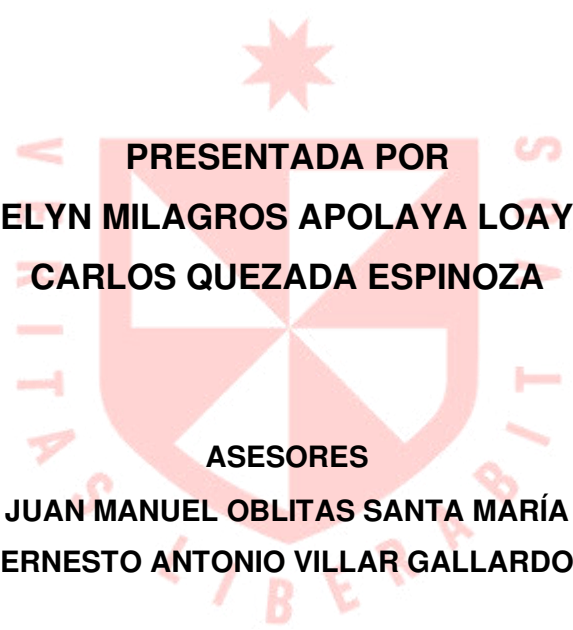


FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

**APLICACIÓN DE MÉTODOS CUALITATIVOS Y
CUANTITATIVO PARA DETERMINAR EL
COMPORTAMIENTO SÍSMICO EN LOS PABELLONES DE
UNA INSTITUCIÓN EDUCATIVA, UBICADA EN LIMA
METROPOLITANA**



**PRESENTADA POR
EVELYN MILAGROS APOLAYA LOAYZA
CARLOS QUEZADA ESPINOZA**

**ASESORES
JUAN MANUEL OBLITAS SANTA MARÍA
ERNESTO ANTONIO VILLAR GALLARDO**

**TESIS
PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL**

LIMA - PERÚ

2022



CC BY-NC

Reconocimiento – No comercial

El autor permite transformar (traducir, adaptar o compilar) a partir de esta obra con fines no comerciales, y aunque en las nuevas creaciones deban reconocerse la autoría y no puedan ser utilizadas de manera comercial, no tienen que estar bajo una licencia con los mismos términos.

<http://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/>



USMP
UNIVERSIDAD DE
SAN MARTÍN DE PORRES

Facultad de
Ingeniería y
Arquitectura

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

**APLICACIÓN DE MÉTODOS CUALITATIVOS Y CUANTITATIVO
PARA DETERMINAR EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO EN LOS
PABELLONES DE UNA INSTITUCIÓN EDUCATIVA, UBICADA EN
LIMA METROPOLITANA**

TESIS

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

PRESENTADA POR:

**APOLAYA LOAYZA, EVELYN MILAGROS
QUEZADA ESPINOZA, CARLOS**

ASESORES:

**MG. JUAN MANUEL OBLITAS SANTA MARÍA
MG. ERNESTO ANTONIO VILLAR GALLARDO**

LIMA – PERÚ

2022

Dedicatoria

Dedico la tesis a mis padres, que me dieron soporte y entusiasmo en los momentos más difíciles para seguir adelante con mi propósito, lo cual fue importante para la culminación de la presente tesis.

A mis hermanos que día a día, con sus motivaciones y consejos me impulsaron para no rendirme y tener éxito.

Apolaya Loayza, Evelyn Milagros

Agradecimiento

Agradezco a Dios por permitirme culminar esta tesis acompañada de personas que me dan fortaleza y soporte. A mis padres por su apoyo incondicional, ya que estuvieron presentes durante esta etapa. A mi alma máter por permitirme convertir en una profesional en la carrera que me apasiona. A los ingenieros Mg. Ernesto Antonio Villar Gallardo y Mg. Juan Manuel Oblitas Santamaría por las enseñanzas brindadas a lo largo del desarrollo de esta tesis.

Apolaya Loayza, Evelyn Milagros

Dedicatoria

Esta tesis va dedicada a mi madre, mi más grande amor e inspiración. Madre, gracias por darme lo mejor; este logro es más tuyo que mío. Te amo.

A mis angelitos, Sixto, Anatolia y Terecita que, desde el cielo, siguen siendo pilares importantes en mi vida. Gracias por cada historia vivida a lado de ustedes, que me motivaron a convertirme en la persona y profesional que aspiro a ser.

A mi familia, por su apoyo incondicional durante todo este tiempo, por ser testigos y cómplices de cada experiencia vivida.

