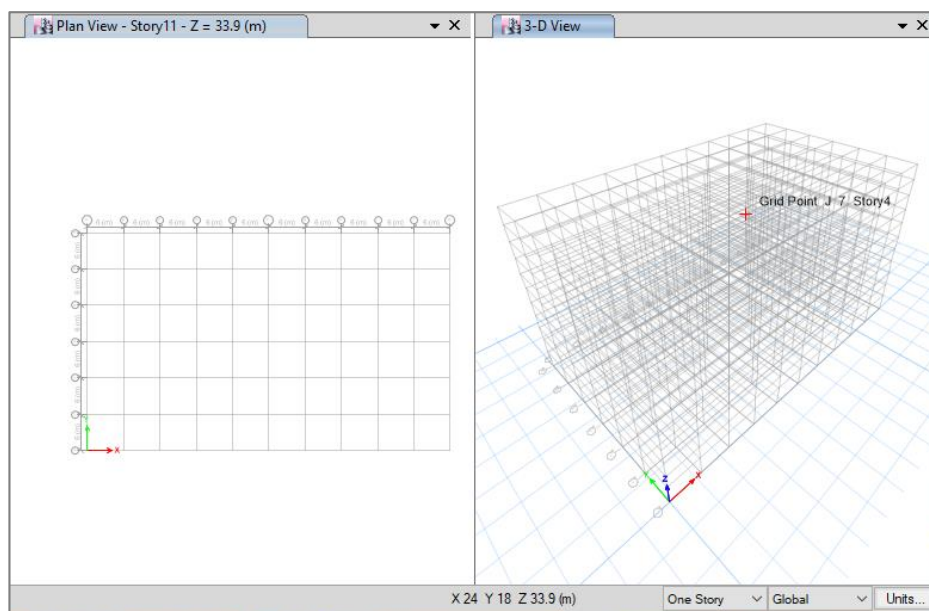


Figura 59. Grillas de entrada, vista en planta y en 3-D.

Fuente: Etabs 17.

### 3.2.3.2 Propiedades de los materiales

Para los materiales empleados en la estructura, se definieron 2 tipos:

- Hormigón  $f'c230$
- Hormigón  $f'c340$ .

Estos materiales se usaron para las secciones de vigas, columnas, losas y muros; además, se les asignaron las propiedades mecánicas del hormigón. Los elementos de mampostería se consideran únicamente como cargas actuantes sobre la estructura (Figura 60).

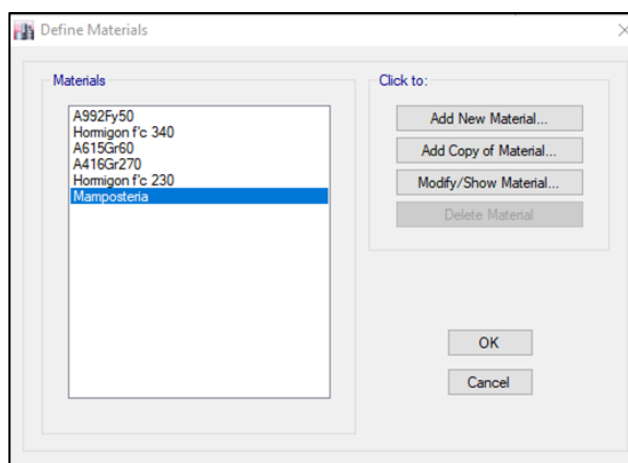


Figura 60: Definición de materiales.

Fuente: Etabs 17

### 3.2.3.3 Propiedades de las secciones

Se tomaron en consideración las secciones de los elementos viga, columna, muro y losa; para cada caso se aplicaron las respectivas idealizaciones dependiendo del análisis.

- Tipo “Frame”

El proceso para definir las secciones tipo “Frame” de los elementos viga y columna de la estructura, va de la siguiente manera: **Define**►**Section Properties**►**Frame Sections** (Figura 61). Se crearon 3 secciones distintas, 2 correspondientes a columnas y una correspondiente a un elemento viga. Se denominaron con la siguiente nomenclatura (Figura 62):

- Col30x60
- Col60x60
- Viga60x60

Cabe recalcar que en el presente análisis se desprecia o simplemente no se considera la acción del acero de refuerzo.

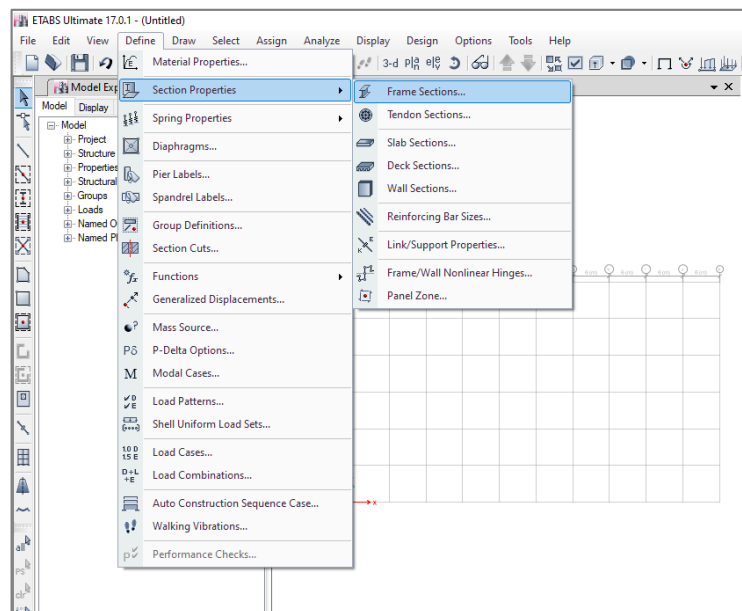


Figura 61: Creación de elementos tipo Frame.

Fuente: Etabs 17.

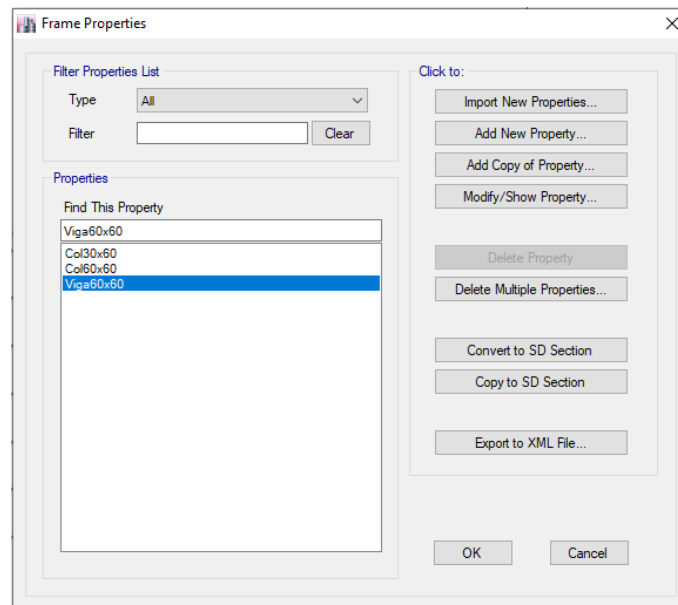


Figura 62. Propiedades de elementos tipo Frame.

Fuente: Etabs 17.

A continuación, en la Figura 63 se presentan las consideraciones y propiedades empleadas para un elemento tipo “frame”, en este caso para el elemento columna denominado Col30x60, a cada uno de los elementos se les asignaron las propiedades del hormigón correspondiente y sus dimensiones. Además, para el caso de los factores modificadores (en la sección “Property Modifiers”), se mantuvo con un valor de 1 para los apartados de “Mass” y “Weight”, debido a que se toma en cuenta el peso propio de los elementos (Figura 64). Para el caso de los modelos con secciones agrietadas en vigas, columnas y muros, se modifica el valor del factor del momento de inercia en función de lo estipulado en la literatura. Al no considerarse el aporte del acero de refuerzo en el análisis, no se modificó el apartado (“Reinforcement”).

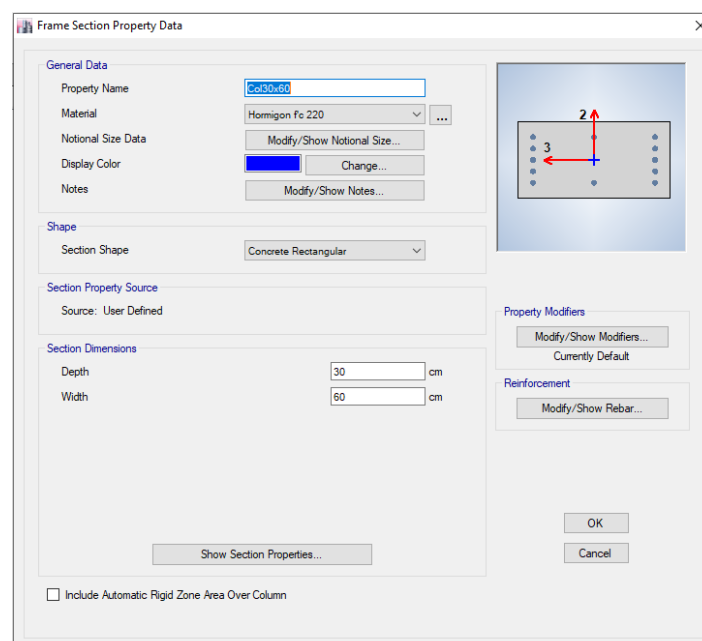


Figura 63. Ingreso de propiedades de un elemento columna.

Fuente: Etabs 17.

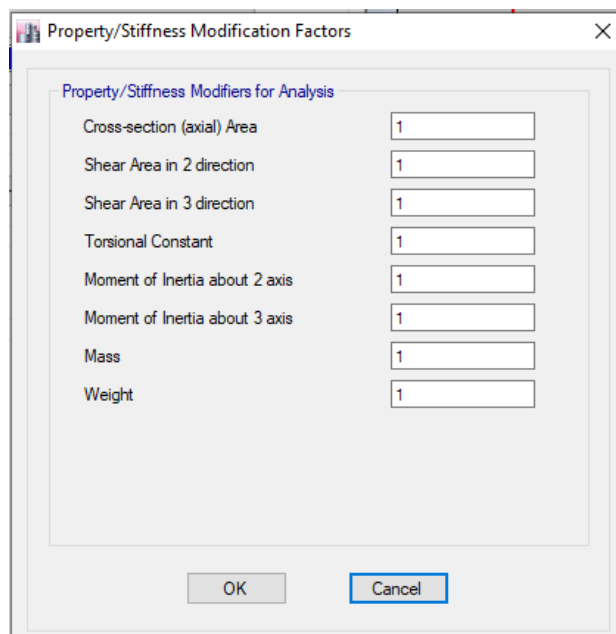


Figura 64: Factores de modificación de rigidez de elemento columna.

Fuente: Etabs 17.

- **Tipo “Slab”**

El proceso para definir las secciones tipo “Slab” de los elementos losa de la estructura, va de la siguiente manera: **Define**►**Section Properties**►**Slab Sections**. Para el análisis de estos elementos, se crearon 3 distintos tipos de secciones de losa, correspondiente a la losa alivianada, la losa de las gradas y la parte de losa parte macizada, representadas respectivamente con la siguiente nomenclatura (Figura 65):

- *Alivianada25cm*
- *Losa\_grada*
- *Macizado25cm*

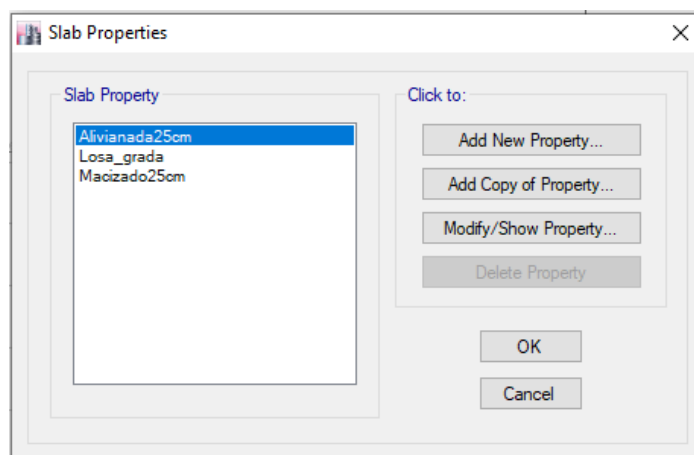


Figura 65. Propiedades de elementos tipo Slab.

Fuente: Etabs 17.

En los datos generales de las losas, se encuentra un detalle importante al momento de realizar el análisis, corresponde a la sección “Modeling Type”, aquí se define el tipo de comportamiento que va a tener la losa y al ser un análisis de una estructura existente y no un diseño, se optó por seleccionar la opción Shell-Thin.

Para los datos de las propiedades, se debe tener en cuenta el tipo de losa que se está analizando, sea esta maciza o alivianada y además el espesor de la misma. Los datos a ingresar varían en función del tipo de losa que se elija. En el análisis de la losa alivianada se define como tipo “Waffle”, además de esta opción posteriormente se ingresaron los datos del espesor de la losa, espesor de la loseta, ancho de los nervios, y las dimensiones del aliviamiento (Figura 66).

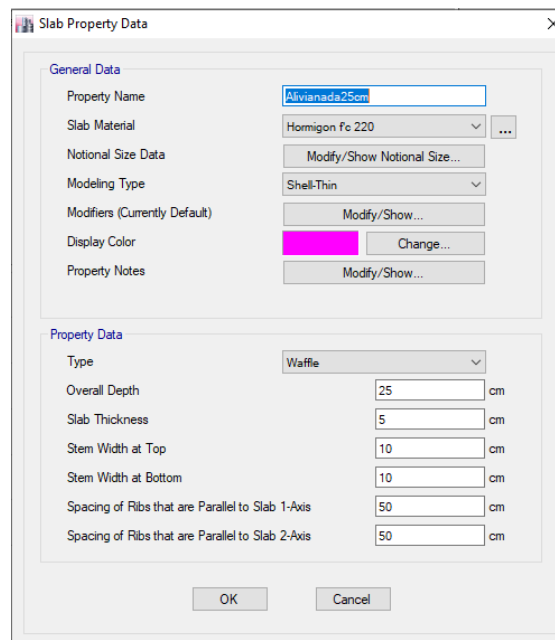


Figura 66. Ingreso de propiedades de un elemento losa.

Fuente: Etabs 17.

Al igual que en las secciones tipo “Frame”, las secciones tipo “Slab” poseen la opción de los factores de modificación de las propiedades, para el caso de estudio se mantuvieron todos los factores con el valor de 1, incluyendo las opciones “Mass” y “Weight”, ya que se considera el peso de la losa en el análisis, tal como se indica en la Figura 67.

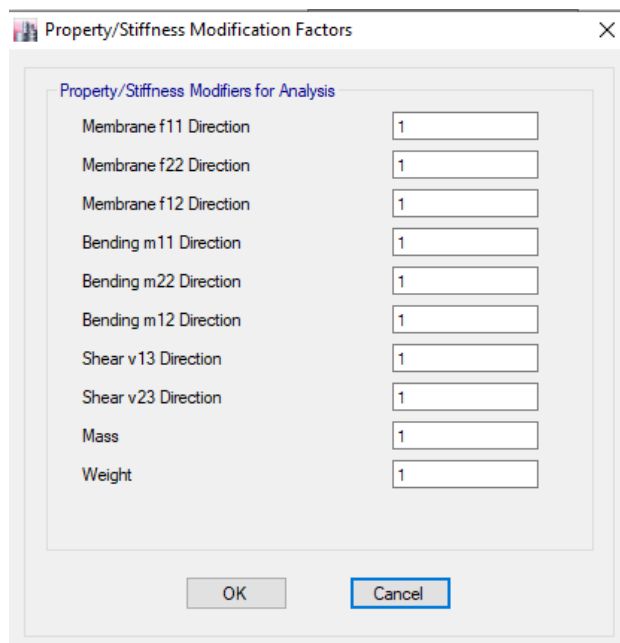


Figura 67. Factores de modificación de rigidez en losas.

Fuente: Etabs 17.

Las losas *Losa\_grada* y *Macizado25cm*, al igual que la losa *Alivianada25cm* se diseñaron como “*Shell-thin*”, con la diferencia de que al ser macizas el tipo de losa se definió como “*Slab*”, y se ingresó únicamente el espesor de las losas, en las Figuras 68 y 69 se muestra las propiedades seleccionadas de la *Losa\_grada* y *Macizado25cm* respectivamente.

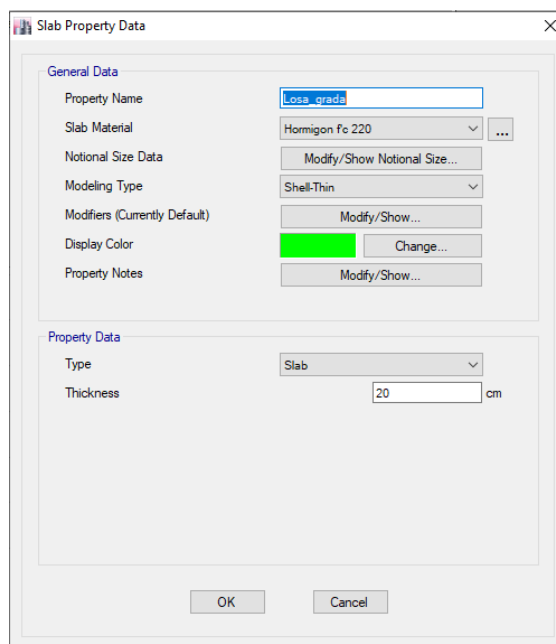


Figura 68. Ingreso de propiedades de elemento *Losa\_grada*.

Fuente: Etabs 17.



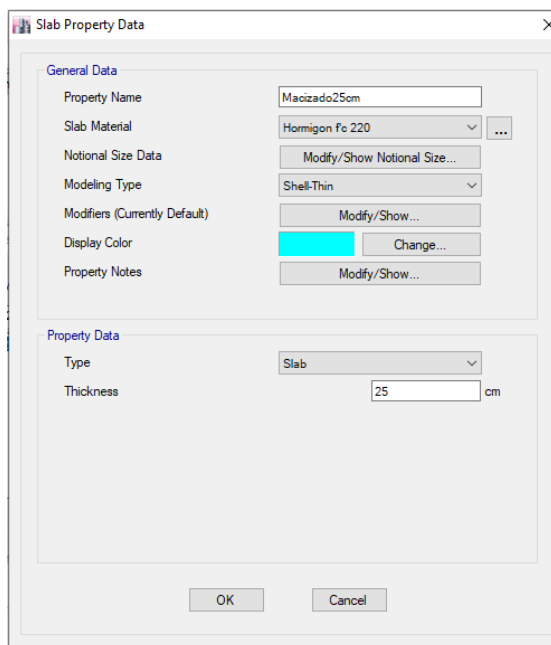


Figura 69: Ingreso de propiedades de elemento Macizado25cm.

Fuente: Etabs 17.

- **Tipo “Wall”**

El análisis de los elementos tipo muro se los realizo de manera similar al de las losas. Se definió un elemento denominado *Muro20cm*, en la sección “*Modelling Type*”, se eligió la opción “*Shell-Thin*” y posteriormente se ingresó el espesor de 20 cm, valor que se utiliza para todos los muros de la estructura (Figura 70).

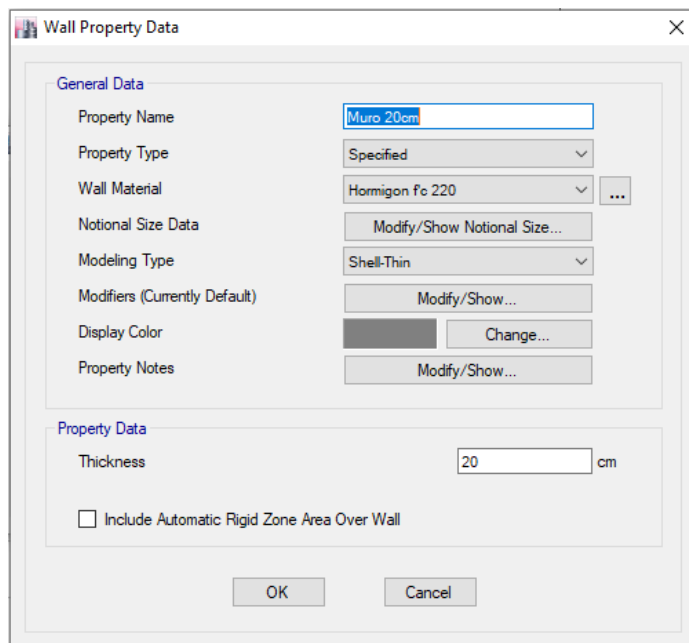


Figura 70: Ingreso de propiedades de elemento Muro 20cm.

Fuente: Etabs 17

En la sección de los factores de modificación, se mantienen con el valor de uno, dependiendo del análisis, para el caso de secciones agrietadas se realizaron los cambios necesarios (Figura 71).