Quezada Espinoza, Carlos

Agradecimiento

En primer lugar, agradezco a Dios por colmarme de bendiciones y darme la fortaleza para superarme a pesar de las adversidades, rodeado de personas maravillosas.

Agradezco a mi madre por ser parte de este proceso. Por los consejos que me brindaba para no rendirme y poder culminar con este trabajo.

A las autoridades de la Institución Educativa Teniente Coronel Alfredo Bonifaz Fonseca, por permitirnos hacer uso de las instalaciones para el desarrollo del presente estudio.

A la Universidad de San Martín de Porres, por la formación académica brindada, en especial, a los docentes Mg. Ernesto Antonio Villar Gallardo y Mg. Juan Manuel Oblitas Santamaría por el seguimiento durante el desarrollo de esta tesis, logrando un trabajo de calidad académica.

Quezada Espinoza, Carlos

ÍNDICE GENERAL

	Página
RESUMEN	xvi
ABSTRACT	xvii
INTRODUCCIÓN	xviii
CAPÍTULO I. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	
1.1 Descripción de la problemática	1
1.1.1. Formulación del problema	6
1.2 Objetivos	6
1.3 Justificación e importancia de la investigación	7
1.4 Alcances y limitaciones	7
1.5 Viabilidad	7
1.6 Impacto potencial de la investigación	8
CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO	
2.1 Antecedentes de la investigación	9
2.2 Bases teóricas	14
2.3 Definición de términos básicos	62
2.4 Hipótesis	63
CAPÍTULO III. METODOLOGÍA	
3.1 Diseño	64
3.2 Población y muestra	64
3.3 Definición de variables	71
3.4 Instrumentos	73
3.5 Procedimiento	77
CAPÍTULO IV. DESARROLLO	
4.1 Análisis e Interpretación	79

4.2 Aplicación de métodos	104
CAPÍTULO V. RESULTADOS	
5.1 Comportamiento sísmico mediante el método de Hirosawa	173
5.2 Comportamiento sísmico mediante el método de Benedetti y Petrini	178
5.3 Comportamiento sísmico mediante el método de análisis estático no lineal – Pushover	182
CAPÍTULO VI. DISCUSIÓN	
6.1 Contrastación de hipótesis	203
6.2 Contrastación de antecedentes	207
CONCLUSIONES	211
RECOMENDACIONES	212
FUENTES DE INFORMACIÓN	213
ANEXOS	220

ÍNDICE DE TABLAS

	Página
Tabla 1. Terremotos de gran magnitud en Latinoamérica	2
Tabla 2. Principales sismos en Perú	3
Tabla 3. Número de colegios comprometidos estructuralmente	4
Tabla 4. Escalas de Intensidad MM	16
Tabla 5. Factores de zona sísmica	20
Tabla 6. Condiciones para F	30
Tabla 7. Condiciones del coeficiente alfa (α)	31
Tabla 8. Condiciones para SD	32
Tabla 9. Condiciones para T1	33
Tabla 10. Condiciones para T2	34
Tabla 11. Condiciones para T3	34
Tabla 12. Condiciones para T4	34
Tabla 13. Condiciones para T5	35
Tabla 14. Sistema de puntuación para edificaciones de mampostería	48
Tabla 15. Sistema de puntuación para edificaciones de concreto armado	49
Tabla 16. Niveles de desempeño de la edificación	58
Tabla 17. Estado de daño según SEAOC (1995)	60
Tabla 18. Nivel de desempeño esperado básico	62
Tabla 20. Operacionalización de Variables	72
Tabla 21. Reporte de ensayos de esclerometría a probetas	82
Tabla 22. Reporte de ensayos a compresión a probetas	83
Tabla 23. Reporte de ensayos de esclerometría a pabellones	89
Tabla 24. Metrado de columnas del 1er al 3er nivel - Bloque I-A	91
Tabla 25. Metrado de vigas del 1er al 3er nivel – Bloque I-A	92
Tabla 26. Metrado de losa por nivel – Bloque I-A	92
Tabla 27. Metrado de acabado – Bloque I-A	93
Tabla 28. Metrado de tabiquería – Bloque I-A	93
Tabla 29. Metrado de acabado y tabiquería – Bloque I-A	93
Tabla 30. Metrado de muros portantes – Bloque I-A	94
Tabla 31. Peso de cada nivel – Bloque I-A	94
Tabla 32. Metrado de columnas del 1er al 3er nivel - Bloque II-A	95
Tabla 33. Metrado de vigas del 1er al 3er nivel – Bloque II-A	95

Tabla 34. Metrado de losa por nivel – Bloque II-A	96
Tabla 35. Metrado de acabado – Bloque II-A	97
Tabla 36. Metrado de tabiquería – Bloque II-A	97
Tabla 37. Metrado de acabado y tabiquería – Bloque II-A	97
Tabla 38. Metrado de muros portantes – Bloque II-A	98
Tabla 39. Peso de cada nivel – Bloque II-A	98
Tabla 40. Metrado de columnas del 1er al 2do nivel – Bloque I-B	98
Tabla 41. Metrado de vigas del 1er al 2do nivel – Bloque I-B	99
Tabla 42. Metrado de losa por nivel – Bloque I-B	100
Tabla 43. Metrado de acabados – Bloque I-B	100
Tabla 44. Metrado de tabiquería – Bloque I-B	100
Tabla 45. Metrado de acabado y tabiquería en volado – Bloque I-B	101
Tabla 46. Metrado de muros portantes – Bloque I-B	101
Tabla 47. Peso de cada nivel – Bloque I-B	101
Tabla 48. Metrado de columnas del 1er al 2do nivel – Bloque II-B	101
Tabla 49. Metrado de vigas del 1er al 2do nivel – Bloque II-B	102
Tabla 50. Metrado de losa por nivel – Bloque II-B	103
Tabla 51. Metrado de acabados – Bloque II-B	103
Tabla 52. Metrado de tabiquería – Bloque II-B	103
Tabla 53. Metrado de acabado y tabiquería en volado – Bloque II-B	104
Tabla 54. Metrado de muros portantes – Bloque II-B	104
Tabla 55. Peso de cada nivel – Bloque II-B	104
Tabla 56. Factores de comportamiento estructural dirección YY-Bloque I-A	105
Tabla 57. Área de los Muros Ama – Bloque I-A	106
Tabla 58. Factores Ac1 y Ac2 para cada nivel dirección YY – Bloque I-A	106
Tabla 59. Cálculo del Cc en la dirección YY – Bloque I-A	107
Tabla 60. Valores de SD en dirección YY – Bloque I-A	108
Tabla 61. Cálculo de T en la dirección YY – Bloque I-A	109
Tabla 62. Factores de Eo en dirección XX – Bloque I-A	109
Tabla 63. Factores Ac1 y Ac2 para cada nivel en dirección XX-Pabellón A	110
Tabla 64. Cálculo del Cc en la dirección XX – Bloque I-A	110
Tabla 65. Valores de SD en la dirección XX – Bloque I-A	112
Tabla 66. Condiciones para T en la dirección XX – Bloque I-A	112
Tabla 67. Factores de comportamiento estructural dirección YY-Bloque II-A	113

Tabla 68. Área de los Muros Ama – Bloque II-A	113
Tabla 69. Factores Ac1 y Ac2 para cada nivel dirección YY – Bloque II-A	114
Tabla 70. Cálculo del Cc en la dirección YY – Bloque II-A	114
Tabla 71. Valores de SD en dirección YY – Bloque II-A	116
Tabla 72. Cálculo de T en la dirección YY – Bloque II-A	116
Tabla 73. Factores de Eo en dirección XX – Bloque II-A	117
Tabla 74. Factores Ac1 y Ac2 para cada nivel en dirección XX-Bloque II-A	117
Tabla 75. Cálculo del Cc en la dirección XX – Bloque II-A	118
Tabla 76. Valores de SD en la dirección XX – Bloque II-A	119
Tabla 77. Condiciones para T en la dirección XX – Bloque II-A	120
Tabla 78. Factores de Eo en dirección YY – Bloque I-B	120
Tabla 79. Área de los muros Ama en dirección YY – Bloque I-B	121
Tabla 80. Factores Ac1 y Ac2 para cada nivel en la dirección YY-Bloque I-B	121
Tabla 81. Cálculo del Cc en la dirección YY – Bloque I-B	122
Tabla 82. Valores de SD en la dirección YY – Bloque I-B	123
Tabla 83. Condiciones para T en la dirección YY – Bloque I-B	123
Tabla 84. Factores de Eo en dirección XX – Bloque I-B	124
Tabla 85. Factores Ac1 y Ac2 por nivel en la dirección XX – Bloque I-B	124
Tabla 86. Cálculo del Cc en la dirección XX – Bloque I-B	125
Tabla 87. Valores de SD en la dirección XX – Bloque I-B	126
Tabla 88. Condiciones para T en la dirección XX – Bloque I-B	126
Tabla 89. Factores de Eo en dirección YY – Bloque II-B	127
Tabla 90. Área de los muros Ama en dirección YY – Bloque II-B	128
Tabla 91. Factores Ac1 y Ac2 para cada nivel en dirección YY-Bloque II-B	128
Tabla 92. Cálculo del Cc en la dirección YY – Bloque II-B	129
Tabla 93. Valores de SD en la dirección YY – Bloque II-B	130
Tabla 94. Condiciones para T en la dirección YY – Bloque II-B	130
Tabla 95. Factores de Eo en dirección XX – Bloque II-B	131
Tabla 96. Factores Ac1 y Ac2 por nivel en la dirección XX - Pabellón B	131
Tabla 97. Cálculo del Cc en la dirección XX - Pabellón B	132
Tabla 98. Valores de SD en la dirección XX – Bloque II-B	133
Tabla 99. Condiciones para T en la dirección XX – Bloque II-B	133
Tabla 100. Coeficiente de reducción sísmica en la dirección XX	136
Tabla 101. Coeficiente de reducción sísmica en dirección YY	139