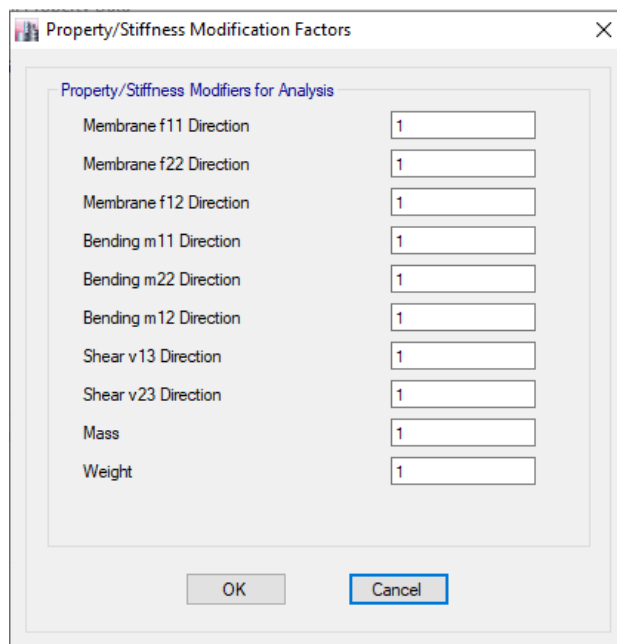


Figura 71. Factores de modificación de rigidez de muros.

Fuente: Etabs 17.

### 3.2.3.4 Condiciones de apoyo

El proceso de la definición de las condiciones de apoyo de la estructura se realiza de la siguiente manera: **Assign**►**Joint**►**Restraints**. Se considera a la estructura como empotrada, por tal razón se selecciona las restricciones de traslación y rotación, en las tres direcciones x, y, z, o en su defecto directamente se señala la opción indicada con recuadro azul en la Figura 72.

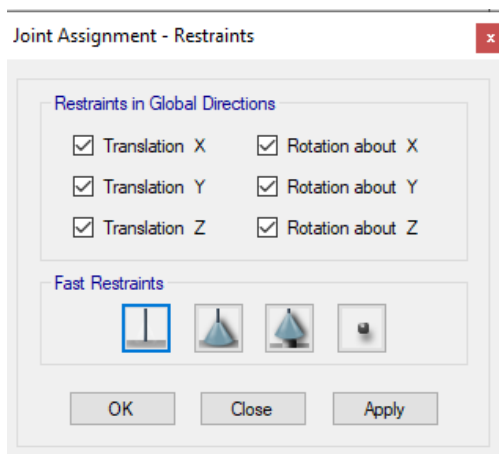


Figura 72. Condiciones de apoyo en la base.

Fuente: Etabs 17.

### 3.2.3.5 Asignación de Cargas

El primer paso para la asignación de las cargas de la estructura, corresponde a la definición de las cargas modelo o “Load Patterns”. En este apartado se agregaron los siguientes 3 distintos tipos de cargas:

- *Dead*
- *Live*
- *SobrecargaMuerta*

Las cargas mencionadas corresponden a la carga muerta, carga viva y a cargas adicionales consideradas como sobrecarga muerta (Figura 73).

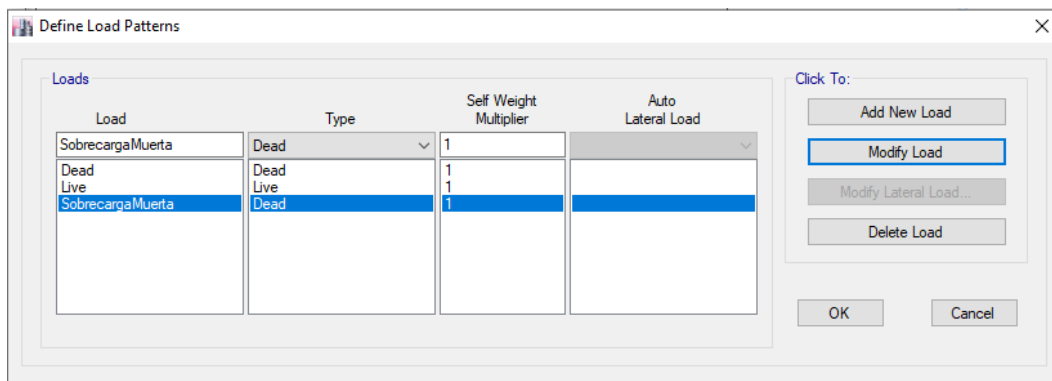


Figura 73. Definición de cargas.

Fuente: Etabs 17.

Posteriormente, se procedió a definir las diferentes condiciones de cargas que se consideraron en el análisis y que se aplicaron sobre los elementos tipo “Shell”, se agregaron 3 conjuntos de cargas. El primer conjunto de carga corresponde únicamente el peso propio de la estructura, el segundo conjunto de carga pertenece al peso propio y la carga viva presente en la edificación; y finalmente, el ultimo es la suma del peso propio, la carga viva y la sobrecarga muerta. En la Figura 74, se presenta los conjuntos de cargas asignados en ETABS y en la Figura 75 un ejemplo de la asignación del tipo de carga y el valor para cada conjunto de carga.

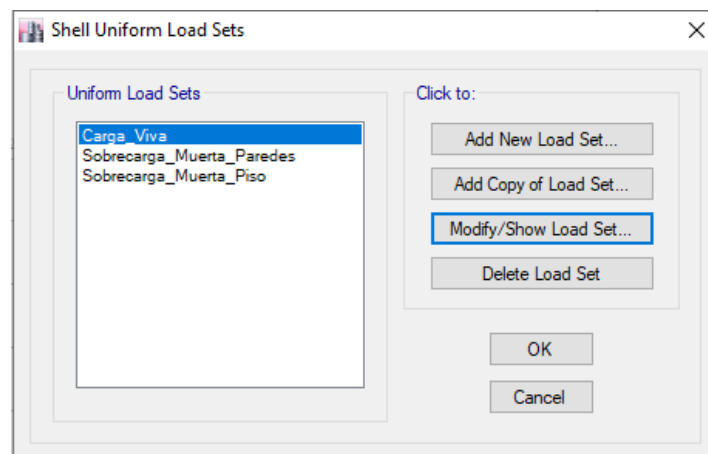


Figura 74. Definición de conjuntos de carga.

Fuente: Etabs 17.

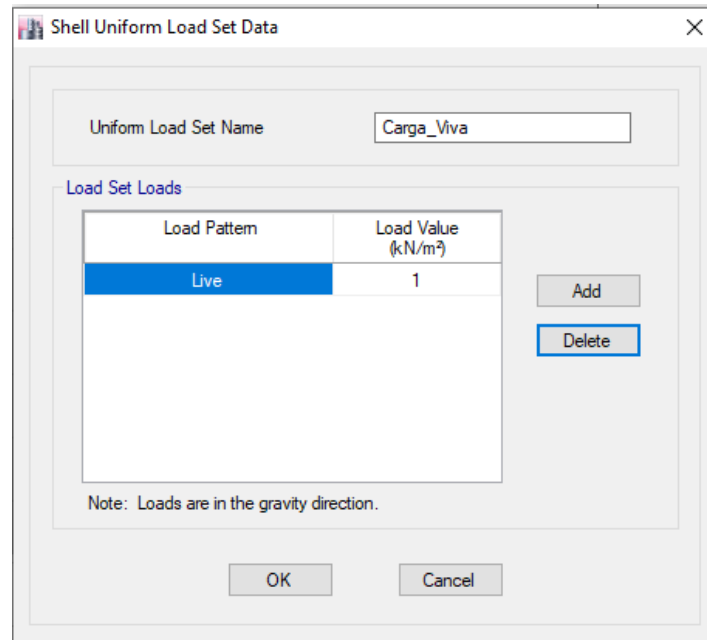


Figura 75. Asignación de tipo de carga y valor.

Fuente: Etabs 17.

De acuerdo a los conjuntos de carga definidos, a la sobrecarga muerta fue dividida en 4 grupos, los cuales corresponden a:

- Sobrecarga\_Paredes
- Sobrecarga\_Piso
- Sobrecarga\_Nueva\_1eraPlanta
- Sobrecarga\_Nueva\_8vaPlanta

A cada uno de estos conjuntos de carga, se les asigno el valor definido en la sección 2.9. Además, estas cargas se aplicaron directamente sobre las losas, dependiendo del piso y del tipo de carga analizada. La asignación de cargas de esta manera, facilita que posteriormente se puedan realizar cambios, sin la necesidad de asignarse una nueva carga, únicamente se debe modificar el valor de la carga y el cambio se efectúa automáticamente.

No se asigna un conjunto de carga correspondiente a la carga muerta procedente del peso propio de la estructura, debido a que en la sección 3.2.3.3 para los elementos tipo "Frame", "Slab" y "Wall", se consideró su peso, de manera que el programa calcula esta carga de manera automática y así no se duplica su valor.

Una vez definidos los conjuntos de carga, se aplican siguiendo el siguiente proceso: **Assign►Shell Loads►Uniform Load Sets**. Se selecciona la losa y se asigna la carga correspondiente y se repite el proceso para todos los pisos del edificio.

Para cargas sobre elementos Frame, el proceso va de la siguiente manera: **Assign►Frame Loads►Distributed**. Se selecciona la carga y se aplica seleccionando el elemento en donde se desea aplicar dicha carga.

### 3.2.3.6 Consideraciones de análisis

El proceso de definición de las condiciones en “Mass source”, se realiza de la siguiente manera: **Define►Mass Source►Modify/Show Mass Source**. Posteriormente, se seleccionan las cuadrículas a considerarse en el análisis, para los casos el que se considera las cargas adicionales, se selecciona la opción “*Specified Load Patterns*” y posteriormente se ingresan las cargas adicionales que van a entrar en el análisis (Figura 76).

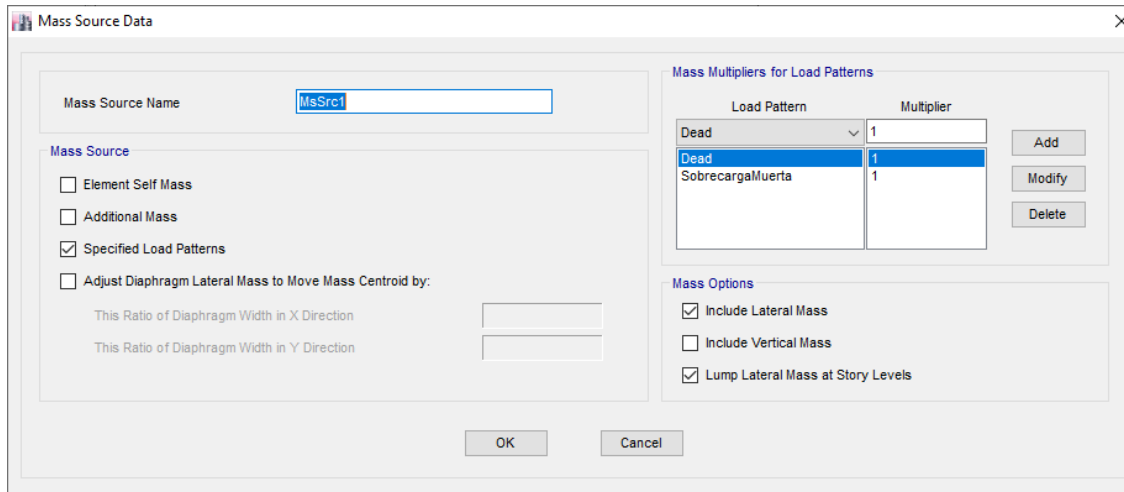


Figura 76. Definición de la Fuente de masa en el análisis.

Fuente: Etabs 17.

Para el análisis modal, un punto importante es definir de forma acertada la fuente de masa en el apartado “*Mass source*”, la correcta definición evitara que se dupliquen cargas o que se consideren otras de manera errónea. Para cada caso de estudio se definió de diferente manera la fuente de masa en función de las cargas consideradas en el análisis.

### 3.2.3.7 Visualización de Resultados

Una vez definidas las condiciones geométricas y de cargas de la estructura, se procede a realizar el análisis modal del edificio. El proceso a seguir es el siguiente: **Analyze►Run Analysis**. Finalizado el proceso de análisis, a través de la opción “*Deformed Shape*” se ilustran los distintos modos de vibración presentes en la edificación y posteriormente se visualizan en la interfaz gráfica del programa, tal como se indica en la Figura 77.

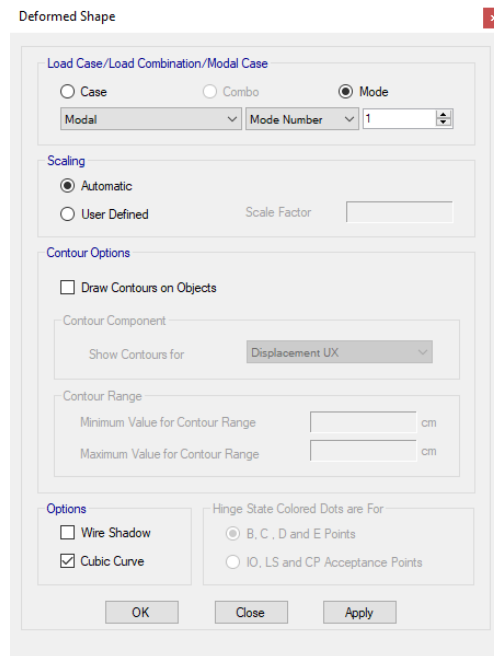


Figura 77. Selección de modos de vibración.  
Fuente: Etabs 17.

Además de la visualización en la interfaz gráfica, estos resultados se pueden exponer en tablas de la siguiente manera **Display>Show Tables**; se deben seleccionar los recuadros con los datos que se quieren obtener en las tablas (Figura 78 ). A través de estas tablas se visualizaron los siguientes resultados:

- Peso de la estructura
- Centro de masa y rigidez
- Parámetros modales:
  - Periodos y frecuencias
  - Modos de vibración
  - Factores de participación de masa

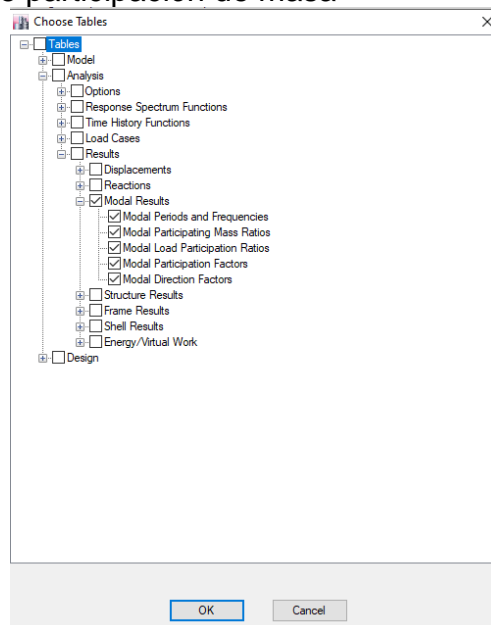


Figura 78. Proceso de selección de tablas de resultados.  
Fuente: Etabs 17.



## CAPITULO 4

### 4 ANÁLISIS DE RESULTADOS

#### 4.1 CARACTERIZACIÓN DE MATERIALES

##### 4.1.1 Ensayos esclerométricos

- **Columnas**

Como punto de partida para los ensayos de caracterización de materiales, se realizaron los ensayos esclerométricos en columnas, analizando un total de 52 elementos, repartidos en un promedio de 6 columnas por piso de la estructura. Para cada ensayo se registraron los siguientes parámetros: elemento, código, fecha, hora, rebote y área de ensayo. El rebote se realizó perpendicular al elemento en análisis, cabe mencionar que en campo se eliminaron los registros de rebotes que tuvieron una desviación estándar superior a 2, y se registraron 10 valores válidos de rebote para dar por finalizado cada ensayo.

Posteriormente, se procede al cálculo del rebote promedio y la resistencia, validando estos resultados con los obtenidos con el instrumento. En Tabla 7, se presentan los resultados obtenidos en el ensayo esclerométrico realizado a la columna 12 ubicada en la segunda planta de la edificación. Los demás ensayos realizados se presentan en el Anexo 1.

Tabla 7. Ensayo de esclerometría en la columna 12 de la Segunda Planta.

Elemento	Código	Fecha	Hora	Rebote	Rebote Promedio	Área de ensayo (cm)	Resistencia esclerómetro (Kg/cm <sup>2</sup> )
Columna 12	9449	10/8/2019	8:30	48	48.5	47x40.5	290
				48.5			
				48.5			
				50			
				46			
				46			
				52			
				47			
				52			
				47			

- **Muros**

Estos ensayos esclerométricos se realizaron en 12 muros de la edificación, repartidos de la siguiente manera: 4 muros en el Subsuelo, y 1 muro por piso desde la Primera Planta a la Octava Planta, esto debido a la dificultad acceso. Se registraron los mismos parámetros que en los ensayos de columnas y se añadió el parámetro de espesor. A continuación, en la Tabla 8 se presentan los resultados del ensayo esclerométrico en el muro M2 ubicado en la segunda planta de la edificación. En el Anexo 2, se presentan los demás ensayos esclerométricos realizados en muros.



Tabla 8. Ensayo de esclerometría en el muro 2 de la Segunda Planta.

Muro	Código	Fecha	Hora	Rebote	Rebote promedio	Área de ensayo cm <sup>2</sup>	Resistencia esclerómetro (Kg/cm <sup>2</sup> )	Espesor (cm)
M2	942	16/8/2019	9:55	57.5	55.2	32x20	400	20
				57				
				53				
				52.5				
				56.5				
				58				
				53				
				56.5				
				52				
56								

- **Losas**

Se seleccionaron 7 áreas de ensayo correspondientes a elementos tipo losa; debido a las dificultades de acceso, estos ensayos se realizaron aleatoriamente en un sector del macizado de las losas. Para el ensayo, el rebote se realizó perpendicular al área de la losa a analizar, y con dirección de aplicación de abajo hacia arriba.

Al igual que en columnas y muros se registraron los mismos parámetros y posteriormente, se calcularon las resistencias a la compresión. En la Tabla 9, se presentan los datos registrados y resultados correspondientes a la losa 44 ubicada en la segunda planta de la edificación. En el Anexo 3, se presentan los demás ensayos esclerométricos realizados en losas.

Tabla 9. Ensayo de esclerometría en la losa macizada de la Segunda Planta.

Losa	Código	Fecha	Hora	Rebote	Rebote promedio	Área de ensayo cm <sup>2</sup>	Resistencia esclerómetro (Kg/cm <sup>2</sup> )	Espesor (cm)
44	1274	16/8/2019	14:20	57	57.75	40x46	455	30
				60.5				
				60.5				
				56				
				59				
				59.5				
				56.5				
				56				
				55.5				
57								





- **Resumen de ensayos**

Una vez obtenidos los resultados de la resistencia a la compresión para cada elemento, se calculó la resistencia promedio por piso para columnas, muros y losas, descartando valores con una desviación estándar superior a 2.

Para las columnas, se puede evidenciar que los 2 primeros pisos presentan una resistencia mayor a los demás pisos de la edificación, siendo la mayor resistencia obtenida la del parqueadero con un valor de 354 Kg/cm<sup>2</sup>.

Las variaciones en la resistencia se pueden dar por distintas causas, una de estas por diferentes mezclas usadas al momento de la construcción de la edificación o en ciertos casos dependen del rebote efectuado por el instrumento en una determinada área. A continuación, en la Tabla 10 se presentan las resistencias promedio por piso para las columnas ensayadas.

Tabla 10. Resistencia a la compresión en columnas.

<b>RESISTENCIA PROMEDIO Columnas</b>	
<b>PISO</b>	<b>(Kg/cm<sup>2</sup>)</b>
<b>Subsuelo</b>	354
<b>Planta Baja</b>	340
<b>Primera Planta</b>	261
<b>Segunda Planta</b>	241
<b>Tercera Planta</b>	219
<b>Cuarta Planta</b>	218
<b>Quinta Planta</b>	226
<b>Sexta Planta</b>	224
<b>Séptima Planta</b>	228
<b>Octava Planta</b>	

Para el caso de los muros ubicados alrededor de los ascensores de la edificación, presentaron una resistencia mayor que las obtenidas en columnas y de igual manera diferentes resultados que variaban desde 332 Kg/cm<sup>2</sup> en la primera planta, hasta 490 Kg/cm<sup>2</sup> en la octava planta del edificio. A continuación, en la Tabla 11 se presentan las resistencias promedio por piso para los muros ensayados.

Tabla 11. Resistencia a la compresión en muros.

<b>RESISTENCIA PROMEDIO Muros (ascensor)</b>	
<b>PISO</b>	<b>(Kg/cm<sup>2</sup>)</b>
<b>Subsuelo</b>	
<b>Planta Baja</b>	
<b>Primera Planta</b>	332
<b>Segunda Planta</b>	408
<b>Tercera Planta</b>	383
<b>Cuarta Planta</b>	372
<b>Quinta Planta</b>	408
<b>Sexta Planta</b>	413
<b>Séptima Planta</b>	408
<b>Octava Planta</b>	490



Las resistencias de las losas registraron valores mayores a los obtenidos en columnas y muros, con valores superiores a los 500 Kg/cm<sup>2</sup>. La mayor resistencia corresponde a la losa de la sexta planta con valor de 571 Kg/cm<sup>2</sup>. Estas variaciones se pueden presentar debido a varios factores, uno de estos es la segregación del árido grueso en la base de los elementos, lo que altera la lectura de los rebotes. Cabe mencionar que el hormigón presentaba áridos redondeados y alargados de hasta 8 cm de diámetro. En la tabla 12 se presentan las resistencias obtenidas para el macizado de las losas y los distintos pisos de la edificación.

Tabla 12. Resistencia a la compresión en losas.