Tabla 102. Cálculo de A_x y A_y – Bloques I-A y II-A	142
Tabla 103. Cálculo de la resistencia cortante – Pabellón A	143
Tabla 104. Parámetros de diseño sismorresistente	144
Tabla 105. Cálculo de A_x y A_y – Bloques I-B y II-B	152
Tabla 106. Cálculo de la resistencia cortante – Pabellón B	153
Tabla 107. Parámetros de diseño sismorresistente	154
Tabla 108. Resultados E_o – Pabellón A	173
Tabla 109. Comparación de índices - Pabellón A	173
Tabla 110. Resultados E_o - Pabellón B	176
Tabla 111. Comparación de Índices - Pabellón B	176
Tabla 112. Contrastación de hipótesis general	203
Tabla 113. Contrastación de las hipótesis específicas	205
Tabla 114. Contrastación con antecedentes internacionales	207
Tabla 114. Contrastación con antecedentes nacionales	209

ÍNDICE DE FIGURAS

	Página
Figura 1. Mapa mundial de sismicidad	1
Figura 2. Cinturón de fuego del Pacífico	2
Figura 3. Diagrama de Ishikawa	5
Figura 4. Tipos de convergencia de placas	14
Figura 5. Tipos de sismos ocurridos entre las placas Nazca y Sudamericana	17
Figura 6. Mapa de riesgo sísmico del Perú entre los años 1960 – 2021	18
Figura 7. Zonas sísmicas peruanas	19
Figura 8. Mapa de acoplamiento sísmico en el Perú	21
Figura 9. Sismo de 1746 de Lima y Callao	22
Figura 10. Mapa de riesgo sísmico de la ciudad de Lima al año 2018	23
Figura 12. Formas en planta para el método de Benedetti y Petrini	43
Figura 12. Formas en elevación para el método de Benedetti y Petrini	44
Figura 13. Análisis fuerzas estáticas equivalentes	51
Figura 14. Combinaciones modales	53
Figura 15. Conversión de puntos de la curva a espectro de capacidad	54
Figura 16. Espectro de demanda según Norma E.030	55
Figura 17. Espectro de capacidad-demanda	55
Figura 18. Mapa de ubicación de la Institución Educativa	65
Figura 19. Institución Educativa Tte. Crl. Alfredo Bonifaz Fonseca (vista fachada)	65
Figura 20. Plano en planta de los pabellones A y B	66
Figura 21. Plano en planta del Bloque I-A	67
Figura 22. Plano en planta del Bloque II-A	67
Figura 23. Plano en planta del Bloque I-B	68
Figura 24. Plano en planta del Bloque II-B	68
Figura 25. Institución Educativa Tte. Crl. Alfredo Bonifaz Fonseca (vista en planta)	69
Figura 26. Fachada Pabellón A	69
Figura 27. Fachada Pabellón B	70
Figura 28. Interior de los salones	71
Figura 29. Detector de materiales BOSCH GMS 120 Professional	73

Figura 30. Amoladora con disco de corte BOSCH GWS 9-115 Professional	73
Figura 31. Comba y cincel	74
Figura 32. Esclerómetro mecánico ZC3-A N°HT20073	74
Figura 33. Piedra pómez	75
Figura 34. Guantes de Protección	75
Figura 35. Lentes de protección	75
Figura 36. Escáner para aceros de refuerzo	76
Figura 37. Probetas de concreto	79
Figura 38. Ensayo de esclerometría en probetas	80
Figura 39. Ensayo de compresión en probetas	81
Figura 40. Curva de correlación rebote-resistencia	83
Figura 41. Rastreo mediante un detector de materiales	84
Figura 42. Delimitación de zona a evaluar	85
Figura 43. Corte de zona a evaluar	86
Figura 44. Retiro de tarrajeo	86
Figura 45. Uniformización de zona a evaluar	87
Figura 46. Dibujo de cuadrículas	87
Figura 47. Ensayo de esclerometría	88
Figura 48. Curva de resistencia-rebote para esclerómetro	90
Figura 49. Escaneo de vigas	90
Figura 50. Escaneo de columnas	91
Figura 51. Configuración en planta	147
Figura 52. Configuración en elevación	148
Figura 53. Configuración en planta	157
Figura 54. Configuración en elevación	158
Figura 55. Características del Concreto en vigas	161
Figura 56. Características del acero	161
Figura 57. Características del concreto en columnas – Pabellón A	161
Figura 58. Propiedades del concreto en columnas - Pabellón B	162
Figura 59. Dimensiones de la columna C-1	163
Figura 60. Dimensiones de la columna C-2	163
Figura 61. Dimensiones de la viga V-1	164
Figura 62. Dimensiones de la viga V-2	164
Figura 63. Dimensiones de la viga V-3	164

Figura 64. Dimensiones de la viga V-4	165
Figura 65. Dimensiones de la viga V-CH	165
Figura 66. Aceros para columnas	166
Figura 67. Aceros para vigas	166
Figura 68. Modelamiento del bloque I-A	168
Figura 69. Modelamiento del bloque II-A	168
Figura 70. Modelamiento del bloque I-B	168
Figura 71. Modelamiento del bloque II-B	169
Figura 72. Espectros de diseño	170
Figura 73. Interfaz de Mass Souce Data	170
Figura 74. Asignación de carga gravitacional	171
Figura 75. Asignación de los espectros de diseño en cada dirección	171
Figura 76. Asignación de rótulas	172
Figura 77. Cargas para cada dirección	172
Figura 78. Resultados del método de Hirosawa - Bloque I-A (dirección XX)	174
Figura 79. Resultados del método de Hirosawa - Bloque I-A (dirección YY)	174
Figura 80. Resultados del método de Hirosawa - Bloque II-A (dirección XX)	174
Figura 81. Resultados del método de Hirosawa - Bloque II-A (dirección YY)	175
Figura 82. Resultados del método de Hirosawa - Bloque I-B (dirección XX)	176
Figura 83. Resultados del método de Hirosawa - Bloque I-B (dirección YY)	177
Figura 84. Resultados del método de Hirosawa - Bloque II-B (dirección XX)	177
Figura 85. Resultados del método de Hirosawa - Bloque II-B (dirección YY)	177
Figura 86. Curva de capacidad en la dirección XX – Bloque I-A	182
Figura 87. Punto de desempeño para los sismos en la dirección XX	183
Figura 88. Sectorización de la curva de capacidad Bloque I-A en “X”	184
Figura 89. Curva de capacidad en la dirección YY – Bloque I-A	185
Figura 90. Punto de desempeño para los sismos en la dirección YY	185
Figura 91. Sectorización de la curva de capacidad Bloque I-A en “Y”	186
Figura 92. Curva de capacidad en la dirección XX – Bloque II-A	187
Figura 93. Punto de desempeño para los sismos en la dirección XX	188
Figura 94. Sectorización de la curva de capacidad Bloque II-A en “X”	189
Figura 95. Curva de capacidad en la dirección YY – Bloque II-A	189
Figura 96. Punto de desempeño para los sismos en la dirección YY	190
Figura 97. Sectorización de la curva de capacidad Bloque II-A en “Y”	191

Figura 98. Curva de capacidad en la dirección XX – Bloque I-B	192
Figura 99. Punto de desempeño para los sismos en la dirección XX	193
Figura 100. Sectorización de la curva de capacidad Bloque I-B en “X”	194
Figura 101. Curva de capacidad en la dirección YY – Bloque I-B	195
Figura 102. Punto de desempeño para los sismos en la dirección YY	195
Figura 103. Sectorización de la curva de capacidad Bloque I-B en “Y”	197
Figura 104. Curva de capacidad en la dirección XX – Bloque II-B	197
Figura 105. Punto de desempeño para los sismos en la dirección XX	198
Figura 106. Sectorización de la curva de capacidad Bloque II-B en “X”	199
Figura 107. Curva de capacidad en la dirección YY – Bloque II-B	200
Figura 108. Punto de desempeño para los sismos en la dirección YY	200
Figura 109. Sectorización de la curva de capacidad Bloque II-B en “Y”	202