RESISTENCIA Losas (Macizado)	
PISO	(Kg/cm <sup>2</sup> )
Subsuelo	
Planta Baja	
Primera Planta	495
Segunda Planta	464
Tercera Planta	556
Cuarta Planta	541
Quinta Planta	372
Sexta Planta	571
Séptima Planta	531
Octava Planta	

#### 4.1.2 Ensayo de extracción de núcleos de hormigón

Para los ensayos de extracción de núcleos, se seleccionaron 5 columnas en el subsuelo de la edificación, las cuales se encontraban fuera de la zona de influencia que soportan el peso hasta la Octava planta de la estructura, tal como se indica en la Figura 42 de la sección 2.10.2.1. La extracción se realizó en una de las caras de las columnas a una altura de 1.50 m sobre la superficie. Cada extracción tuvo una duración aproximada que variaba de 30 a 45 minutos dependiendo de las condiciones de dureza del elemento y del rendimiento de la máquina.

Para cada ensayo se registraron los siguientes parámetros: columna, diámetro, longitud, peso y posteriormente, se realizaron los cálculos del área, volumen y densidad de los especímenes de hormigón extraídos, los cuales se indican a continuación en la Tabla 13.

Tabla 13. Datos y cálculos de los especímenes de hormigón.

Columna	Diámetro (cm)	Longitud (cm)	L/D	Área (cm <sup>2</sup> )	Peso (gr)	Volumen (cm <sup>3</sup> )	Densidad (gr/cm <sup>3</sup> )
8	9.55	19.29	2.02	71.63	3305.00	1381.75	2.39
52	9.51	19.29	2.03	70.96	3247.70	1368.99	2.37
53	9.51	19.26	2.03	71.03	3295.20	1368.30	2.41
53.1	9.51	14.41	1.52	71.03	2428.10	1023.56	2.37



En laboratorio, una vez perfiladas las probetas de hormigón y registrados los datos, se procede a la rotura de las mismas para la obtención de la resistencia a compresión. El espécimen extraído de la columna 53, se dividió en 2 probetas que cumplieran con las condiciones de diámetro y longitud establecidas en la norma ASTM C-42, teniendo como nuevo ítem la columna 53.1. Se descartó la probeta 7 al no cumplir con las condiciones de relación longitud/diámetro (L/D) necesarias para el ensayo.

De acuerdo a los factores de corrección indicados en la Tabla 6, se corrigen los valores de resistencia obtenidos, en el caso que sea necesaria la corrección. A continuación, en la Tabla 14 se presentan los resultados obtenidos de resistencia a compresión de las probetas de hormigón.

Tabla 14. Carga y resistencia de los especímenes de hormigón.

Columna	Carga (KN)	Carga (Kgf)	Resistencia (MPa)	Resistencia (Kg/cm <sup>2</sup> )	Factor de Corrección	Resistencia Corregida (Kg/cm <sup>2</sup> )
8	120.55	12292.18	16.83	171.61	1.00	171.61
52	225.64	23008.31	31.83	324.26	1.00	324.26
53	221.87	22623.78	31.24	318.50	1.00	318.50
53.1	203.86	20787.71	27.59	292.65	0.961	281.31

#### 4.1.3 Corrección de resultados

Una vez finalizados los ensayos de campo y obtenidos los resultados, se procede a realizar la corrección de las resistencias a compresión de los ensayos esclerométricos en función de las resistencias de las probetas de los ensayos de extracción de núcleos. Se relacionan los resultados de la columna correspondiente, en la Tabla 15 se indica los valores tomados de resistencia de la columna 52 y 53 para el cálculo del factor de corrección, se divide el valor de la resistencia obtenida en núcleos para la obtenida en esclerómetro, y posteriormente se saca un promedio de estos valores, lo que nos da un valor de 1.02. Cabe mencionar que se tomó el promedio de las columnas 52 y 53 debido a que las otras 2 probetas presentaron fallas por adherencia lo cual derivó en una disminución de su resistencia.

Tabla 15. Factor de corrección de curva de conversión esclerométrica.

Columna	ESCLEROMETRO		NUCLEOS	Factor de corrección
	Rebote promedio	Resistencia (Kg/cm <sup>2</sup> )	Resistencia (Kg/cm <sup>2</sup> )	
8	51.3	330	171.61	0.520
52	50.3	315	324.26	1.029
53	50.3	315	318.50	1.011
53.1	50.3	315	292.65	0.929

1.02

Debido a la dispersión de las resistencias de los especímenes 8 y 53.1, se descartan estos valores debido a que presentan planos de falla definidos propios de una falla por adherencia, mas no por compresión como se buscaba en el ensayo, por lo que sus resistencias resultaron inferiores.



- Corrección de valores esclerométricos

$$Resistencia\ Nucleos = \frac{234.26 + 318.50}{2} = 321.38 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

Se relaciona este valor con la resistencia del esclerómetro del elemento analizado y del rebote promedio, para obtener un factor de corrección de la curva usada en el esclerómetro.

- Ecuación de la Curva 10% percentil

$$Fck = 2.77 * e^{0.048Q} \quad Eq: 17$$

- Factor de corrección del esclerómetro (s): indica la relación núcleos de hormigón/esclerómetro correspondiente al valor de rebote promedio del espécimen 50.3.

$$s = \frac{321.38}{315} = 1.02$$

El factor de corrección de 1.02 indica que la curva asumida en el ensayo de esclerometría correspondiente al 10% del percentil se debe desfazar un 2% hacia arriba obteniéndose así la curva real de conversión, tal como se indica en la Figura 79, de manera que todas las resistencias aumentarían su valor.

- Ecuación de la Curva real esclerómetro (Fr)

$$Fr = 1.02 * 2.77 * e^{0.048Q} \quad Eq: 18$$

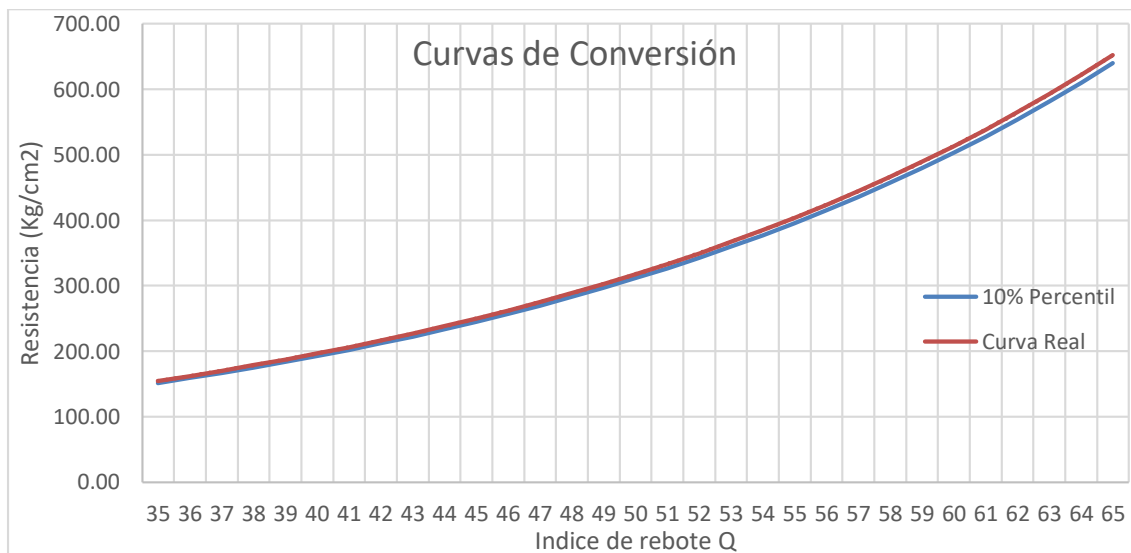


Figura 79. Curva de conversión esclerometría.

A continuación, en las Tablas 16, 17 y 18 se presentan las resistencias a compresión en (kg/cm<sup>2</sup>) corregidas para los elementos columnas, losas y muros de hormigón respectivamente.



Tabla 16. Resistencia a la compresión corregida en columnas.

COLUMNAS	RESISTENCIA (Kg/cm <sup>2</sup> )	
	Inicial	Corregida
PISO		
Parqueadero	347	354
Planta Baja	333	340
Primera Planta	256	261
Segunda Planta	236	241
Tercera Planta	215	219
Cuarta Planta	213	218
Quinta Planta	222	226
Sexta Planta	220	224
Séptima Planta	223	228
Octava Planta		

Tabla 17. Resistencia a la compresión corregida en muros.

MUROS	RESISTENCIA (Kg/cm <sup>2</sup> )	
	Inicial	Corregida
PISO		
Parqueadero		
Planta Baja		
Primera Planta	325	332
Segunda Planta	400	408
Tercera Planta	375	383
Cuarta Planta	365	372
Quinta Planta	400	408
Sexta Planta	405	413
Séptima Planta	400	408
Octava Planta	480	490

Tabla 18. Resistencia a la compresión corregida en losas.

LOSAS	RESISTENCIA (Kg/cm <sup>2</sup> )	
	Inicial	Corregida
PISO		
Parqueadero		
Planta Baja		
Primera Planta	485	495
Segunda Planta	455	464
Tercera Planta	545	556
Cuarta Planta	530	541
Quinta Planta	365	372
Sexta Planta	560	571
Séptima Planta	520	531
Octava Planta		

- **Resumen de resultados**

A continuación, en la Tabla 19 se presenta un resumen de las resistencias corregidas para elementos de hormigón.

Tabla 19. Resistencia promedio a la compresión de elementos de hormigón.

RESISTENCIA CORREGIDA (Kg/cm <sup>2</sup> )			
PISO	Columnas	Muros (ascensor)	Losas (Macizado)
Parqueadero	354		
Planta Baja	340		
Primera Planta	261	332	495
Segunda Planta	241	408	464
Tercera Planta	219	383	556
Cuarta Planta	218	372	541
Quinta Planta	226	408	372
Sexta Planta	224	413	571
Séptima Planta	228	408	531
Octava Planta		490	

## 4.2 IRREGULARIDADES EN PLANTA Y ELEVACION

### 4.2.1 Irregularidad en planta

- Tipo 2

De acuerdo a los lineamientos definidos en la sección 2.8.1 correspondientes a irregularidades en planta debido a retrocesos excesivos en las esquinas, se registraron las medidas de los retrocesos en la planta baja del edificio los mismos que se indican en la Figura 80. Posteriormente, se calculó la irregularidad, cuyos resultados se presentan en la Tabla 20. Se verificó que en 3 de los 4 casos analizados se presentaba irregularidad, de esta manera se define que la estructura tiene una irregularidad en planta Tipo 2.

Tabla 20. Irregularidad en planta tipo 2.

A	B	Irregularidad
5.56	63.66	NO
9.46	35.89	SI
39.8	63.66	SI
5.43	35.89	SI

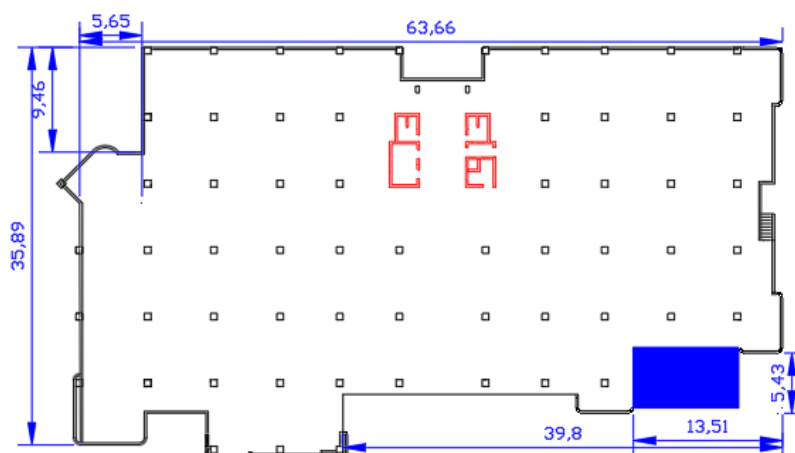


Figura 80. Medidas de entrantes en la Planta Baja.

- **Tipo 3**

En base a los lineamientos establecidos en la sección 2.8.1 correspondientes a irregularidades en planta debido discontinuidades de piso, se analizaron las plantas tipo de los pisos primero al octavo y se registraron las medidas de las discontinuidades con gradas (Figura 81) y sin considerar las mismas (Figura 82). Posteriormente, se calculó la irregularidad, cuyos resultados se presentan en la Tabla 21. Se verificó que en los 2 casos analizados no se presentaba irregularidad, de esta manera se define que la estructura no tiene una irregularidad en planta Tipo 3.

Tabla 21. Irregularidad en planta tipo 3.

PISO	A	C	B	D	E	Irregularidad
1era a 8va planta (con gradas)	32.39	6	21	9.3		NO
1era a 8va planta (sin gradas)	32.39	6	21	9.3	2.31	NO

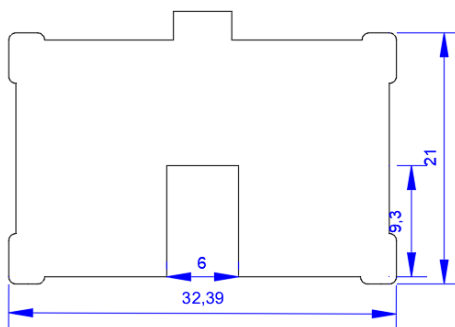


Figura 81. Discontinuidades de piso  
Planta con gradas.

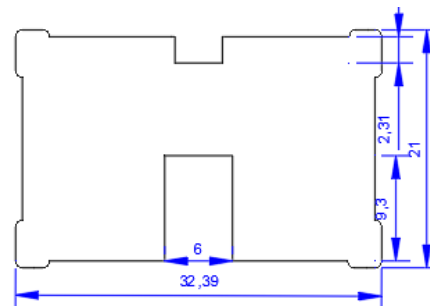


Figura 82. Discontinuidades de piso  
Planta sin gradas.

#### 4.2.2 Irregularidad en elevación

- **Tipo 2**

En la Tabla 22, se presentan los resultados de irregularidad debido a la distribución de masa en los pisos de la estructura, en base a los lineamientos establecidos en la sección 2.8.1. Se registraron los pesos por piso en Ton de cada piso del edificio, datos obtenidos del programa Etabs 17. Se obtuvo que entre el primer y segundo piso existe irregularidad y de igual manera entre el octavo piso y la terraza; de esta manera se define que la estructura tiene una irregularidad en elevación Tipo 2.



Tabla 22. Irregularidad en elevación tipo 2.

	Peso (Ton)	Irregularidad
Terraza	79.79	SI
Ascensor	96.66	
8vo Piso	310.76	
7mo Piso	310.76	
6to Piso	310.76	
5to Piso	310.76	
4to Piso	310.76	
3er piso	312.29	
2do Piso	344.03	SI
1er Piso	806.75	
Planta Baja	801.46	

- **Tipo 3**

Para el caso de irregularidad tipo 3, se determina la irregularidad geométrica en planta en base a los lineamientos establecidos en la sección 2.8.1. Se registran los valores de longitudes en el eje “x” y en el eje “y” de las plantas y se verifica si existe irregularidad, tal como se indica en la Tabla 23. Se obtuvo que la edificación posee una irregularidad en los pisos primero y segundo y además en los pisos octavo y la terraza. Se define que la estructura tiene una irregularidad en elevación Tipo 3.

Tabla 23. Irregularidad en elevación tipo 3.

PISO	Longitud X-X Planta (m)	Longitud Y-Y Planta (m)	Irregularidad X-X	Irregularidad Y-Y
Parqueadero	63.66	35.89		
Planta Baja	63.66	35.89		
1er Piso	63.66	35.89	Si	Si
2do Piso	32.39	21		
3er piso	32.39	21		
4to Piso	32.39	21		
5to Piso	32.39	21		
6to Piso	32.39	21		
7mo Piso	32.39	21		
8vo Piso	32.39	21	Si	Si
Terraza	9.6	9.6		

### 4.3 CARGAS PERMANENTES DE LA ESTRUCTURA

A continuación, se presentan los resultados de los cálculos correspondientes a las cargas permanentes presentes en la estructura. Se toma en consideración para las paredes perimetrales como cargas de franja (lineales) en unidades (Ton/m), mientras que, para recubrimientos de pisos, revestimiento de paredes y para las cargas generadas por las estructuras nuevas en la primera y octava planta del edificio, se consideran cargas uniformemente distribuidas y aplicadas sobre la losa (Kg/m<sup>2</sup>).





Tabla 24. Cargas perimetrales actuantes en las plantas del edificio.

PISO	Cargas Perimetrales		
	Carga Paredes (Ton/m)	Carga Ventanas (Ton/m)	Total (Ton/m)
Planta Baja	1.01	0	1.01
1er Piso	0.38	0.06	0.44
2do Piso	0.38	0.06	0.44
3er piso	0.38	0.06	0.44
4to Piso	0.38	0.06	0.44
5to Piso	0.38	0.06	0.44
6to Piso	0.38	0.06	0.44
7mo Piso	0.38	0.06	0.44
8vo Piso	0.38	0.06	0.44
Terraza	0.28	0	0.28

Tabla 25. Cargas por acabados y revestimientos actuantes en las plantas del edificio.

PISO	Carga Piso (Kg/m <sup>2</sup> )	Carga Madera (Kg/m <sup>2</sup> )	Cielo raso (Kg/m <sup>2</sup> )	Carga Total (Kg/m <sup>2</sup> )	Carga Total (Ton/m <sup>2</sup> )
Planta Baja	20.00	1.37	20.4	41.76	0.042
1er Piso	20.00	0.88	20.4	41.28	0.041
2do Piso	20.00	2.73	20.4	43.12	0.043
3er piso	20.00	2.73	20.4	43.12	0.043
4to Piso	20.00	2.73	20.4	43.12	0.043
5to Piso	20.00	2.73	20.4	43.12	0.043
6to Piso	20.00	2.73	20.4	43.12	0.043
7mo Piso	20.00	2.73	20.4	43.12	0.043
8vo Piso	20.00	0.55	20.4	40.94	0.041
Terraza	20.00	0	0	20.00	0.020

Tabla 26. Resumen de cargas.

RESUMEN CARGAS			
PISO	Cargas perimetrales	Cargas Acabados	Cargas Paredes Servicios Higiénicos
	Ton/m	Ton/m <sup>2</sup>	Ton/m <sup>2</sup>
Planta Baja	1.01	0.042	2.47
1era - 8va Planta	0.44	0.043	1.85
Terraza	0.28	0.020	0

### Estructuras nuevas

Se calcula el peso de los elementos que componen estas estructuras tanto en la primera y en la octava planta, se toma en consideración las columnas y vigas de acero, techos, paredes, piso, ventanas y posteriormente se distribuye la carga en el área en la que está actuando.



- **Primera planta**

Tabla 27. Cargas pertenecientes a estructuras nuevas de la primera planta.

AREA (m <sup>2</sup> )		Peso Total (Kg)		Carga (Ton/m <sup>2</sup> )	
Estructura Izquierda	Estructura Derecha	Estructura Izquierda	Estructura Derecha	Estructura Izquierda	Estructura Derecha
129.4898	115.4256	33005.08	30754.73	0.255	0.266

- **Octava planta**

Tabla 28. Cargas pertenecientes a estructuras nuevas de la octava planta.

AREA (m <sup>2</sup> )		Peso Total (Kg)		Carga (Ton/m <sup>2</sup> )	
Estructura Izquierda	Estructura Derecha	Estructura Izquierda	Estructura Derecha	Estructura Izquierda	Estructura Derecha
182.4438	161.6076	8331.11	7485.00	0.046	0.046

#### 4.4 ANÁLISIS MODAL

##### 4.4.1 Caso 1

Para el caso 1 de análisis correspondiente únicamente al peso de la estructura (columnas, muros y losas) sin considerar gradas, se observa en la Tabla 29 los resultados de periodo, frecuencia y eigenvalores obtenidos del análisis modal.

Tabla 29. Periodos y frecuencias de modos de vibración. Caso 1.

Modo	Periodo	Frecuencia	Circular Frecuencia	Eigenvalores
	seg	ciclo/seg	rad/seg	rad <sup>2</sup> /seg <sup>2</sup>
1	0.855	1.169	7.346	53.964
2	0.607	1.648	10.354	107.212
3	0.555	1.801	11.317	128.066
4	0.221	4.535	28.493	811.848
5	0.171	5.864	36.843	1357.392
6	0.127	7.899	49.633	2463.382
7	0.122	8.225	51.680	2670.805
8	0.091	11.016	69.214	4790.623
9	0.079	12.682	79.682	6349.256
10	0.062	16.135	101.377	10277.240
11	0.059	16.935	106.404	11321.818
12	0.052	19.353	121.601	14786.685

El primer modo de vibración que se observa en la Tabla 30, tiene un periodo de  $T=0.855$  y corresponde al periodo fundamental de la estructura, con una participación de masa en la dirección "x-x" de  $UX=49.7\%$ . El segundo modo de vibración es un modo rotacional con una participación de masa de  $RZ=30.2\%$  con un periodo de  $T=0.607$  (Tabla 31). El modo de vibración 3 corresponde al primer modo de vibración en la dirección "y-y" con un periodo de  $T=0.555$  y una participación de masa de  $UY=48.3\%$ . Cabe mencionar que ningún modo es completamente rotacional o traslacional, ya sea en el sentido "x-x" o "y-y", todos son combinaciones. En función del periodo se observa que el edificio posee mayor rigidez en la dirección y-y.

Tabla 30. Factores de participación de masa, traslacionales. Caso 1.