RESUMEN

El comportamiento sísmico de una edificación permite identificar su desempeño ante un sismo determinado que, de acuerdo a su intensidad, establece el grado de vulnerabilidad; por ende, es importante conocer si la edificación en la que se habita o permanece es segura ante un evento sísmico o presenta alguna inseguridad estructural. Asimismo, existen diversas metodologías para analizar y determinar el comportamiento de una edificación frente a un evento sísmico. En la presente investigación se determina el comportamiento sísmico aplicando métodos cualitativos y cuantitativo en los pabellones de una institución educativa, ubicada en Lima Metropolitana. El método de Hirosawa precisa que el Índice de Demanda Sísmica (I_{SD}) es menor frente al Índice de Resistencia Sísmica (I_S), demostrando un comportamiento no vulnerable para ambos pabellones. El método de Benedetti y Petrini indica que el Índice de Vulnerabilidad (I_V) para el pabellón A y pabellón B se encuentran en un rango que los clasifica en vulnerabilidad baja. El método de análisis estático no lineal - Pushover determina un comportamiento sísmico con un nivel de desempeño máximo de seguridad de vida para un sismo raro en ambos pabellones.

Palabras clave: Método cualitativo, método cuantitativo, comportamiento sísmico, vulnerabilidad, desempeño sísmico.

ABSTRACT

The seismic behavior of a building allows to identify its performance before a determined earthquake that, according to its intensity, establishes the degree of vulnerability; therefore, it is important to know if the building in which one lives or stays is safe in the event of a seismic event or presents some structural insecurity. Likewise, there are various methodologies to analyze and determine the behavior of a building in the face of a seismic event. In the present investigation, the seismic behavior is determined by applying qualitative and quantitative methods in the pavilions of an educational institution located in Metropolitan Lima. The Hirosawa method specifies that the Seismic Demand Index (Iso) is lower compared to the Seismic Resistance Index (Is), demonstrating a non-vulnerable behavior for both pavilions. The Benedetti and Petrini method indicates that the Vulnerability Index (Iv) for pavilion A and pavilion B are in a range that classifies them as low vulnerability. The non-linear static analysis method - Pushover determines a seismic behavior with a maximum life safety performance level for a rare earthquake in both pavilions.

Keywords: Seismic performance, Vulnerability, Qualitative methods, Quantitative methods, Seismic behavior

NOMBRE DEL TRABAJO

APLICACIÓN DE MÉTODOS CUALITATIVOS Y CUANTITATIVO

AUTOR

**EVELYN MILAGROS APOLAYA LOAYZA
CARLOS QUEZADA ESPINOZA**

RECUENTO DE PALABRAS

39205 Words

RECUENTO DE CARACTERES

206393 Characters

RECUENTO DE PÁGINAS

241 Pages

TAMAÑO DEL ARCHIVO

27.0MB

FECHA DE ENTREGA

May 31, 2023 9:06 AM GMT-5

FECHA DEL INFORME

May 31, 2023 9:09 AM GMT-5**● 16% de similitud general**

El total combinado de todas las coincidencias, incluidas las fuentes superpuestas, para cada base de datos.

- 15% Base de datos de Internet
- Base de datos de Crossref
- 12% Base de datos de trabajos entregados
- 2% Base de datos de publicaciones
- Base de datos de contenido publicado de Crossref

● Excluir del Reporte de Similitud

- Material bibliográfico
- Material citado
- Material citado
- Coincidencia baja (menos de 10 palabras)



INTRODUCCIÓN

Actualmente, las obras civiles construidas sin un adecuado proceso constructivo presentan un gran peligro para la sociedad. Nuestro país está ubicado dentro de la región denominada Cinturón de Fuego, donde se genera la colisión y fricción entre placas tectónicas: Nazca (oceánica) y Sudamérica (continental). Este comportamiento entre placas genera sismos de diferentes profundidades y magnitudes, las cuales podrían afectar las edificaciones. Las instituciones educativas se encuentran entre las edificaciones que más se verían afectadas ante un sismo de gran magnitud, ya que, si estas no fueron construidas cumpliendo los parámetros sismorresistentes, podría poner en riesgo la vida del alumnado y personal de la institución.

La presente investigación tiene como objetivo general determinar el comportamiento sísmico aplicando métodos cualitativos y cuantitativo en los pabellones de la Institución Educativa Teniente Coronel Alfredo Bonifaz Fonseca, ubicada en Lima Metropolitana. La aplicación de los métodos cualitativos (Hirosawa – Benedetti y Petrini) y cuantitativo (análisis estático no lineal - Pushover) están adaptados para complementarse con el uso del Reglamento Nacional de Edificaciones (R.N.E.). Para llegar al objetivo general se tuvieron en cuenta los siguientes objetivos:

Determinar el comportamiento sísmico mediante el método cualitativo de Hirosawa. Para lograrlo se realiza un levantamiento de información en campo y procedimientos o ensayos que permiten determinar las características estructurales de las muestras. Con los datos obtenidos, como las dimensiones reales en planta y elevación, sistema estructural, etc, se aplica el método propuesto por Hirosawa y se determinan los índices requeridos.