Modo	Periodo seg	TRASLACIONALES					
		UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	0.855	0.497	0.000	0.000	0.497	0.000	0.000
2	0.607	0.012	0.037	0.000	0.509	0.037	0.000
3	0.555	0.002	0.483	0.000	0.511	0.520	0.000
4	0.221	0.125	0.000	0.000	0.635	0.520	0.000
5	0.171	0.045	0.000	0.000	0.680	0.521	0.000
6	0.127	0.017	0.100	0.000	0.696	0.620	0.000
7	0.122	0.018	0.114	0.000	0.714	0.734	0.000
8	0.091	0.025	0.000	0.000	0.739	0.734	0.000
9	0.079	0.051	0.001	0.000	0.790	0.735	0.000
10	0.062	0.001	0.065	0.000	0.792	0.800	0.000
11	0.059	0.000	0.025	0.000	0.792	0.825	0.000
12	0.052	0.038	0.000	0.000	0.829	0.825	0.000

Tabla 31. Factores de participación de masa, rotacionales. Caso 1.

Modo	Periodo seg	ROTACIONALES					
		RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
1	0.855	0.000	0.565	0.004	0.000	0.565	0.004
2	0.607	0.044	0.028	0.302	0.044	0.592	0.306
3	0.555	0.542	0.004	0.008	0.586	0.596	0.313
4	0.221	0.000	0.063	0.034	0.586	0.659	0.347
5	0.171	0.000	0.023	0.136	0.586	0.682	0.483
6	0.127	0.057	0.010	0.053	0.643	0.691	0.536
7	0.122	0.063	0.010	0.027	0.706	0.701	0.563
8	0.091	0.000	0.017	0.055	0.706	0.718	0.618
9	0.079	0.001	0.040	0.000	0.707	0.758	0.618
10	0.062	0.056	0.001	0.001	0.763	0.759	0.619
11	0.059	0.022	0.000	0.007	0.785	0.759	0.626
12	0.052	0.000	0.036	0.003	0.785	0.795	0.629

A continuación, en la Figura 83 se presenta la planta tipo del edificio en estado inicial, posteriormente en las Figuras 84, 85 y 86 se indica la acción de manera gráfica de los primeros 3 modos de vibración respectivamente en la estructura, emulando la variación en planta que se produce, la figura (a) corresponde a la segunda planta, la (b) a la quinta planta mientras que, la (c) pertenece a la octava planta de la edificación.

### Estructura inicial

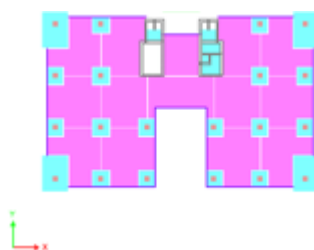


Figura 83. Planta tipo estructura inicial. Etabs 17.

### Modo 1

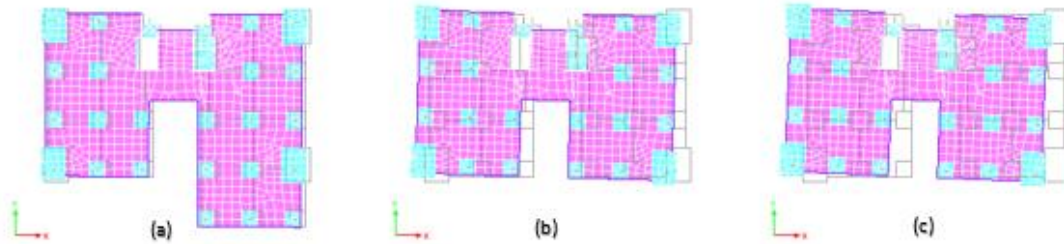


Figura 84. Vista en planta del modo de vibración 1 correspondiente al Caso 1. a) Segunda Planta. b) Quinta Planta. c) Octava Planta.

### Modo 2

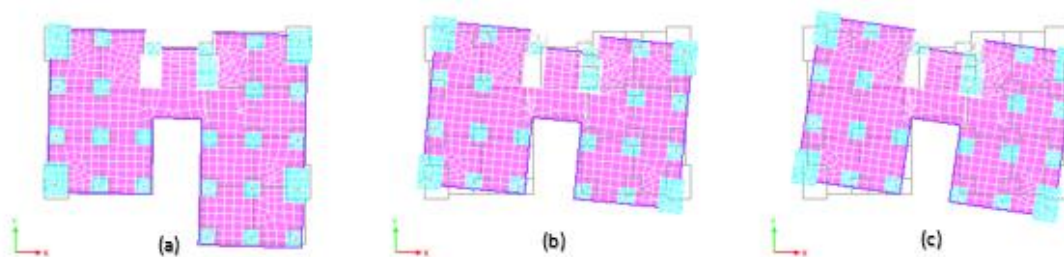


Figura 85. Vista en planta del modo de vibración 2 correspondiente al Caso 1. a) Segunda Planta. b) Quinta Planta. c) Octava Planta.

### Modo 3

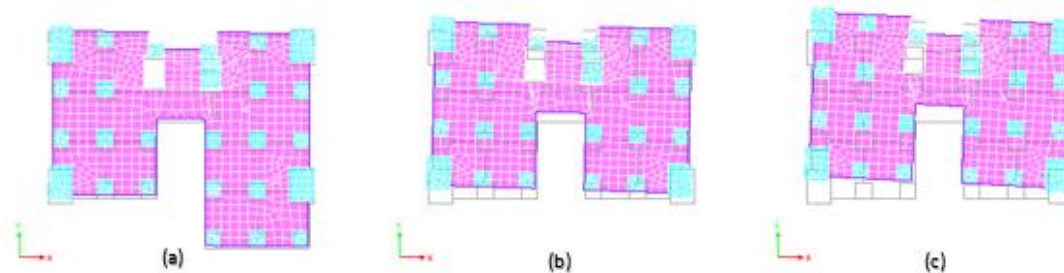


Figura 86. Vista en planta del modo de vibración 3 correspondiente al Caso 1. a) Segunda Planta. b) Quinta Planta. c) Octava Planta.

#### 4.4.2 Caso 2

Para el caso 2 de análisis correspondiente al peso de la estructura (columnas, muros y losas) considerando gradas, se observa en la Tabla 32 los resultados de periodo, frecuencia y eigenvalores obtenidos del análisis modal.



Tabla 32. Periodos y frecuencias de modos de vibración. Caso 2.

Modo	Periodo	Frecuencia	Frecuencia circular	Eigenvalores
	seg	ciclo/seg	rad/seg	rad <sup>2</sup> /seg <sup>2</sup>
1	0.781	1.281	8.048	64.775
2	0.563	1.776	11.158	124.496
3	0.535	1.870	11.750	138.072
4	0.219	4.576	28.749	826.514
5	0.162	6.161	38.708	1498.283
6	0.127	7.844	49.284	2428.894
7	0.123	8.153	51.230	2624.491
8	0.090	11.074	69.581	4841.490
9	0.079	12.692	79.744	6359.088
10	0.070	14.288	89.777	8059.931
11	0.064	15.651	98.340	9670.714
12	0.060	16.761	105.314	11091.001

El primer modo de vibración que se observa en la Tabla 33, tiene un periodo de  $T=0.781$  y corresponde al periodo fundamental de la estructura, con una participación de masa en la dirección "x-x" de  $U_X=42.4\%$  y  $R_Y=42.9\%$  variando en relación a la tendencia de caso 1. El segundo modo de vibración corresponde al primer modo de vibración en la dirección "y-y" es una combinación de modos traslacionales y rotacionales con una participación de masa de  $U_y=0.466$  y  $R_X=42.9\%$  con un periodo de  $T=0.563$  (Tabla 34).

El modo de vibración 3 es un modo rotacional con un periodo de  $T=0.535$  y una mayor participación de masa en  $U_Y=57.3\%$ . Cabe mencionar que al igual que el caso 1 ningún modo es completamente rotacional o traslacional, ya sea en el sentido "x-x" o "y-y", todos son combinaciones. En función del periodo se observa que el edificio mantiene mayor rigidez en la dirección y-y.

Tabla 33. Factores de participación de masa, traslacionales. Caso 2.

Modo	Periodo seg	TRASLACIONALES					
		UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	0.781	0.424	0.000	0.000	0.424	0.000	0.000
2	0.563	0.014	0.466	0.000	0.438	0.466	0.000
3	0.535	0.098	0.061	0.000	0.536	0.527	0.000
4	0.219	0.106	0.000	0.000	0.642	0.527	0.000
5	0.162	0.047	0.000	0.000	0.689	0.527	0.000
6	0.127	0.010	0.148	0.000	0.699	0.675	0.000
7	0.123	0.027	0.062	0.000	0.726	0.737	0.000
8	0.09	0.020	0.000	0.000	0.746	0.737	0.000
9	0.079	0.049	0.001	0.000	0.795	0.738	0.000
10	0.07	0.000	0.002	0.000	0.795	0.740	0.000
11	0.064	0.001	0.053	0.000	0.796	0.793	0.000
12	0.06	0.000	0.022	0.000	0.796	0.815	0.000

Tabla 34. Factores de participación de masa, rotacionales. Caso 2.

Modo	Periodo seg	ROTACIONALES					
		RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
1	0.781	0.000	0.429	0.046	0.000	0.429	0.046
2	0.563	0.514	0.018	0.055	0.514	0.447	0.101
3	0.535	0.064	0.125	0.226	0.578	0.572	0.326
4	0.219	0.000	0.064	0.047	0.578	0.636	0.373
5	0.162	0.000	0.042	0.123	0.578	0.678	0.496
6	0.127	0.088	0.006	0.032	0.666	0.684	0.527
7	0.123	0.035	0.018	0.044	0.701	0.702	0.571
8	0.09	0.000	0.015	0.051	0.702	0.717	0.622
9	0.079	0.001	0.039	0.000	0.703	0.756	0.622
10	0.07	0.004	0.000	0.000	0.706	0.756	0.622
11	0.064	0.044	0.001	0.000	0.751	0.757	0.622
12	0.06	0.022	0.000	0.000	0.772	0.757	0.622

A continuación, en la Figura 87 se presenta la vista en planta de la estructura inicial con la incorporación de las columnas y losas de la grada; las Figuras 88, 89 y 90 se indica respectivamente de manera gráfica la acción de los primeros 3 modos de vibración en la estructura, emulando la variación en planta que se produce, la figura (a) corresponde a la segunda planta, la (b) a la quinta planta mientras que, la (c) pertenece a la octava planta de la edificación.

### Estructura inicial

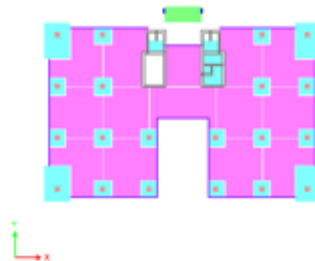


Figura 87. Planta tipo estructura inicial. Etabs 1.

### Modo 1

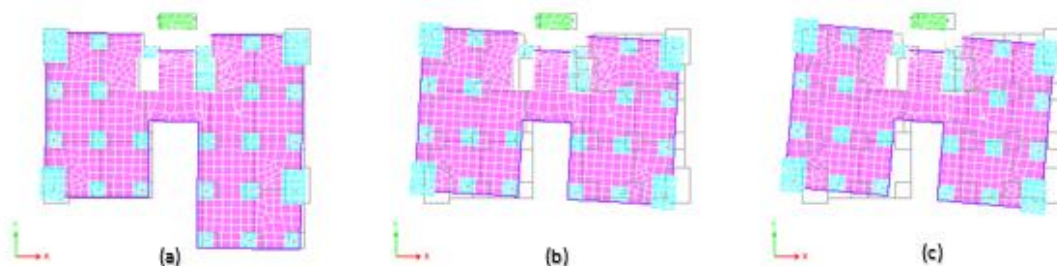


Figura 88. Vista en planta del modo de vibración 1 correspondiente al Caso 2. a) Segunda Planta. b) Quinta Planta. c) Octava Planta.

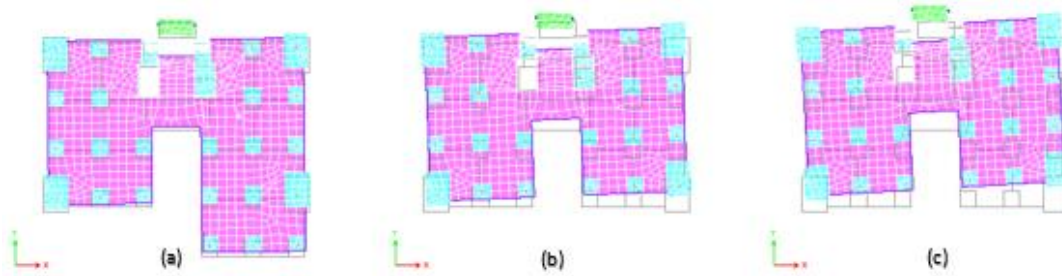
**Modo 2**


Figura 89. Vista en planta del modo de vibración 2 correspondiente al Caso 2. a) Segunda Planta. b) Quinta Planta. c) Octava Planta.

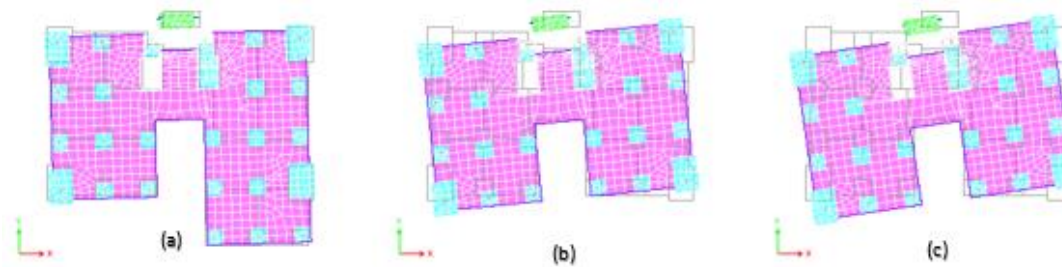
**Modo 3**


Figura 90. Vista en planta del modo de vibración 3 correspondiente al Caso 2. a) Segunda Planta. b) Quinta Planta. c) Octava Planta.

**4.4.3 Caso 3**

Para el caso 3 de análisis correspondiente al peso de la estructura (columnas, muros y losas) considerando gradas e incluyendo la acción de las estructuras nuevas de la primera y octava planta. En la Tabla 35, se observan los resultados de periodo, frecuencia y eigenvalores obtenidos del análisis modal.

Tabla 35. Periodos y frecuencias de modos de vibración. Caso 3.

Modo	Periodo	Frecuencia	Frecuencia circular	Eigenvalores
	seg	ciclo/seg	rad/seg	rad <sup>2</sup> /seg <sup>2</sup>
1	0.789	1.267	7.959	63.349
2	0.568	1.760	11.057	122.262
3	0.539	1.854	11.652	135.757
4	0.221	4.524	28.426	808.032
5	0.164	6.111	38.396	1474.244
6	0.129	7.747	48.677	2369.424
7	0.124	8.041	50.525	2552.739
8	0.091	10.938	68.724	4722.934
9	0.08	12.556	78.894	6224.290
10	0.07	14.280	89.724	8050.336
11	0.064	15.533	97.596	9525.040
12	0.06	16.689	104.862	10996.033



En la Tabla 36, se observa el primer modo de vibración que tiene un periodo de  $T=0.789$  y corresponde al periodo fundamental de la estructura, con una participación de masa en la dirección “x-x” de  $UX=42\%$  y  $RY=0.429$  (Tabla 37) manteniéndose la tendencia de la forma de los modos del caso 2, pero con un aumento del periodo. El segundo modo de vibración corresponde al primer modo de vibración en la dirección “y-y” con una participación de masa de  $UY=46,5\%$  y  $RX=51.5\%$  y un periodo de  $T=0.568$ . El modo de vibración 3, es mayormente rotacional con un periodo de  $T=0.539$  y una participación de masa de  $RZ=22.4\%$ . Cabe mencionar que al igual que los casos 1 y 2 ningún modo es completamente rotacional o traslacional, ya sea en el sentido “x-x” o “y-y”, todos son combinaciones. En función del periodo se observa que el edificio mantiene mayor rigidez en la dirección y-y.

Tabla 36. Factores de participación de masa, traslacionales. Caso 3.

Modo	Periodo seg	TRASLACIONALES					
		UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	0.789	0.420	0.000	0.000	0.420	0.000	0.000
2	0.568	0.014	0.465	0.000	0.434	0.465	0.000
3	0.539	0.100	0.060	0.000	0.534	0.525	0.000
4	0.221	0.107	0.000	0.000	0.641	0.525	0.000
5	0.164	0.049	0.000	0.000	0.689	0.525	0.000
6	0.129	0.016	0.117	0.000	0.706	0.642	0.000
7	0.124	0.022	0.098	0.000	0.728	0.739	0.000
8	0.091	0.020	0.000	0.000	0.748	0.740	0.000
9	0.08	0.051	0.001	0.000	0.799	0.741	0.000
10	0.07	0.000	0.002	0.000	0.799	0.743	0.000
11	0.064	0.001	0.060	0.000	0.801	0.803	0.000
12	0.06	0.000	0.028	0.000	0.801	0.831	0.000

Tabla 37. Factores de participación de masa, rotacionales. Caso 3.

Modo	Periodo seg	ROTACIONALES					
		RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
1	0.789	0.000	0.429	0.047	0.000	0.429	0.047
2	0.568	0.515	0.018	0.054	0.515	0.446	0.101
3	0.539	0.064	0.126	0.224	0.578	0.572	0.325
4	0.221	0.000	0.064	0.051	0.578	0.636	0.375
5	0.164	0.000	0.043	0.129	0.579	0.679	0.504
6	0.129	0.069	0.011	0.045	0.648	0.690	0.549
7	0.124	0.057	0.015	0.032	0.704	0.705	0.581
8	0.091	0.000	0.015	0.049	0.705	0.720	0.630
9	0.08	0.001	0.041	0.000	0.705	0.761	0.630
10	0.07	0.004	0.000	0.000	0.709	0.761	0.630
11	0.064	0.051	0.001	0.000	0.760	0.762	0.630
12	0.06	0.027	0.000	0.002	0.787	0.762	0.632

A continuación, las Figuras 91, 92 y 93 se indica respectivamente de manera gráfica la acción de los primeros 3 modos de vibración en la estructura, emulando la variación en planta que se produce, la Figura (a) corresponde a la segunda planta, la (b) a la quinta planta mientras que, la (c) pertenece a la octava planta de la edificación.



### Modo 1

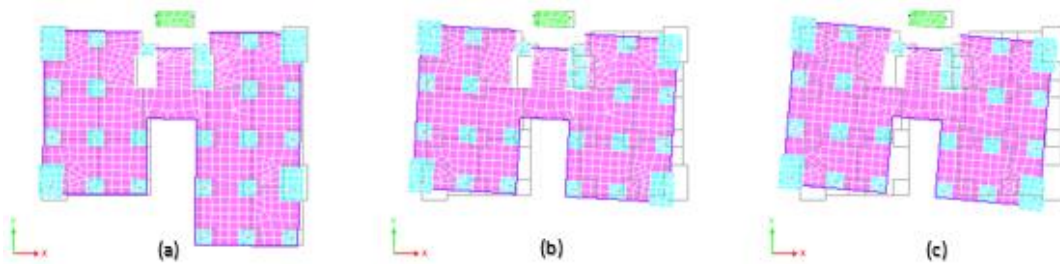


Figura 91. Vista en planta del modo de vibración 1 correspondiente al Caso 3. a) Segunda Planta. b) Quinta Planta. c) Octava Planta.

### Modo 2

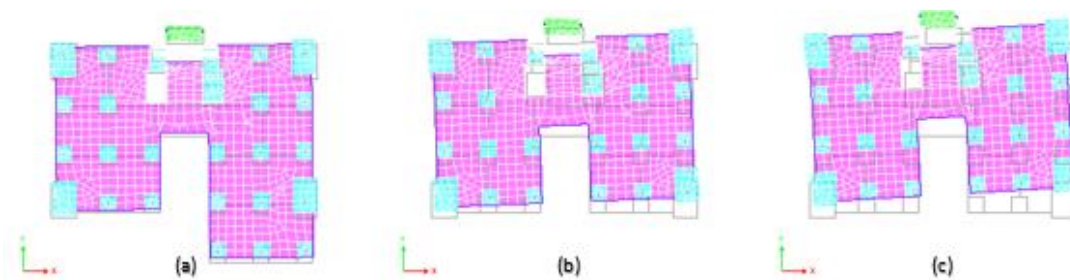


Figura 92. Vista en planta del modo de vibración 2 correspondiente al Caso 3. a) Segunda Planta. b) Quinta Planta. c) Octava Planta.

### Modo 3

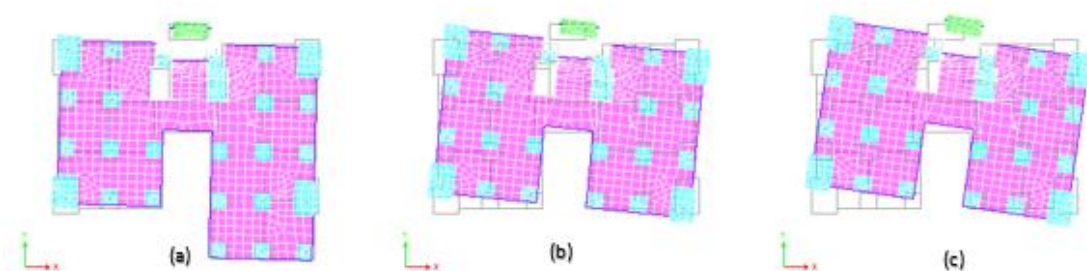


Figura 93. Vista en planta del modo de vibración 3 correspondiente al Caso 3. a) Segunda Planta. b) Quinta Planta. c) Octava Planta.