Determinar el comportamiento sísmico mediante el método cualitativo de Benedetti y Petrini. Para ello, se identifican y relacionan los parámetros planteados con lo visto en campo, así como, se realizan los procedimientos o estudios necesarios para determinar el resto de las características influyentes en la evaluación. Con los datos y parámetros bien establecidos, se procede a ejecutar el método de Benedetti y Petrini para determinar el grado de vulnerabilidad.

Determinar el comportamiento sísmico mediante el método cuantitativo de análisis estático no lineal – Pushover. Para ello se realiza el modelado de la estructura en el software ETABS v.20, definiendo los materiales, insertando las cargas, etc, teniendo previamente los datos obtenidos en el ensayo de esclerometría y el escaneo de los aceros de refuerzo, para luego realizar el desarrollo del método y determinar el nivel de desempeño de las muestras.

El problema se basa en la zonificación sísmica en la que se ubica la edificación, analizando los componentes estructurales a través de un mapeo de fallas, teniendo en cuenta los parámetros notificados en el Reglamento Nacional de Edificaciones (R.N.E.) y poder realizar los análisis de vulnerabilidad para determinar su comportamiento frente a ciertos sismos.

Para el desarrollo de la presente investigación, inicialmente se realizó la visita técnica a la institución educativa para tomar las medidas en campo y corroborarlas con el plano de arquitectura, también identificar los elementos estructurales, ya que no se cuentan con planos de la especialidad de estructuras. Posteriormente, se asistió al laboratorio para realizar los ensayos y desarrollar la curva propia de correlación del esclerómetro. Con el instrumento calibrado se realizaron los ensayos de esclerometría en los componentes estructurales, determinando la resistencia para cada pabellón. Seguidamente, se aplicaron los métodos en mención y se determinó el comportamiento de cada una de las dos muestras, pabellón A y B.

Este presente trabajo permite brindar información sobre las características físicas más relevantes de la estructura, así como, información sobre los daños probables ocasionados por los diferentes niveles de riesgo sísmico.

Esta investigación ha sido estructurada en 6 capítulos. El capítulo I puntualiza la importancia de la investigación y se describe la problemática. El capítulo II describe los principales conceptos, al igual que los antecedentes nacionales e internacionales y los términos básicos. En el capítulo III se presenta el diseño de la metodología e hipótesis; del mismo modo se detalla la muestra, técnicas y los instrumentos empleados. El capítulo IV se detalló el desarrollo general. En el capítulo V se presentan las respuestas obtenidas a partir de lo realizado y su respectivo análisis. En el capítulo VI se contrastan los resultados con las hipótesis y se analizan junto con los antecedentes establecidos.

Finalmente, se presentan las conclusiones, recomendaciones, fuentes de información y anexos.

CAPÍTULO I

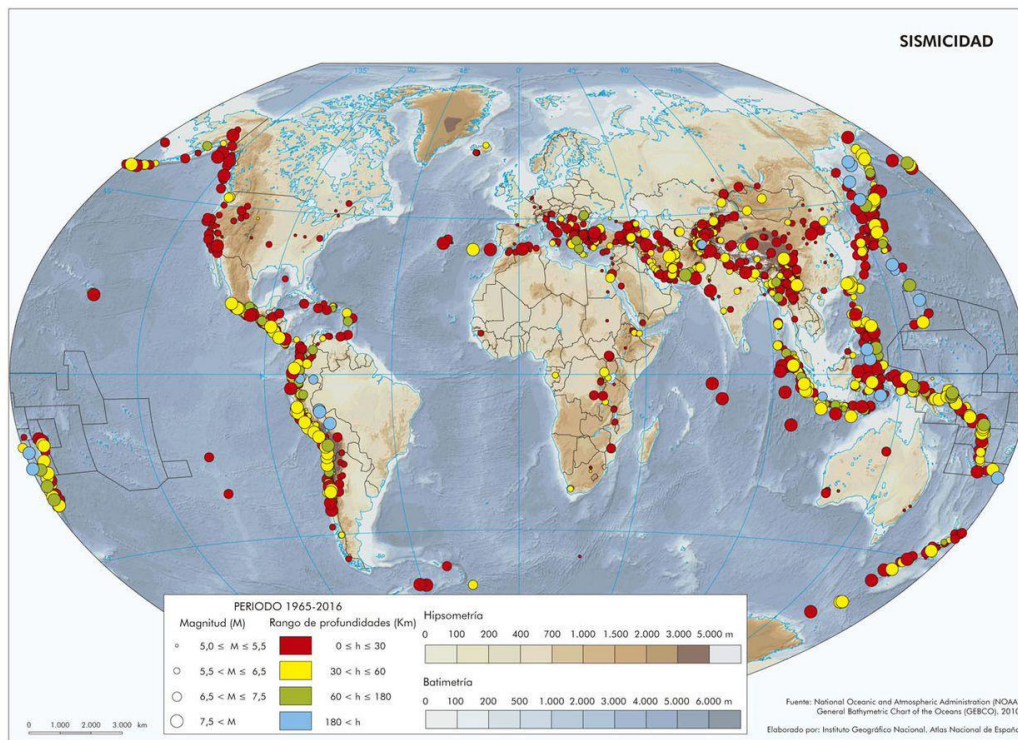
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Descripción de la problemática