#### 4.4.4 Caso 4

Para el caso 4 de análisis correspondiente al peso de la estructura (columnas, muros y losas) considerando gradas, incluyendo la acción de las estructuras nuevas de la primera y octava planta y, además, se incorporan cargas adicionales gravitacionales; en la Tabla 38 se observan los resultados de periodo, frecuencia y eigenvalores obtenidos del análisis modal.



Tabla 38. Periodos y frecuencias de modos de vibración. Caso 4.

Modo	Periodo	Frecuencia	Frecuencia circular	Eigenvalores
	seg	ciclo/seg	rad/seg	rad <sup>2</sup> /seg <sup>2</sup>
1	0.935	1.070	6.721	45.168
2	0.669	1.495	9.392	88.200
3	0.655	1.527	9.593	92.022
4	0.261	3.835	24.098	580.712
5	0.191	5.234	32.885	1081.403
6	0.146	6.847	43.020	1850.718
7	0.145	6.916	43.453	1888.165
8	0.103	9.697	60.926	3711.951
9	0.092	10.834	68.069	4633.406
10	0.082	12.137	76.262	5815.891
11	0.074	13.522	84.962	7218.547
12	0.071	14.058	88.331	7802.344

El primer modo de vibración que se observa en la Tabla 39, tiene un periodo de  $T=0.935$  y corresponde al periodo fundamental de la estructura, con una participación de masa en la dirección “x-x” de  $UX=41.8\%$ . El segundo modo de vibración es una combinación de modos rotacionales y traslacionales con una participación de masa de  $UX=12.2\%$  y  $UY=19.5\%$ , y  $RZ=17.2\%$  con un periodo de  $T=0.669$  (Tabla 40). El modo de vibración 3 corresponde al primer modo de vibración en la dirección “y-y” con un periodo de  $T=0.655$  y una participación de masa de  $UY=37.5\%$  y  $RX=34.3\%$ .

Cabe mencionar que al igual que los casos anteriores ningún modo es completamente rotacional o traslacional, ya sea en el sentido “x-x” o “y-y”, todos son combinaciones. En función del periodo se observa que el edificio mantiene mayor rigidez en la dirección y-y. La incorporación de sobrecargas adicionales provoca una disminución de rigidez en la estructura, por tal un aumento del periodo.

Tabla 39. Factores de participación de masa, traslacionales. Caso 4.

Modo	Periodo seg	TRASLACIONALES					
		UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	0.935	0.418	0.002	0.000	0.418	0.002	0.000
2	0.669	0.122	0.195	0.000	0.540	0.197	0.000
3	0.655	0.042	0.375	0.000	0.583	0.571	0.000
4	0.261	0.087	0.001	0.000	0.670	0.572	0.000
5	0.191	0.065	0.000	0.000	0.734	0.572	0.000
6	0.146	0.004	0.173	0.000	0.738	0.745	0.000
7	0.145	0.025	0.026	0.000	0.763	0.772	0.000
8	0.103	0.006	0.001	0.000	0.769	0.772	0.000
9	0.092	0.052	0.000	0.000	0.821	0.772	0.000
10	0.082	0.001	0.001	0.000	0.822	0.773	0.000
11	0.074	0.000	0.026	0.000	0.822	0.799	0.000
12	0.071	0.000	0.001	0.000	0.822	0.800	0.000

Tabla 40. Factores de participación de masa, rotacionales. Caso 4.

Modo	Periodo seg	ROTACIONALES					
		RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
1	0.935	0.002	0.350	0.078	0.002	0.350	0.078
2	0.669	0.173	0.116	0.172	0.174	0.467	0.250
3	0.655	0.343	0.042	0.138	0.517	0.508	0.388
4	0.261	0.000	0.071	0.056	0.517	0.579	0.444
5	0.191	0.000	0.073	0.091	0.517	0.652	0.535
6	0.146	0.137	0.003	0.010	0.655	0.655	0.545
7	0.145	0.020	0.021	0.069	0.675	0.676	0.614
8	0.103	0.001	0.006	0.057	0.676	0.682	0.671
9	0.092	0.000	0.052	0.000	0.676	0.733	0.671
10	0.082	0.003	0.001	0.000	0.678	0.734	0.671
11	0.074	0.027	0.000	0.001	0.706	0.734	0.673
12	0.071	0.001	0.000	0.006	0.706	0.734	0.679

A continuación, las Figuras 94, 95 y 96 se indica respectivamente de manera gráfica la acción de los primeros 3 modos de vibración en la estructura, emulando la variación en planta que se produce, la figura (a) corresponde a la segunda planta, la (b) a la quinta planta mientras que, la (c) pertenece a la octava planta de la edificación.

### Modo 1

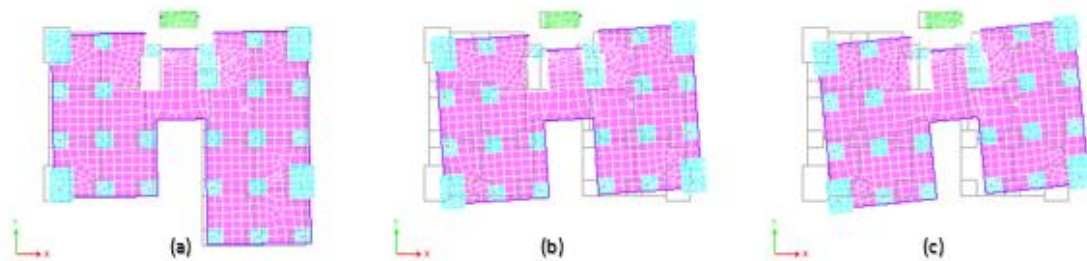


Figura 94. Vista en planta del modo de vibración 1 correspondiente al Caso 4. a) Segunda Planta. b) Quinta Planta. c) Octava Planta.

### Modo 2

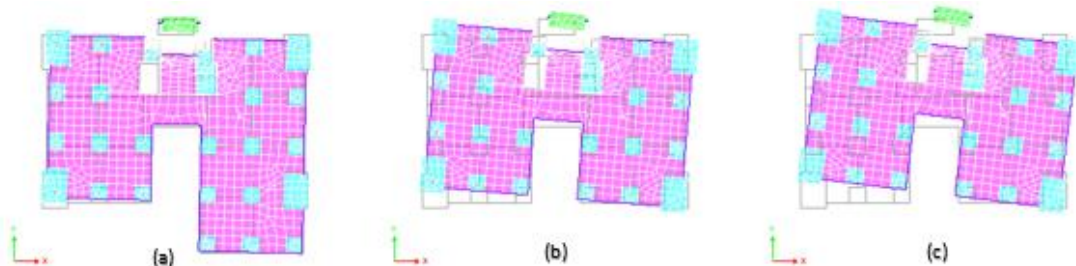


Figura 95. Vista en planta del modo de vibración 2 correspondiente al Caso 4. a) Segunda Planta. b) Quinta Planta. c) Octava Planta.

### Modo 3

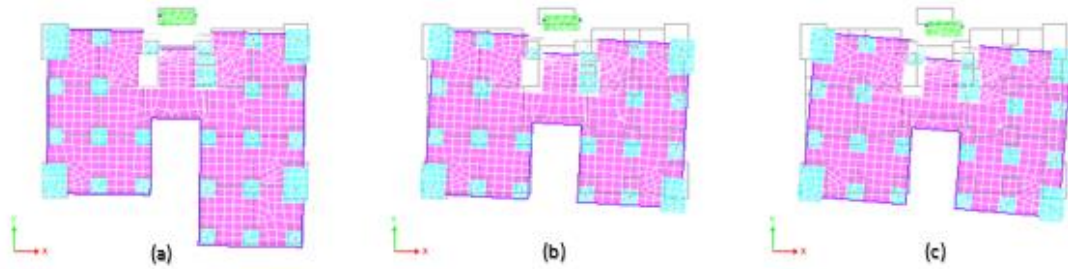


Figura 96. Vista en planta del modo de vibración 3 correspondiente al Caso 4. a) Segunda Planta. b) Quinta Planta. c) Octava Planta.

## ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD

Se realiza un análisis de sensibilidad al caso 4 de estudio en función de las propiedades inerciales de los elementos. Se modifica en el programa la inercia de los elementos tipo Frame, Shell y Wall. A continuación, en el caso 5 y caso 6 se presentan los resultados del análisis con sus respectivos valores modificados.

### 4.4.5 Caso 5

Para el caso 5, se parte del modelo utilizado en el caso 4, aplicando el cambio del agrietamiento Tipo 1 de las secciones, establecido en la NEC como: columnas (0.8), vigas (0.5) y muros (0.6); se observa en la Tabla 41 los resultados de periodo, frecuencia y eigenvalores obtenidos del análisis modal.

Tabla 41. Periodos y frecuencias de modos de vibración. Caso 5.

Modo	Periodo	Frecuencia	Frecuencia circular	Eigenvalores
	seg	ciclo/seg	rad/seg	rad <sup>2</sup> /seg <sup>2</sup>
1	0.951	1.051	6.604	43.608
2	0.678	1.474	9.263	85.796
3	0.661	1.513	9.509	90.419
4	0.267	3.749	23.558	554.993
5	0.194	5.155	32.389	1049.047
6	0.15	6.670	41.910	1756.441
7	0.146	6.837	42.959	1845.430
8	0.106	9.419	59.183	3502.638
9	0.094	10.693	67.186	4513.909
10	0.087	11.480	72.128	5202.501
11	0.077	13.019	81.803	6691.732
12	0.074	13.516	84.926	7212.433

El primer modo de vibración que se observa en la Tabla 42, tiene un periodo de  $T=0.951$  y corresponde al periodo fundamental de la estructura, con una participación de masa en la dirección "x-x" de  $UX=41.9\%$ , y  $RY=34.8\%$ . El segundo modo de vibración es un modo traslacional con una participación de masa de  $UX=14.7\%$  y  $UY=9.7\%$ , y rotacional con una participación de masa de  $RZ=23.3\%$  con un periodo



de  $T=0.678$ . El modo de vibración 3 corresponde al primer modo de vibración en la dirección y-y con un periodo de  $T=0.659$  y una participación de masa de  $UY=47.3\%$  y  $RX=43.1\%$  (Tabla 43). Cabe mencionar que ningún modo es completamente rotacional o traslacional, ya sea en el sentido “x-x” o “y-y”, todos son combinaciones. En relación al caso 4, se observa que agrietando las secciones la estructura perdió rigidez, comportamiento que era el esperado.

Tabla 42. Factores de participación de masa, traslacionales. Caso 5.

Modo	Periodo seg	TRASLACIONALES					
		UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	0.951	0.419	0.002	0.000	0.419	0.002	0.000
2	0.678	0.147	0.097	0.000	0.565	0.099	0.000
3	0.661	0.018	0.473	0.000	0.583	0.572	0.000
4	0.267	0.085	0.001	0.000	0.668	0.572	0.000
5	0.194	0.065	0.000	0.000	0.733	0.573	0.000
6	0.15	0.028	0.012	0.000	0.761	0.585	0.000
7	0.146	0.002	0.187	0.000	0.763	0.772	0.000
8	0.106	0.004	0.000	0.000	0.767	0.772	0.000
9	0.094	0.052	0.000	0.000	0.819	0.772	0.000
10	0.087	0.002	0.001	0.000	0.821	0.773	0.000
11	0.077	0.000	0.013	0.000	0.821	0.786	0.000
12	0.074	0.000	0.000	0.000	0.822	0.786	0.000

Tabla 43. Factores de participación de masa, rotacionales. Caso 5.

Modo	Periodo seg	ROTACIONALES					
		RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
1	0.951	0.001	0.348	0.080	0.001	0.348	0.080
2	0.678	0.084	0.142	0.233	0.086	0.490	0.313
3	0.661	0.431	0.018	0.079	0.517	0.508	0.393
4	0.267	0.000	0.070	0.060	0.517	0.577	0.453
5	0.194	0.000	0.073	0.093	0.517	0.650	0.546
6	0.15	0.010	0.024	0.069	0.527	0.674	0.615
7	0.146	0.148	0.002	0.005	0.675	0.675	0.620
8	0.106	0.000	0.004	0.049	0.675	0.679	0.669
9	0.094	0.000	0.053	0.002	0.675	0.732	0.671
10	0.087	0.003	0.002	0.000	0.678	0.734	0.671
11	0.077	0.013	0.000	0.001	0.690	0.734	0.672
12	0.074	0.000	0.000	0.005	0.691	0.734	0.677

A continuación, las Figuras 97, 98 y 99 se indica respectivamente de manera gráfica la acción de los primeros 3 modos de vibración en la estructura, emulando la variación en planta que se produce, la figura (a) corresponde a la segunda planta, la (b) a la quinta planta mientras que, la (c) pertenece a la octava planta de la edificación.

### Modo 1



Figura 97. Vista en planta del modo de vibración 1 correspondiente al Caso 5. a) Segunda Planta. b) Quinta Planta. c) Octava Planta.

### Modo 2

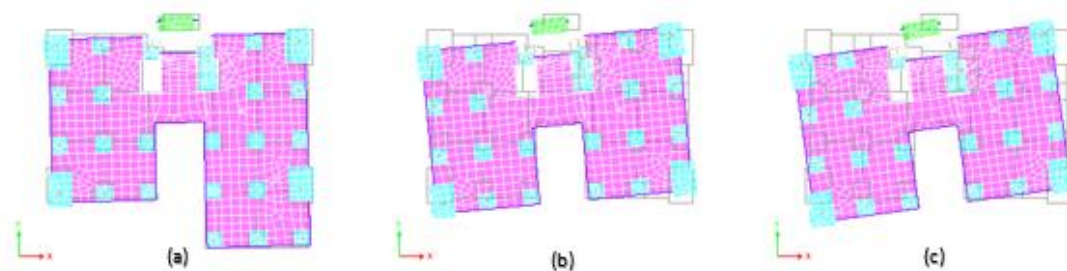


Figura 98. Vista en planta del modo de vibración 2 correspondiente al Caso 5. a) Segunda Planta. b) Quinta Planta. c) Octava Planta.

### Modo 3

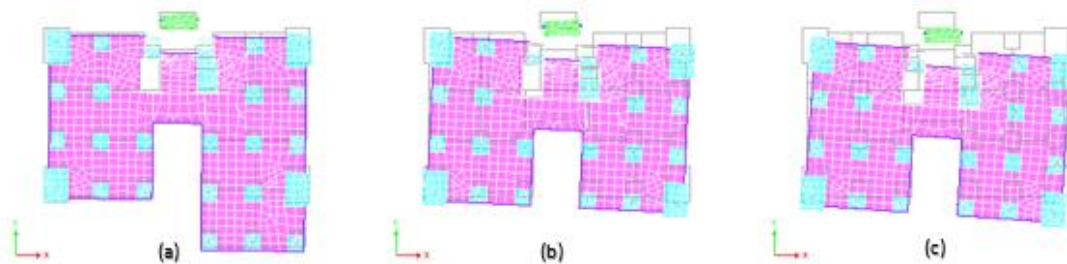


Figura 99. Vista en planta del modo de vibración 3 correspondiente al Caso 5. a) Segunda Planta. b) Quinta Planta. c) Octava Planta.

#### 4.4.6 Caso 6

El caso 6 corresponde a una variación del modelo utilizado en el caso 4, con el cambio de que se aplica el agrietamiento Tipo 2 de las secciones de columnas (0.9), vigas (0.75) y muros (0.8), se observa en la Tabla 44 los resultados de periodo, frecuencia y eigenvalores obtenidos del análisis modal.



Tabla 44. Periodos y frecuencias de modos de vibración. Caso 6.

Modo	Periodo	Frecuencia	Frecuencia circular	Eigenvalores
	seg	ciclo/seg	rad/seg	rad <sup>2</sup> /seg <sup>2</sup>
1	0.943	1.061	6.666	44.431
2	0.673	1.486	9.335	87.138
3	0.658	1.520	9.552	91.233
4	0.264	3.794	23.840	568.327
5	0.192	5.197	32.654	1066.250
6	0.147	6.781	42.604	1815.128
7	0.146	6.858	43.091	1856.813
8	0.105	9.563	60.085	3610.154
9	0.093	10.765	67.640	4575.193
10	0.084	11.837	74.376	5531.806
11	0.075	13.306	83.605	6989.807
12	0.072	13.797	86.691	7515.362

El primer modo de vibración que se observa en la Tabla 45, tiene un periodo de  $T=0.943$  y corresponde al periodo fundamental de la estructura, con una participación de masa en la dirección "x-x" de  $UX=41.8\%$  y  $RY=34.9$ . El segundo modo de vibración es un modo traslacional con una participación de masa de  $UX=13.6\%$  y  $UY=14,4\%$ , y rotacional con una participación de masa de  $RZ=20.3\%$  con un periodo de  $T=0.673$ . El modo de vibración 3 corresponde al primer modo de vibración en la dirección y-y con un periodo de  $T=0.658$  y una participación de masa de  $UY=42.6\%$  y  $RX=38.9$  (Tabla 46).

Cabe mencionar que ningún modo es completamente rotacional o traslacional, ya sea en el sentido "x-x" o "y-y", todos son combinaciones. En relación al caso 4, se observa que agrietando las secciones la estructura perdió rigidez, comportamiento que era el esperado, y al reducir el agrietamiento en relación al caso 5, la flexibilización fue menor.

Tabla 45. Factores de participación de masa, traslacionales. Caso 6.

Modo	Periodo seg	TRASLACIONALES					
		UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	0.943	0.418	0.002	0.000	0.418	0.002	0.000
2	0.673	0.136	0.144	0.000	0.554	0.146	0.000
3	0.658	0.029	0.426	0.000	0.583	0.572	0.000
4	0.264	0.086	0.001	0.000	0.669	0.572	0.000
5	0.192	0.065	0.000	0.000	0.734	0.572	0.000
6	0.147	0.023	0.042	0.000	0.757	0.614	0.000
7	0.146	0.006	0.158	0.000	0.763	0.772	0.000
8	0.105	0.005	0.000	0.000	0.768	0.772	0.000
9	0.093	0.052	0.000	0.000	0.820	0.772	0.000
10	0.084	0.001	0.001	0.000	0.821	0.773	0.000
11	0.075	0.000	0.019	0.000	0.822	0.792	0.000
12	0.072	0.000	0.000	0.000	0.822	0.792	0.000

Tabla 46. Factores de participación de masa, rotacionales. Caso 6.

Modo	Periodo seg	ROTACIONALES					
		RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
1	0.943	0.001	0.349	0.079	0.001	0.349	0.079
2	0.673	0.126	0.130	0.203	0.128	0.479	0.282
3	0.658	0.389	0.029	0.108	0.517	0.508	0.390
4	0.264	0.000	0.070	0.058	0.517	0.578	0.448
5	0.192	0.000	0.073	0.092	0.517	0.651	0.540
6	0.147	0.034	0.020	0.060	0.551	0.670	0.600
7	0.146	0.124	0.005	0.017	0.675	0.676	0.617
8	0.105	0.001	0.005	0.053	0.675	0.680	0.670
9	0.093	0.000	0.053	0.001	0.676	0.733	0.671
10	0.084	0.003	0.001	0.000	0.678	0.734	0.671
11	0.075	0.019	0.000	0.001	0.697	0.734	0.672
12	0.072	0.000	0.000	0.006	0.697	0.734	0.678

A continuación, las Figuras 100, 101 y 102 se indica respectivamente de manera gráfica la acción de los primeros 3 modos de vibración en la estructura, emulando la variación en planta que se produce, la figura (a) corresponde a la segunda planta, la (b) a la quinta planta mientras que, la (c) pertenece a la octava planta de la edificación.

### Modo 1

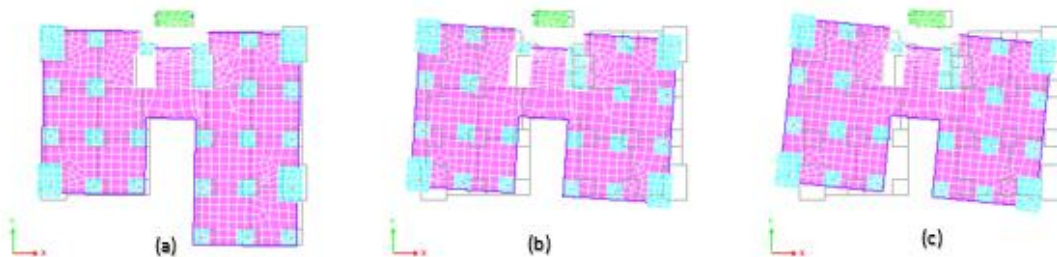


Figura 100. Vista en planta del modo de vibración 1 correspondiente al Caso 6. a) Segunda Planta. b) Quinta Planta. c) Octava Planta.

### Modo 2

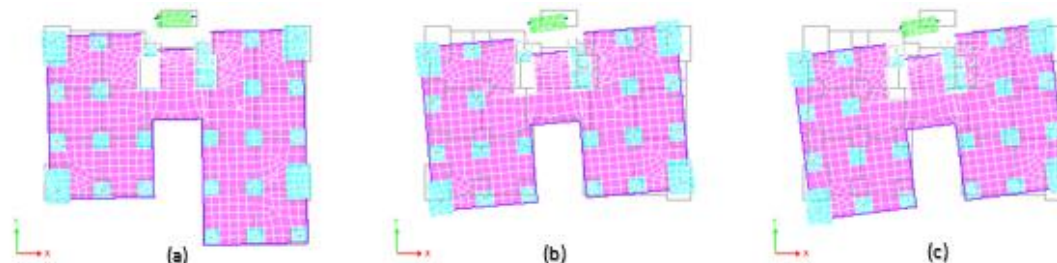


Figura 101. Vista en planta del modo de vibración 2 correspondiente al Caso 6. a) Segunda Planta. b) Quinta Planta. c) Octava Planta.



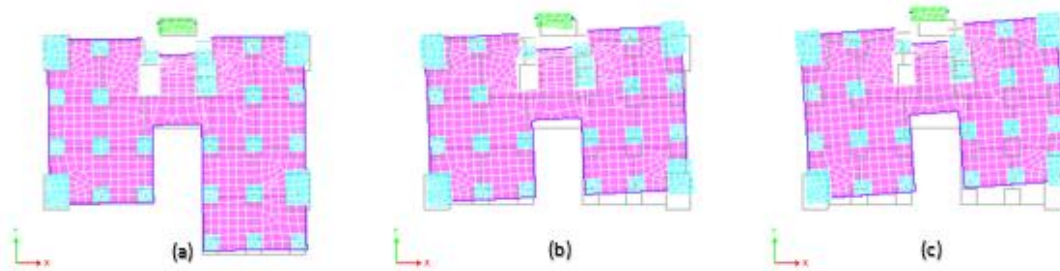
**Modo 3**


Figura 102. Vista en planta del modo de vibración 3 correspondiente al Caso 6. a) Segunda Planta. b) Quinta Planta. c) Octava Planta.

**4.4.7 Caso 7**

A continuación, el caso 7 presenta el análisis de sensibilidad realizado para el caso 6 de estudio en función de las propiedades del hormigón. Se utilizan las resistencias a compresión para elementos columnas, muros y losas presentadas en la Tabla 19 y se calcula el módulo de elasticidad asociado a cada resistencia (Tabla 47). Estos valores fueron modificados en Etabs y posteriormente analizados.

Tabla 47. Propiedades del hormigón ingresadas en el caso 7.

	Propiedades del Hormigón		
	Resistencia	Peso unitario	E
	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/m <sup>3</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>
<b>Columna 340</b>	340	2400	278430.24
<b>Columna 230</b>	230	2400	229002.84
<b>Muro</b>	400	2400	302000.00
<b>Losa</b>	520	2400	344332.98

El caso 7 de sensibilidad, corresponde a una variación del modelo utilizado en el caso 6, se modifican las propiedades del hormigón mencionadas anteriormente. Finalizado el ensayo, se observa en la Tabla 48 los resultados de periodo, frecuencia y eigenvalores obtenidos del análisis modal.

Tabla 48. Periodos y frecuencias de modos de vibración. Caso 7.

Modo	Periodo	Frecuencia	Frecuencia circular	Eigenvalores
	seg	ciclo/seg	rad/seg	rad <sup>2</sup> /seg <sup>2</sup>
1	0.816	1.226	7.704	59.356
2	0.582	1.717	10.790	116.416
3	0.57	1.753	11.016	121.341
4	0.232	4.308	27.071	732.811
5	0.168	5.967	37.490	1405.462
6	0.132	7.575	47.596	2265.395
7	0.127	7.867	49.427	2442.999
8	0.093	10.696	67.203	4516.249
9	0.081	12.315	77.378	5987.398
10	0.074	13.576	85.302	7276.408
11	0.066	15.093	94.833	8993.297
12	0.063	15.788	99.198	9840.164



El primer modo de vibración que se observa en la Tabla 49, tiene un periodo de  $T=0.816$  y corresponde al periodo fundamental de la estructura, con una participación de masa en la dirección "x-x" de  $UX=40.8\%$  y  $RY=33.3\%$ , el segundo modo de vibración es un modo traslacional con una participación de masa de  $UX=13.2\%$  y  $UY=19.5\%$ , y rotacional con una participación de masa de  $RZ=17\%$  con un periodo de  $T=0.582$  (Tabla 50). El modo de vibración 3 corresponde al primer modo de vibración en la dirección y-y con un periodo de  $T=0.57$  y una participación de masa de  $UY=37.6\%$  y  $RX=34.3\%$ .

Cabe mencionar que al igual que en los anteriores análisis, ningún modo es completamente rotacional o traslacional, ya sea en el sentido "x-x" o "y-y", todos son combinaciones. En relación al caso 6, se observa que modificando las resistencias de los elementos que en la mayoría de los casos aumentaron, se registró un aumento de rigidez de la estructura reflejado en los periodos obtenidos.

Tabla 49. Factores de participación de masa, traslacionales. Caso 7.

Modo	Periodo seg	TRASLACIONALES					
		UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	0.816	0.408	0.002	0.000	0.408	0.002	0.000
2	0.582	0.132	0.195	0.000	0.540	0.197	0.000
3	0.57	0.046	0.376	0.000	0.587	0.573	0.000
4	0.232	0.082	0.001	0.000	0.669	0.573	0.000
5	0.168	0.065	0.000	0.000	0.734	0.574	0.000
6	0.132	0.029	0.008	0.000	0.762	0.581	0.000
7	0.127	0.001	0.192	0.000	0.764	0.773	0.000
8	0.093	0.003	0.000	0.000	0.767	0.773	0.000
9	0.081	0.054	0.000	0.000	0.821	0.773	0.000
10	0.074	0.001	0.001	0.000	0.822	0.774	0.000
11	0.066	0.000	0.008	0.000	0.822	0.781	0.000
12	0.063	0.000	0.022	0.000	0.822	0.803	0.000

Tabla 50. Factores de participación de masa, rotacionales. Caso 7.

Modo	Periodo seg	ROTACIONALES					
		RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
1	0.816	0.002	0.333	0.089	0.002	0.333	0.089
2	0.582	0.172	0.126	0.170	0.173	0.459	0.260
3	0.57	0.343	0.046	0.137	0.516	0.505	0.397
4	0.232	0.000	0.069	0.064	0.516	0.574	0.461
5	0.168	0.000	0.076	0.094	0.517	0.650	0.555
6	0.132	0.007	0.026	0.066	0.523	0.675	0.621
7	0.127	0.153	0.001	0.003	0.676	0.676	0.624
8	0.093	0.000	0.003	0.044	0.676	0.679	0.668
9	0.081	0.000	0.054	0.003	0.676	0.733	0.670
10	0.074	0.002	0.001	0.000	0.678	0.734	0.671
11	0.066	0.008	0.000	0.005	0.686	0.734	0.675
12	0.063	0.023	0.000	0.001	0.709	0.734	0.676

A continuación, las Figuras 103, 104 y 105 se indica respectivamente de manera gráfica la acción de los primeros 3 modos de vibración en la estructura, emulando la variación en planta que se produce, la figura (a) corresponde a la segunda planta, la (b) a la quinta planta mientras que, la (c) pertenece a la octava planta de la edificación.

### Modo 1

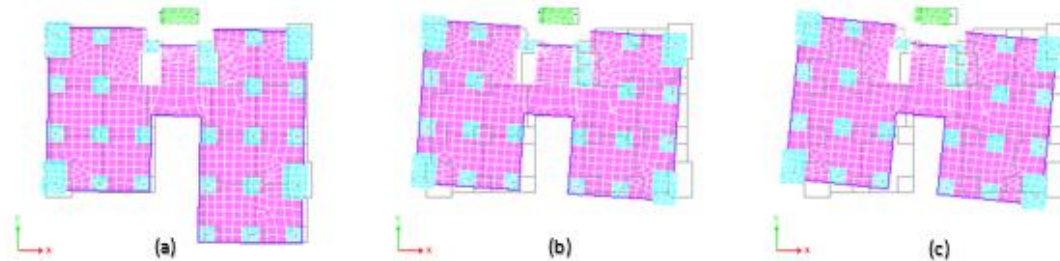


Figura 103. Vista en planta del modo de vibración 1 correspondiente al Caso 7. a) Segunda Planta. b) Quinta Planta. c) Octava Planta.

### Modo 2

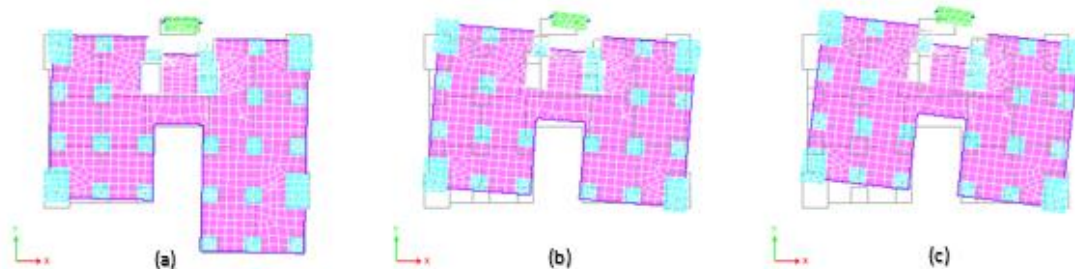


Figura 104. Vista en planta del modo de vibración 2 correspondiente al Caso 7. a) Segunda Planta. b) Quinta Planta. c) Octava Planta.

### Modo 3

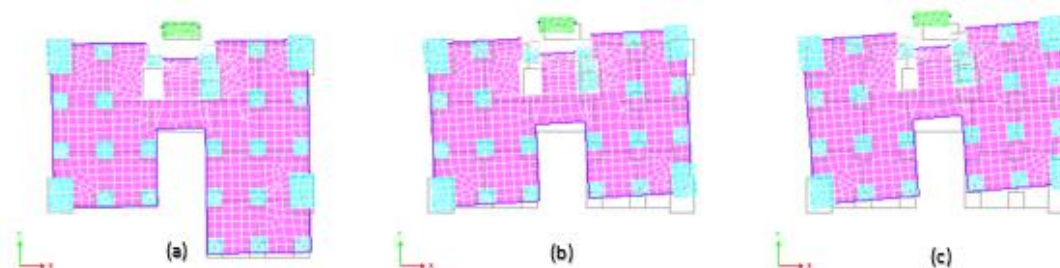


Figura 105. Vista en planta del modo de vibración 1 correspondiente al Caso 6. a) Segunda Planta. b) Quinta Planta. c) Octava Planta.



#### 4.4.8 Comparación de resultados

Para el análisis de los resultados obtenidos se plantea un criterio de calificación de los casos en función del porcentaje de variación de los periodos, los cuales se presentan a continuación en la Tabla 51. Cabe mencionar que se define como caso de referencia al Caso 4, todos los casos de estudio se comparan y se establecen sus variaciones en relación al caso de referencia.

Tabla 51. Criterios de calificación.

% Variación	Nivel de Variación
0 - 5	Baja
5 – 10	Media
10-20	Alta
Más de 20%	Muy Alta

En la tabla 52, se presenta un resumen de los 12 primeros modos obtenidos en los 7 casos analizados, se puede observar que el aumento de la estructura de las gradas disminuyó el periodo (caso 1 al caso 2) lo que deriva teóricamente en un aumento de rigidez, pero debido la falta de información de las conexiones edificio-gradas existentes y a la baja rigidez que poseen los elementos gradas, se puede determinar que el aumento de rigidez no se produciría de igual magnitud en la realidad. Además, se muestra que la aplicación de las cargas gravitacionales perimetrales y en las losas, producen un aumento del periodo, lo que quiere decir que la edificación se flexibiliza, cambio que se produce al pasar del caso 3 al caso 4. Tal como se espera, el agrietamiento de secciones provoca flexibilización de la estructura, como se puede observar en los casos 5 y 6.

Tabla 52. Resumen periodos de vibración correspondientes a los 6 casos de análisis. Etabs 17.

	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7
<b>MODO</b>	<b>PERIODO</b>						
1	0.855	0.781	0.789	0.935	0.951	0.943	0.816
2	0.607	0.563	0.568	0.669	0.678	0.673	0.582
3	0.555	0.535	0.539	0.655	0.661	0.658	0.57
4	0.221	0.219	0.221	0.261	0.267	0.264	0.232
5	0.171	0.162	0.164	0.191	0.194	0.192	0.168
6	0.127	0.127	0.129	0.146	0.15	0.147	0.132
7	0.122	0.123	0.124	0.145	0.146	0.146	0.127
8	0.091	0.09	0.091	0.103	0.106	0.105	0.093
9	0.079	0.079	0.08	0.092	0.094	0.093	0.081
10	0.062	0.07	0.07	0.082	0.087	0.084	0.074
11	0.059	0.064	0.064	0.074	0.077	0.075	0.066
12	0.052	0.06	0.06	0.071	0.074	0.072	0.063

En la tabla 53 se puede observar el análisis de variación del periodo en términos del periodo fundamental de la estructura. Al comparar el caso de referencia con el caso 1 se obtiene una variación del 9.36%, considerado como un nivel de variación medio. La mayor variación se presenta con el caso 2, un porcentaje de variación del 19.72% indica la influencia de las cargas permanentes que al no ser consideradas en el análisis provocan un alto aumento de rigidez de la estructura.



El menor cambio se registra al agrietar las secciones de los elementos columnas, vigas, muros y losas en los casos 5 y 6. En ambos casos se obtiene una flexibilización de la estructura de nivel BAJO.

El caso 7 presenta un nivel de variación ALTO con un valor del 14.58%, esto indica que al considerar los valores de la Tabla 47 correspondientes a la resistencia a compresión de cada elemento obtenidos en los ensayos de campo, genera un aumento de rigidez en la estructura.

Tabla 53. Análisis del Periodo fundamental del caso de referencia.

Periodo (seg)			
Caso 4	Caso 1	% Variación	Nivel de Variación
0.935	0.855	9.36	MEDIO
Caso 4	Caso 2		
0.935	0.781	19.72	ALTO
Caso 4	Caso 3		
0.935	0.789	18.50	ALTO
Caso 4	Caso 5		
0.935	0.951	1.68	BAJO
Caso 4	Caso 6		
0.935	0.943	0.85	BAJO
Caso 4	Caso 7		
0.935	0.816	14.58	ALTO

A continuación, en la tabla 54 se presentan los pesos por piso en unidades de toneladas correspondientes a los 7 casos analizados en el programa Etabs 17. La inclusión de las gradas en el análisis al pasar del caso 1 al caso 2, deriva en un aumento del peso total de la estructura correspondiente al 2.54%.

El mayor aumento del peso de la estructura se da al incluir en el análisis las cargas permanentes correspondientes a peso de paredes y recubrimientos. El aumento se registra en el caso 4, y en comparación al caso 1 corresponde a una variación del 25.98%.

Tabla 54. Resumen de Peso de la estructura en Ton, correspondiente a los 6 casos de análisis.

PISO	Caso1	Caso2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7
	PESO (Tonf)						
Terraza	72.68	79.79	79.79	82.85	82.85	82.85	82.85
Ascensor	82.94	95.07	95.07	101.05	101.05	101.05	101.05
Octava Planta	325.78	338.02	358.74	496.97	496.97	496.97	496.97
Séptima Planta	325.78	338.02	338.02	487.35	487.35	487.35	487.35
Sexta Planta	325.78	338.02	338.02	487.35	487.35	487.35	487.35
Quinta Planta	325.78	338.02	338.02	487.35	487.35	487.35	487.35
Cuarta Planta	325.78	338.02	338.02	487.35	487.35	487.35	487.35
Tercera Planta	325.78	338.02	338.02	488.88	488.88	488.88	487.35
Segunda Planta	360.47	372.71	372.71	531.30	531.30	531.30	531.30
Primera Planta	821.01	824.39	874.72	940.66	940.66	940.66	940.66
Planta Baja	1113.95	1117.32	1117.32	1189.53	1189.53	1189.53	1189.53
	<b>4405.7</b>	<b>4517.4</b>	<b>4588.4</b>	<b>5780.6</b>	<b>5780.6</b>	<b>5780.6</b>	<b>5779.1</b>

## CAPITULO 5

### 5 CONCLUSIONES Y LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN

En este capítulo se presentan las conclusiones y los lineamientos para futuras investigaciones, que surgen a partir del análisis modal realizado y se encuentran en función de los objetivos planteados.

#### 5.1 Conclusiones

- La elección del diámetro de perforación en el ensayo de extracción de núcleos depende del tamaño máximo nominal del árido de la mezcla empleada en el hormigón. El diámetro mínimo en función del árido observado en los núcleos debió ser mínimo de 180 mm, ya que luego de extraídos los núcleos se encontraron áridos con tamaño nominal superior a 60 mm, no se pudieron extraer especímenes de ese diámetro debido a la distancia entre barras de acero limitada.

Durante la determinación de la resistencia de los núcleos de hormigón en laboratorio, se pudo evidenciar la influencia del tamaño de los áridos gruesos en el tipo de rotura de la muestra. Áridos con tamaño nominal mayor a 19 mm, generaron fallas por adherencia en las probetas y por consiguiente se registró una disminución en la resistencia a la compresión (Figura 106). Cabe mencionar que se determinaron áridos con tamaño nominal superior a los 80 mm en los núcleos ensayados y la disminución de resistencia varió entre valores del 12 y 48% en relación a la muestra válida.



*Figura 106. Falla por adherencia probeta de hormigón No: 8.*

- El índice de rebote que se obtiene en los ensayos esclerométricos, depende de la correcta determinación del área de análisis y de la curva de referencia del equipo asumida; luego del análisis se determinó que la curva 10% Percentil proporcionada por el fabricante del equipo SilverSchmidt para el ensayo de

esclerometría se encuentra desfasada un 2% hacia abajo, en relación a la Curva Real correspondiente al hormigón ensayado.

Además, este ensayo también depende del tamaño nominal máximo del árido grueso, áridos gruesos con excesivo tamaño (superior a 19 mm) generan alteraciones, debido a que al tener mayor proporción de árido que de material cementante, el rebote obtenido en ciertos casos puede corresponder al árido y mas no a la mezcla real del hormigón. A continuación, se presenta la Figura 107 y Figura 108 donde se puede evidenciar la proporción de árido grueso y mezcla de cemento en una probeta obtenida de la extracción de núcleos.



*Figura 107. Probeta No:52, proporción de árido grueso en probeta.*



*Figura 108. Probeta No:8, proporción de árido grueso en probeta.*

- El comportamiento de la estructura está controlado por la inclusión de cargas en elementos que no forman parte de un sistema sismo-resistente, tales como las losas planas. Generar cargas sobre estos elementos y mientras más alejadas del centro de masa se encuentren las mismas, provocan una flexibilización de la estructura.
- En relación a los casos de carga analizados, se pudo evidenciar que la inclusión de cargas que incluyen sobrecargas permanentes correspondientes a paredes y recubrimientos de elementos estructurales generado en el caso 4, derivó en una flexibilización de la estructura al pasar de un periodo fundamental en la dirección "x-x" de  $T=0.781$  seg a  $T=0.935$  seg, dándose un aumento de periodo del 19.72%.
- En el análisis modal, el menor cambio respecto al caso de referencia (Caso 4) se registra al agrietar las secciones de los elementos columnas, vigas y muros en los casos 5 y 6. En ambos casos se obtiene una flexibilización de la



estructura de nivel BAJO con un porcentaje de variación del 1.68% y 0.85% respectivamente. Este resultado era el esperado ya que al reducir la inercia de los elementos se ve afectada de manera directa la rigidez y por consiguiente un aumento del periodo de la estructura. Cabe mencionar que entre los dos casos de reducción por agrietamiento de secciones se registra un cambio de periodo que pasa de  $T=0.951$  seg a 0.943 seg, siendo el caso 5 el de mayor flexibilización debido a que los factores de modificación fueron mayores que los asumidos en el caso 5.

- El comportamiento y la forma de los modos de vibración analizados indica que la mayoría de los modos de vibración obtenidos para los 7 casos de estudio son modos combinados. En función de la participación de masa asociada al periodo de la estructura y tomando como ejemplo el caso de referencia (caso 4) se tiene que, para los 3 primeros modos de vibración, el primero corresponde a un modo traslacional en la dirección "X-X" con una participación de masa rotacional RY, mientras que, el segundo modos es una combinación de traslación en la dirección "X-X" y "Y-Y" y una participación de masa rotacional en las 3 direcciones. De igual manera, el tercer modo es una combinación de traslación y rotación.

Un buen diseño sugiere que, para los 3 primeros modos de una estructura, el primero y segundo correspondan a modos traslacionales y el tercero a un modo rotacional. Por lo que, se tiene que la estructura en función de los modos de vibración encontrados no tendrá un comportamiento sísmico satisfactorio.





## 5.2 Líneas futuras de investigación (Análisis Modal Operacional)

### 5.2.1 Introducción

El Análisis Modal Operacional (OMA) se enfoca en la identificación de los parámetros modales de una edificación, el análisis se lo realiza en estado de servicio sin tener que interrumpir el mismo, y por medio de datos medidos in-situ. (Fernández J. C., 2012). Los parámetros modales son:

- Frecuencias naturales de vibración
- Coeficientes de amortiguamiento
- Modos de vibración

Para la monitorización de edificaciones también se utiliza la técnica del análisis modal experimental, pero normalmente esta necesita de una excitación inducida, mientras que, el OMA únicamente requiere una respuesta de salida medida en campo por medio de instrumentos (sensores) colocados en la edificación, que captan señales de vibraciones y que posteriormente son procesadas.

### Sensores

- Axiales
- Biaxiales
- Triaxiales

### 5.2.2 Instrumentación

El objetivo principal de un programa de instrumentación sísmica para sistemas estructurales es mejorar la comprensión del comportamiento y el potencial de daño de las estructuras bajo la acción de cargas dinámicas de los sismos. (Celebi, Nishenko , Astill, & Chung, 1998)

(Celebi, Nishenko , Astill, & Chung, 1998), en la investigación “Seismic Instrumentation of Federal Buildings” exponen un esquema de diferentes tipos de instrumentación en función de los costos y la altura de un edificio; como instrumentación recomendada propone la colocación de sensores con 3 grados de libertad (x, y, z) en 3 pisos de la estructura, correspondientes a la base, un piso medio y en el piso más alto (Figura 109.a). Además, sensores verticales adicionales en la base de la edificación facilita la evaluación de movimientos de balanceo (rocking). Otra de las propuestas hace referencia a una instrumentación extensa ideal del edificio, se plantea la implementación de sensores en la planta baja y la planta más alta del edificio. Además, también se colocan sensores en donde los modos altos tengan una mayor contribución y en pisos en donde ocurra un cambio de rigidez (Figura 109.b).

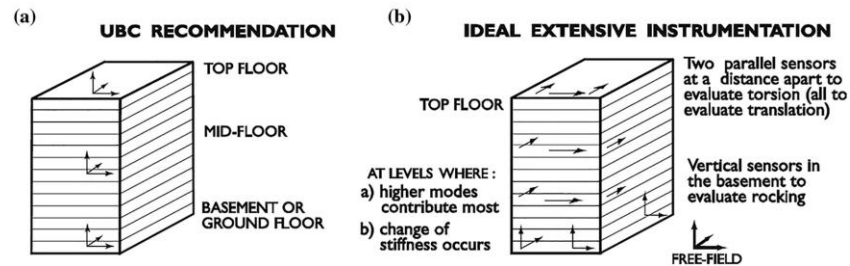


Figura 109. Localización de sensores.

Fuente: (Celebi, 1998).

(Boscato, Dal Cin, Ientile, & Russo, 2016), que basan su investigación en las bases planteadas por Celebi et al. indica que para detectar los modos torsionales es necesario colocar 2 sensores uniaxiales paralelos entre sí, y un tercer sensor el cual permitirá la evaluación de la traslación a lo largo de las 2 direcciones (x, y).

(Zhou, y otros, 2017) en la investigación “Operational Modal Analysis and Rational Finite-Element Model Selection for Ten High-Rise Buildings based on On-Site Ambient Vibration Measurements” implementaron acelerógrafos en pares ortogonales en tres esquinas opuestas a lo largo de dos lados del edificio, dos en dirección lateral y dos en dirección lateral ortogonal. Establecieron un piso fijo ubicado a la mitad de la altura del edificio y un piso móvil del cual alternaban los 4 equipos cada 3 o 5 pisos.

### Pasos a seguir para realizar una instrumentación.

En base a los lineamientos planteados por (Celebi, Seismic Instrumentation of Buildings, 2000), se establece una secuencia de pasos a seguir en la instrumentación de edificaciones existentes, los cuales se detallan a continuación:

- Selección de la estructura a instrumentar: se establecen parámetros estructurales, ocupación de la edificación, y una evaluación del estado actual de esta.
- Recolección de información requerida previa: cálculos de diseño, estudios y análisis analíticos previos (análisis modal).
- Inspección visual del sitio.
- Definir los tipos de instrumentos a instalarse y las ubicaciones de los mismos. Si es factible se debe definir una estación en campo libre para control.
- Instalación de los sensores.
- Monitorización de la estructura, consiste en determinar las características dinámicas de las edificaciones existentes analizadas (Toma de datos).
- Recopilación y procesamiento de la información obtenida (procesamiento de señales).

- Análisis de información a través de la creación de modelos de elementos finitos y la aplicación de métodos numéricos de correlación.

### 5.2.2.1 PROPUESTA DE INSTRUMENTACIÓN BASADA EN SENSORES UNIAXIALES Y BIAXIALES

#### A. Instrumentación básica:

- Implementación de sensores en 4 plantas del edificio
  - Subsuelo
  - Planta baja
  - Cuarta planta
  - Octava planta
- Tres sensores uniaxiales por piso.
- Total: 12 sensores

Se busca medir los modos traslacionales, rotacionales y mixtos de la estructura. La selección de los pisos en donde se propone la ubicación de los sensores, se la realiza en base a la teoría expuesta por Celebi, la cual plantea que se deben colocar sensores en la base y en la planta de mayor altura del edificio, en este caso se considera a la octava planta y, además en una planta intermedia. Como plantas intermedias se selecciona la Planta baja y la Cuarta planta de edificio, debido a la variación existente en la configuración geométrica del piso y, además, al cambio de altura de entrepiso; estos parámetros resultan importantes al momento de realizar un análisis modal.

Los sensores por piso se colocan de manera que las direcciones de análisis de 2 sensores sean paralelos entre sí y el tercero se perpendicular a estos.

A continuación, en la Figura 110 y 111 se presentan los esquemas en planta del sector y la dirección de los sensores correspondientes a los 4 pisos seleccionados. Las flechas negras indican sensores en la dirección X, sensores en la dirección Y, y la flecha inclinada indica que los sensores son biaxiales (Z).

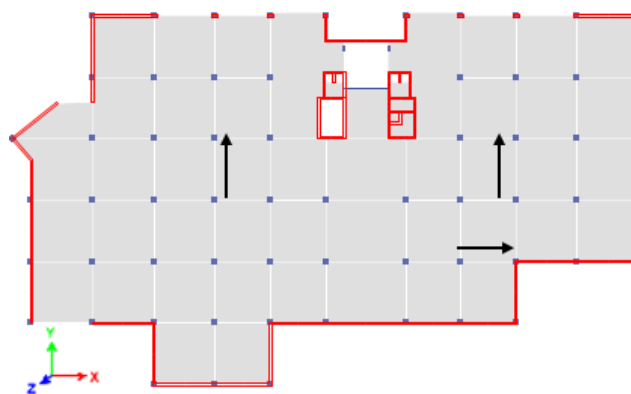


Figura 110. Esquema de ubicación de sensores en el subsuelo y Planta baja de la estructura. Instrumentación Básica.

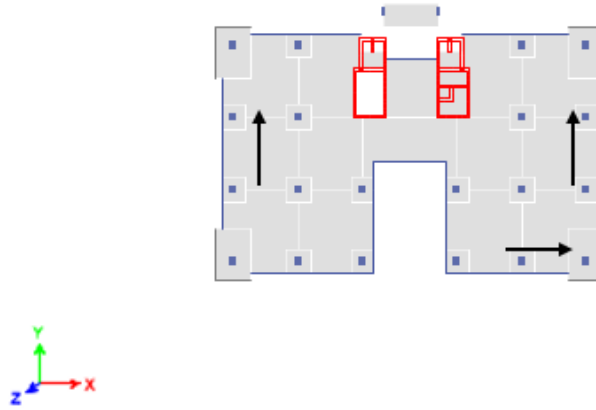


Figura 111. Esquema de ubicación de sensores en la Cuarta y Octava planta de la estructura. Instrumentación Básica.

### B. Instrumentación refinada: Tipo 1

- Implementación de sensores en 4 plantas del edificio
  - Subsuelo
  - Planta baja
  - Cuarta planta
  - Octava planta
- Tres sensores por piso.
- Sensores uniaxiales y biaxiales (Incluye componente vertical)
  - Subsuelo y octava planta: 3 sensores biaxiales
  - Planta baja y cuarta planta: 3 sensores uniaxiales.
- Total: 12 sensores

En este modelo de instrumentación se busca determinar el efecto de “rocking” que se produce en la estructura, para esto se plantea la colocación de sensores biaxiales en la base y en la última planta del edificio. Los sensores biaxiales incluyen la medición de la componente vertical (z).

A continuación, en las Figuras 112, 113, 114 y 115 se presentan los esquemas en planta del sector y la dirección de los sensores correspondientes a los 4 pisos seleccionados. Las flechas negras indican sensores en la dirección X, sensores en la dirección Y, y la flecha inclinada indica que los sensores son biaxiales (Z).

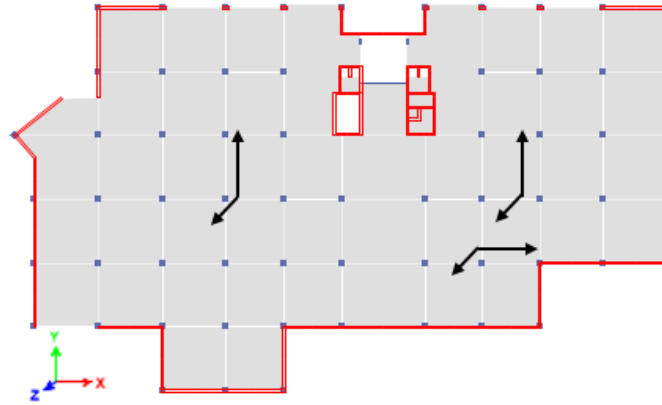


Figura 112. Esquema de ubicación de sensores en el subsuelo de la estructura. Instrumentación Tipo 1.

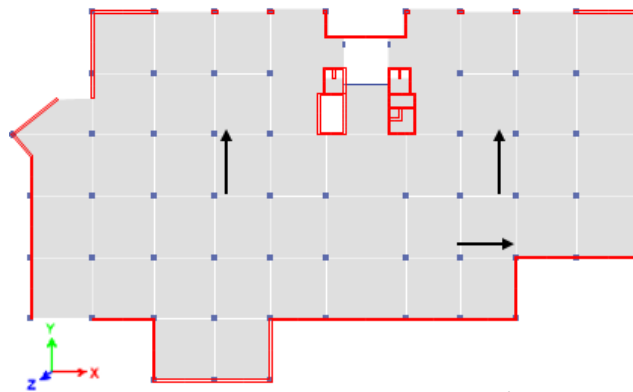


Figura 113. Esquema de ubicación de sensores en la Planta baja de la estructura. Instrumentación Tipo 1.

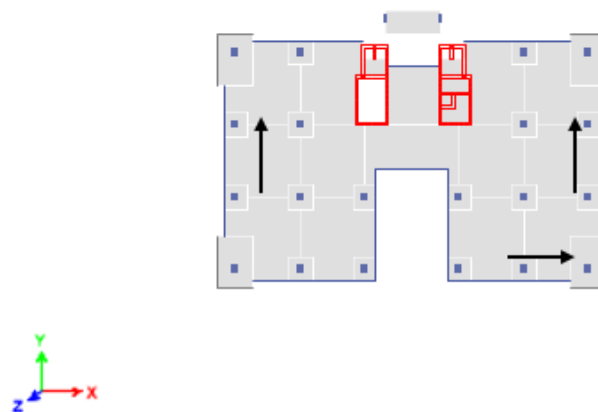


Figura 114. Esquema de ubicación de sensores en la Cuarta planta de la estructura. Instrumentación Tipo 1.

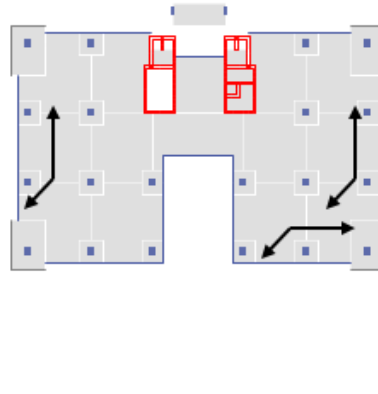


Figura 115. Esquema de ubicación de sensores en la Octava planta de la estructura. Instrumentación Tipo 1.

### C. Instrumentación refinada: Tipo 2

- Implementación de sensores en 4 plantas del edificio
  - Subsuelo
  - Planta baja
  - Cuarta planta
  - Octava planta y terraza
- Cuatro sensores por piso.
- Sensores uniaxiales y biaxiales (Incluye componente vertical)
  - Subsuelo y octava planta: 4 Sensores biaxiales
  - Planta baja y cuarta planta: 4 Sensores uniaxiales.
- Implementación de sensores en la base y en la corona del núcleo de muros de hormigón.
  - Núcleo de Subsuelo y terraza: 2 sensores biaxiales y 1 sensor uniaxial.
- Total: 22 sensores.

Se plantea como la propuesta más completa, incluyendo un análisis del núcleo de muros de hormigón, se incorporan 2 sensores biaxiales y un sensor uniaxial en la base y en la corona del núcleo de muros. De esta manera se puede tener una idea más clara de la influencia de los núcleos en los modos de vibración de la estructura.

A continuación, en las Figuras 116, 117, 118 y 119 se presentan los esquemas en planta del sector y la dirección de los sensores correspondientes a los 4 pisos seleccionados. Las flechas negras indican sensores en la dirección X, sensores en la dirección Y, y la flecha inclinada indica que los sensores son biaxiales (Z).

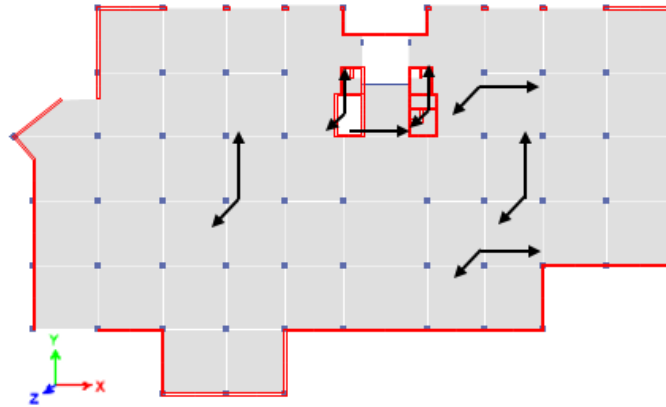


Figura 116. Esquema de ubicación de sensores en el subsuelo de la estructura. Instrumentación Tipo 4.

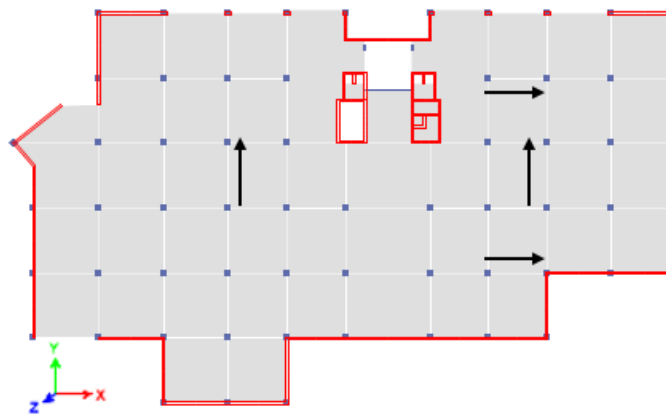


Figura 117. Esquema de ubicación de sensores en la Planta baja de la estructura. Instrumentación Tipo 4.

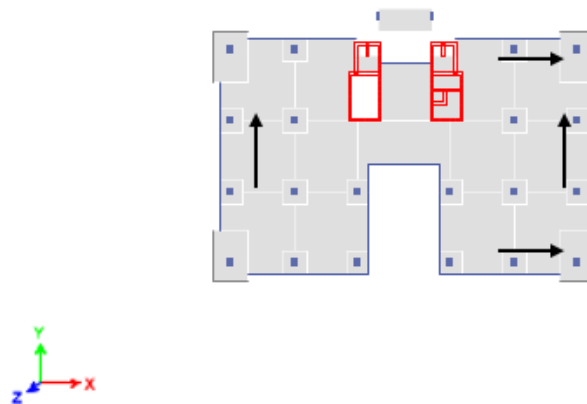


Figura 118. Esquema de ubicación de sensores en la Cuarta planta de la estructura. Instrumentación Tipo 4.

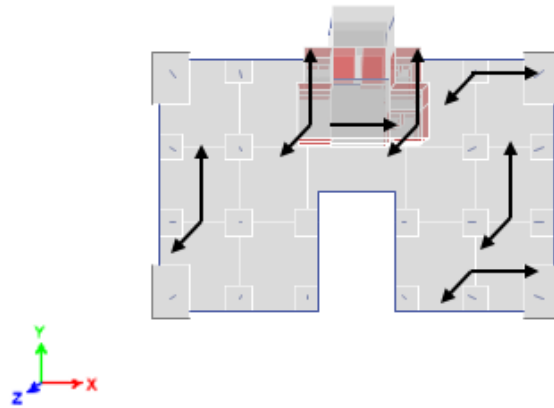


Figura 119. Esquema de ubicación de sensores en la Octava planta y terraza de la estructura.  
Instrumentación Tipo 4.

### 5.2.2.2 PROPUESTA DE INSTRUMENTACIÓN BASADA EN SENSORES TRIAXIALES

#### A. Instrumentación refinada: Tipo 3

- Implementación de sensores en 4 plantas del edificio
  - Subsuelo
  - Planta baja
  - Cuarta planta
  - Octava planta
- Sensores triaxiales (Incluye componente vertical)
  - Subsuelo: 3 Sensores triaxiales.
  - Octava planta: 3 Sensores triaxiales.
  - Planta baja y cuarta planta: 3 Sensores triaxiales.
- Implementación de sensores en la base y en la corona del núcleo de muros de hormigón.
  - Núcleo de Subsuelo: 1 Sensor triaxial
  - Terraza: 2 Sensores triaxiales.
- Total: 15 sensores.

Basándose en la propuesta planteada por Zhou et al. (2017), se propone sensores triaxiales en 3 esquinas diferentes por planta, ortogonales y paralelos entre sí de 2 en 2, incluyendo un análisis del núcleo de muros de hormigón, se incorpora un sensor triaxial en la base y en la corona del núcleo de muros 2 sensores triaxiales. De esta manera se puede medir el “rocking” en 2 direcciones horizontales y tener una idea más clara de la influencia de los núcleos en los modos de vibración de la estructura.

A continuación, en las Figuras 120, 121, 122 y 123 se presentan los esquemas en planta del sector y la dirección de los sensores correspondientes a los 4 pisos seleccionados. Las flechas negras indican la componente en la dirección X,



componente en la dirección Y, y la flecha inclinada indica la componente en la dirección Z para los sensores triaxiales.

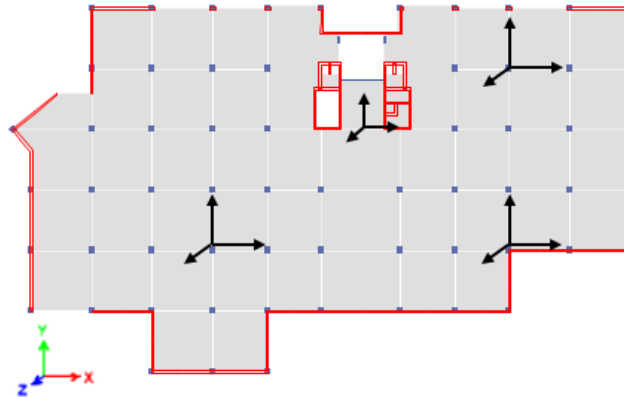


Figura 120. Esquema de ubicación de sensores en el subsuelo de la estructura. Instrumentación Tipo 3.

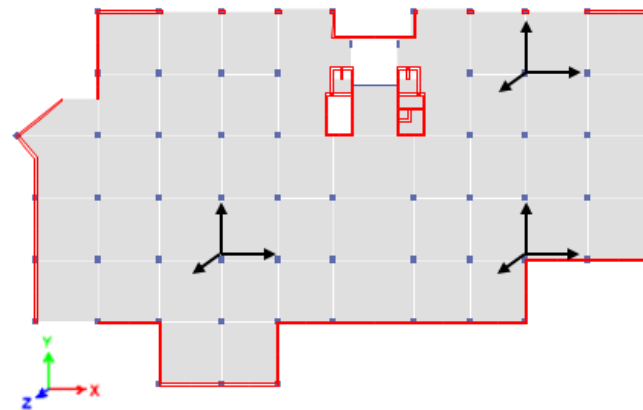


Figura 121. Esquema de ubicación de sensores en la Planta baja de la estructura. Instrumentación Tipo 3.

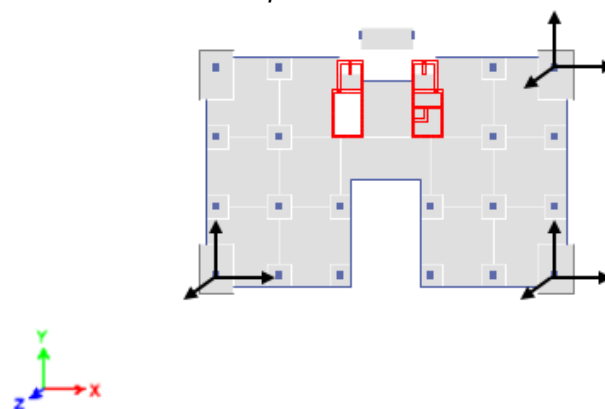


Figura 122. Esquema de ubicación de sensores en la Cuarta planta de la estructura. Instrumentación Tipo 3.

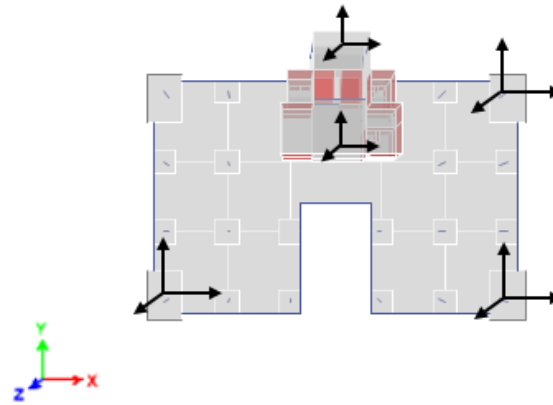


Figura 123. Esquema de ubicación de sensores en la Octava planta y terraza de la estructura.  
Instrumentación Tipo 3.

## B. Instrumentación refinada: Tipo 4

- Implementación de sensores en 6 plantas del edificio
  - Subsuelo
  - Primera planta
  - Tercera planta
  - Quinta planta
  - Séptima planta
  - Octava planta y terraza
- Sensores triaxiales (Incluye componente vertical)
  - Subsuelo y octava planta: 2 Sensores triaxiales.
  - Primera planta: 4 Sensores triaxiales.
  - Tercera, quinta y séptima planta: 2 Sensores triaxiales.
- Implementación de sensores en la base y en la corona del núcleo de muros de hormigón.
  - Núcleo de Subsuelo: 2 Sensores triaxiales
  - Terraza: 2 Sensores triaxiales.
- Total: 18 sensores.

Con respecto a la propuesta Tipo 3, se modifican las plantas a analizarse y además se agregan 2 plantas al análisis, esto se obtiene reduciendo a 2 el número de sensores triaxiales en plantas interiores. La ubicación de los sensores se plantea de manera que estos se encuentren paralelos entre sí. Además, para el análisis del núcleo de muros de hormigón, se consideran 2 sensores triaxiales paralelos entre sí en la base y en la corona del núcleo de muros.

A continuación, en las Figuras 124, 125, 126 y 127 se presentan los esquemas en planta del sector y la dirección de los sensores correspondientes a los 6 pisos seleccionados. Las flechas negras indican la componente en la dirección X,

componente en la dirección Y, y la flecha inclinada indica la componente en la dirección Z para los sensores triaxiales.

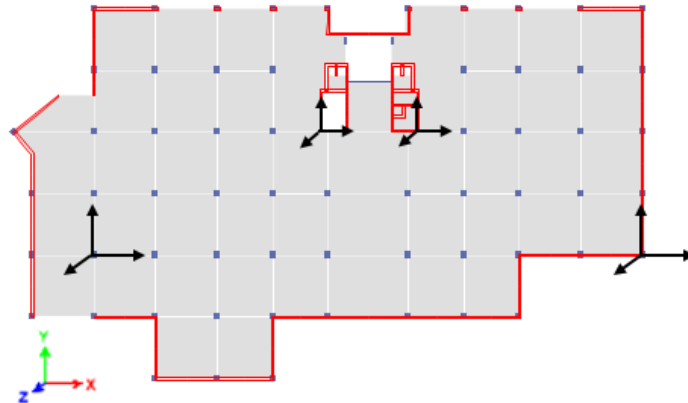


Figura 124. Esquema de ubicación de sensores en el subsuelo de la estructura. Instrumentación Tipo 4.

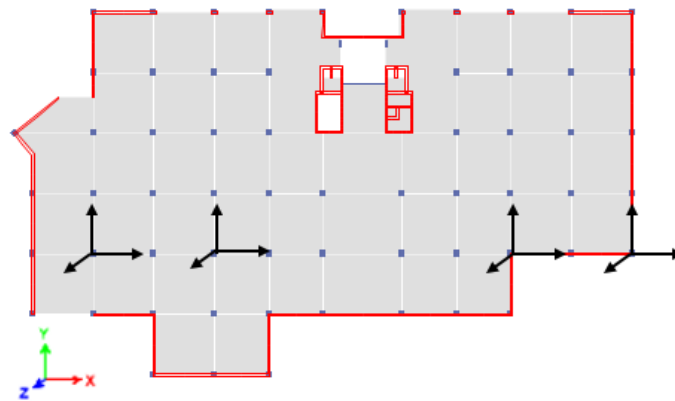


Figura 125. Esquema de ubicación de sensores en la Primera planta de la estructura. Instrumentación Tipo 4.

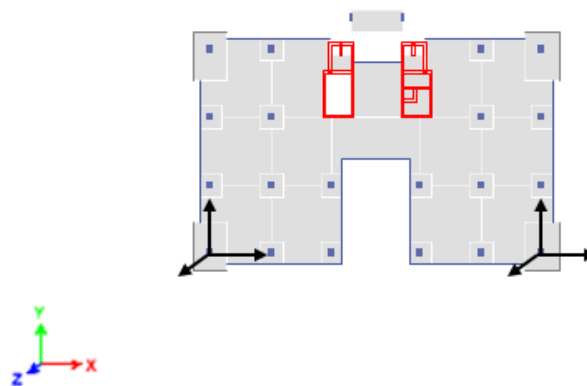


Figura 126. Esquema de ubicación de sensores en la Tercera, Quinta y Séptima planta de la estructura. Instrumentación Tipo 4.

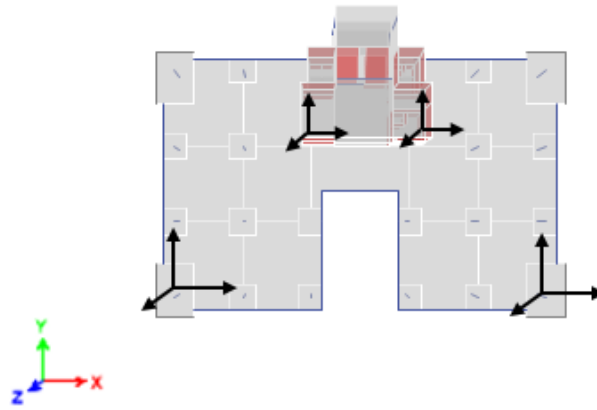


Figura 127. Esquema de ubicación de sensores en la Octava planta y terraza de la estructura. Instrumentación Tipo 4.

### C. Instrumentación refinada: Tipo 5

- Implementación de sensores en 6 plantas del edificio
  - Subsuelo
  - Primera planta
  - Tercera planta
  - Quinta planta
  - Séptima planta
  - Octava planta y terraza
- Sensores triaxiales (Incluye componente vertical)
  - Subsuelo y octava planta: 2 Sensores triaxiales.
  - Primera planta: 4 Sensores triaxiales.
  - Tercera, quinta y séptima planta: 2 Sensores triaxiales.
- Implementación de sensores en la base y en la corona del núcleo de muros de hormigón.
  - Núcleo de Subsuelo: 2 Sensores triaxiales
  - Terraza: 2 Sensores triaxiales.
- Total: 18 sensores.

Con respecto a la propuesta Tipo 4, esta se plantea como una propuesta más refinada, se mantiene el número de sensores y se modifica su ubicación de manera que estos se encuentren en esquinas opuestas. Además, para el análisis del núcleo de muros de hormigón, se mantienen los 2 sensores triaxiales paralelos entre sí en la base y en la corona del núcleo de muros.

A continuación, en las Figuras 128, 129, 130 y 131 se presentan los esquemas en planta del sector y la dirección de los sensores correspondientes a los 6 pisos seleccionados. Las flechas negras indican la componente en la dirección X, componente en la dirección Y, y la flecha inclinada indica la componente en la dirección Z para los sensores triaxiales.

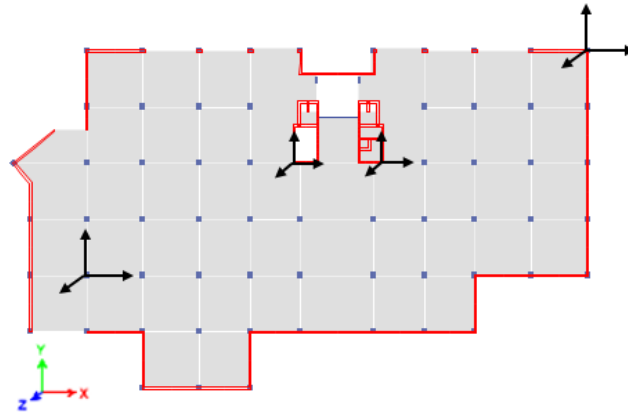


Figura 128. Esquema de ubicación de sensores en el subsuelo de la estructura. Instrumentación Tipo 5.

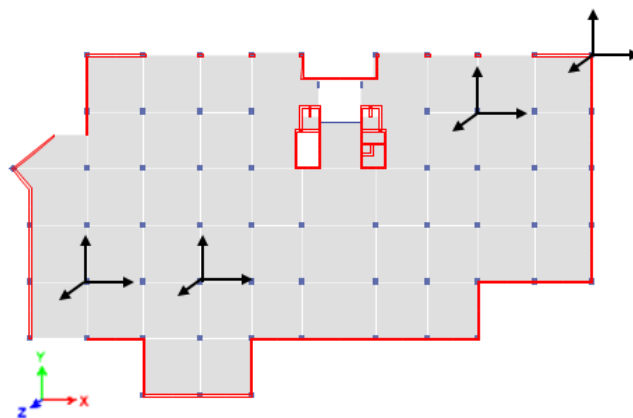


Figura 129. Esquema de ubicación de sensores en el Primera Planta de la estructura. Instrumentación Tipo 5.

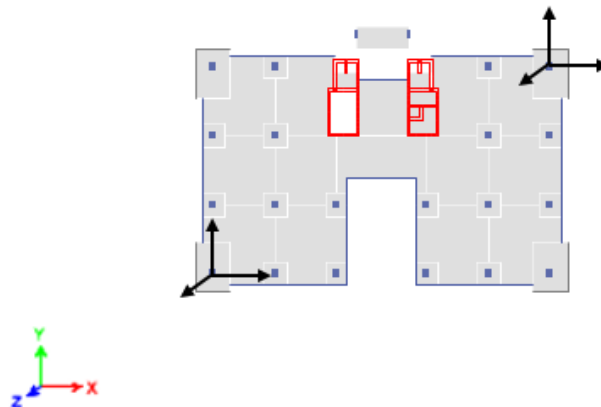


Figura 130. Esquema de ubicación de sensores en la Tercera, Quinta y Séptima de la estructura. Instrumentación Tipo 5.

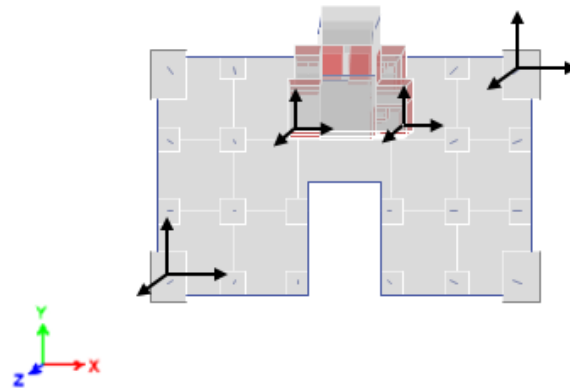


Figura 131. Esquema de ubicación de sensores en la Octava planta y terraza de la estructura.  
Instrumentación Tipo 5.

### 5.2.3 Recomendaciones

La ubicación exacta de los sensores en los sectores indicados, dependerá de una inspección in-situ previa, con la finalidad de buscar el lugar óptimo tanto para la medición como para la instalación del mismo en el edificio.

La implementación de un mayor número de sensores deriva en costos de instalación superiores, pero a su vez garantiza una base de datos amplia y resultados más confiables.

Las propuestas planteadas están basadas en recomendaciones definidas por otros autores y que fueron adaptadas al caso de estudio en función de la geometría y forma del edificio con la finalidad de obtener resultados que se apeguen de mejor manera a la realidad.

**REFERENCIAS**

- ACI 228.1R-03. (2003). In-Place Methods to Estimate Concrete Strength. *ACI*.
- ACI 318. (2014). Building Code Requirements for Structural Concrete.
- Angamarca Medina, J. L., & Caguana Gutiérrez, D. X. (2018). Evaluación patológica de infraestructuras hidráulicas de Elecaastro. *Repositorio Digital Universidad de Cuenca*.
- ASTM C-42. (2013). Standard Test Method for Obtaining and testing Drilled Cores and Saed Beams of Concrete. *ASTM*.
- ASTM C-805. (2018). Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete. *ASTM*.
- Boscato, G., Dal Cin, A., Ientile, S., & Russo, S. (2016). Optimized procedures and strategies for the dynamic monitoring of historical structures. *CrossMark*, 25.
- Cabrera, J., & Vintimilla, J. (2017). Analisis Comparativo por Capacidad del Cortante por Punzonamiento en Losas Planas que no se Diseñan como parte del Sistema de Cargas Sismicas, de acuerdo a la Norma Ecuatoriana de Construccion, con otras normativas.
- Celebi, M. (2000). Seismic Instrumentation of Buildings. *USGS*, 37.
- Celebi, M., Nishenko, S., Astill, C., & Chung, R. M. (1998). *Seismic Instrumentation of Federal Buildings*.
- Cuerpo Suizo de Socorro. (1998). *Proyecto PREOCUPA*.
- FEMA. (2002). Rapid Visual Screening of Buildings for potential Seismic Hazards. *FEMA 154*.
- Fernández, G., Mercerat, D., Santisi, M., Bertrand, E., & Deschamps, A. (2015). Operation modal analysis of a high rise RC building and modelling. *IOMAC'15*, 9.
- Fernández, J. C. (2012). *Optimización de sensores para identificación estructural mediante análisis modal operacional del puente arco sobre el Río Guadalquivir en la A-453, Palma del Río (Córdoba)*. Granada.
- Jara Obregón, L. V., & Tibanquiza Cauja, A. T. (2017). Análisis dinámico lineal del edificio de la Facultad de la Escuela Politécnica Nacional aplicando los métodos: Modal Espectral y Tiempo Historia, mediante paquetes computacionales. *Repositorio Digital Institucional de la Escuela Politécnica Nacional*.
- Jiménez Pacheco, J. C. (2016, septiembre 20). *Evaluación sísmica de edificios de mampostería no reforzada típicos de Barcelona: modelización y revisión de la aplicación del Método del Espectro de Capacidad*. Barcelona.



More, R. S., Sawant, V. S., & Suryuwanshi, Y. R. (2013). Analytical Study of Different Types of Flat Slab Subjected To Dynamic Loading. *International Journal of Science and Research*.

NEC. (2015). NEC-SE-DS. *Habitat y vivienda*.

Proceq SA. (2006). SilverSchmidt Operating Instructions.

Proceq SA. (2006). The SilverSchmidt Reference Curve.

Proceq SA. (2017). Profometer Operating Instructions.

Santa Cruz Astori, J. (2005). *Metodología para la toma de datos: La definicion geométrica*.

Zhou, Y., Zhou , Y., Yi, W., Chen, T., Tan, D., & Mi , S. (2017). *Operational Modal Analysis and Rational Finite-Element Model Selection for Ten High-Rise Buildings based on On-Site Ambient Vibration Measurements*. ASCE.





## ANEXOS

## Anexo 1: Resultados de ensayos esclerométricos corregidos en Columnas

PISO	#COLUMNA	REBOTE	RESISTENCIA INICIAL (Kg/cm <sup>2</sup> )	RESISTENCIA CORREGIDA (Kg/cm <sup>2</sup> )	RESISTENCIA PROMEDIO (Kg/cm <sup>2</sup> )
SUBSUELO	Columna 15	59	480	489	354
	Columna 6	47.25	273	278	
	Columna 16	58.6	470	480	
	Columna 61	48.55	290	296	
	Columna 43	56.5	425	434	
	Columna 26	55.25	401	409	

PISO	#COLUMNA	REBOTE	RESISTENCIA INICIAL (Kg/cm <sup>2</sup> )	RESISTENCIA CORREGIDA (Kg/cm <sup>2</sup> )	RESISTENCIA PROMEDIO (Kg/cm <sup>2</sup> )
PLANTA BAJA	Columna 40	38.75	180	184	340
	Columna 41	41.05	205	209	
	Columna Nueva	46.81	265	270	
	Columna 33	59.4	490	500	
	Columna 46	60.75	525	536	

PISO	#COLUMNA	REBOTE	RESISTENCIA INICIAL (Kg/cm <sup>2</sup> )	RESISTENCIA CORREGIDA (Kg/cm <sup>2</sup> )	RESISTENCIA PROMEDIO (Kg/cm <sup>2</sup> )
PRIMERA PLANTA	Columna 36	42.85	221	225	261
	Columna 45	45.05	245	250	
	Columna 46	45.15	245	250	
	Columna 12	46.4	260	265	
	Columna 26	47.05	270	275	
	Columna 45	48.65	295	301	

PISO	#COLUMNA	REBOTE	RESISTENCIA INICIAL (Kg/cm <sup>2</sup> )	RESISTENCIA CORREGIDA (Kg/cm <sup>2</sup> )	RESISTENCIA PROMEDIO (Kg/cm <sup>2</sup> )
SEGUNDA PLANTA	Columna 15	39.45	190	194	240.61
	Columna 37	40.05	195	199	
	Columna 36	42.5	215	219	
	Columna 43	46.35	260	265	
	Columna 46	46.6	265	270	
	Columna 12	48.5	290	296	

PISO	#COLUMNA	REBOTE	RESISTENCIA INICIAL (Kg/cm <sup>2</sup> )	RESISTENCIA CORREGIDA (Kg/cm <sup>2</sup> )	RESISTENCIA PROMEDIO (Kg/cm <sup>2</sup> )
TERCERA PLANTA	Columna 37	40.05	195	199	219.36
	Columna 12	41.7	210	214	
	Columna 43	42.6	220	224	
	Columna 15	42.65	220	224	
	Columna 46	43.75	230	235	
	Columna 36	56.5	425	434	



PISO	#COLUMNA	REBOTE	RESISTENCIA INICIAL (Kg/cm <sup>2</sup> )	RESISTENCIA CORREGIDA (Kg/cm <sup>2</sup> )	RESISTENCIA PROMEDIO (Kg/cm <sup>2</sup> )
<b>CUARTA PLANTA</b>	Columna 36	38.55	180	184	217.65
	Columna 46	40.95	200	204	
	Columna 37	41.4	205	209	
	Columna 43	41.5	205	209	
	Columna 12	41.75	260	265	
	Columna 15	43.45	230	235	

PISO	#COLUMNA	REBOTE	RESISTENCIA INICIAL (Kg/cm <sup>2</sup> )	RESISTENCIA CORREGIDA (Kg/cm <sup>2</sup> )	RESISTENCIA PROMEDIO (Kg/cm <sup>2</sup> )
<b>QUINTA PLANTA</b>	Columna 15	40.75	200	204	226.16
	Columna 36	41.95	210	214	
	Columna 46	42.2	215	219	
	Columna 37	42.75	220	224	
	Columna 43	44.65	240	245	
	Columna 12	44.85	245	250	

PISO	#COLUMNA	REBOTE	RESISTENCIA INICIAL (Kg/cm <sup>2</sup> )	RESISTENCIA CORREGIDA (Kg/cm <sup>2</sup> )	RESISTENCIA PROMEDIO (Kg/cm <sup>2</sup> )
<b>SEXTA PLANTA</b>	Columna 12	38.95	185	189	224.46
	Columna 46	41.6	210	214	
	Columna 15	42.1	215	219	
	Columna 43	42.3	215	219	
	Columna 36	43.2	225	230	
	Columna 37	46.85	270	275	

PISO	#COLUMNA	REBOTE	RESISTENCIA INICIAL (Kg/cm <sup>2</sup> )	RESISTENCIA CORREGIDA (Kg/cm <sup>2</sup> )	RESISTENCIA PROMEDIO (Kg/cm <sup>2</sup> )
<b>SEPTIMA PLANTA</b>	Columna 43	38.95	185	189	227.52
	Columna 36	41.15	205	209	
	Columna 15	43.6	230	235	
	Columna 12	44.35	235	240	
	Columna 46	46.25	260	265	

**Anexo 2: Resultados de ensayos esclerométricos corregidos en muros**

<b>MUROS</b>				
<b>PISO</b>	<b>#MURO</b>	<b>REBOTE</b>	<b>RESISTENCIA INICIAL (Kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>RESISTENCIA CORREGIDA (Kg/cm<sup>2</sup>)</b>
<b>MUROS PERIMETRALES</b>				
<b>PARQUEADERO</b>	M1	39.90	190	194
	M2	51.30	330	337
	M3	45.65	255	260
	M4	42.45	215	219
<b>MUROS ASCENSOR</b>				
<b>1</b>	M1	50.75	325	332
<b>2</b>	M2	55.2	400	408
<b>3</b>	M3	53.9	375	383
<b>4</b>	M4	53.3	365	372
<b>5</b>	M5	55.1	400	408
<b>6</b>	M6	55.55	405	413
<b>7</b>	M7	55.3	400	408
<b>8</b>	M8	59	480	490

**Anexo 3: Resultados de ensayos esclerométricos corregidos en losas (macizado)**

<b>LOSAS (Macizado)</b>				
<b>PISO</b>	<b>#LOSA</b>	<b>REBOTE</b>	<b>RESISTENCIA INICIAL (Kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>RESISTENCIA CORREGIDA (Kg/cm<sup>2</sup>)</b>
<b>1</b>	38	59.3	485	495
<b>2</b>	44	57.75	455	464
<b>3</b>	38	61.55	545	556
<b>4</b>	38	61	530	541
<b>5</b>	45	53.35	365	372
<b>6</b>	45	62.3	560	571
<b>7</b>	38	60.65	520	531