Geográficamente los sismos se distribuyen en zonas específicas alrededor del mundo dando lugar a zonas volcánicas, mientras que hay otras regiones en donde la presencia de estos es poca o casi nula, tal como muestra la Figura 1. La constante transformación geología de la tierra ocasiona sismos con distintos niveles de profundidad. (Instituto Geofísico del Perú - IGP, 2020)

Figura 1

Mapa mundial de sismicidad



Fuente: Instituto Geográfico Nacional – España (2019)

Los sismos de grandes magnitudes dependen de diversos aspectos como lo son la profundidad, distancia del epicentro, intensidad, magnitud, densidad de población y las condiciones a las que esta sometida la infraestructura como su forma o sistema de construcción. En Latinoamérica y el Caribe, entre los años 1990 – 2013, resaltan los desastres sísmicos y su efecto tanto en el ámbito económico como en la pérdida de vidas. (Ayala et al., 2017)

De acuerdo con Maldonado (2021) un sismo o movimiento telúrico desde una magnitud de 5 o 6 hacia adelante presenta efectos que pueden ser considerados como catastróficos atentando contra la vida de las personas y ocasionando pérdidas económicas (colapso de edificaciones).

Tabla 1

Terremotos de gran magnitud en Latinoamérica

País	Fecha	Magnitud
Chile	22/05/1960	8.5
Chile	13/08/1868	8.0
Chile	27/02/2010	8.8
Ecuador	31/01/1906	8.8
Chile	08/07/1730	8.7

Fuente: BBC News Mundo (2017)

Como se sabe, nuestra nación está situada en el interior del Cinturón de Fuego, tal como muestra la figura, esta es zona de alta sismicidad, esta región presenta grandes movimientos sísmicos debido a la convergencia constante de las placas tectónicas Nazca y Sudamericana, por lo que las estructuras dentro del territorio nacional se encuentran vulnerables ante los movimientos geológicos o terremotos. (IGP, 2020)

Figura 2

Cinturón de fuego del Pacífico



Fuente: National Geographic España (2022)

Algunos de los eventos sísmicos que sacudieron el país, los cuales fueron registrados por el IGP son los siguientes:

Tabla 2

Principales sismos en Perú

Lugar	Fecha	Magnitud
Arequipa	23/06/2001	8.4
Arequipa y Moquegua	07/07/2001	7.6
Ucayali	12/10/2002	6.9
San Martín	25/09/2005	7.5
Cañete y Chincha	20/10/2006	6.7
Pisco	15/08/2007	8
Loreto y Ucayali	16/11/2007	6.8
Ucayali	05/01/2019	7.2
Alto Amazonas	26/05/2019	8

Fuente: IGP (2022)

Según Hernando Tavera, a través de Andina (2022), en Lima y Callao, el último terremoto que ocurrió fue en el año 1746, en el cual aproximadamente el 10% de los ciudadanos perdieron la vida. Gran parte de las edificaciones en estas provincias son consecuencia de la autoconstrucción y eso aumenta la posibilidad de que sea vulnerable ante un gran sismo, lo cual se espera que sea uno de magnitud M8.5 en vista de la acumulación de energía de las placas Nazca y Continental.

En el año 2019 un movimiento sísmico de 8 grados a magnitud Richter azotó gran parte del Perú, afectando la estructura de diversas instituciones educativas. Fueron 511 colegios de las zonas afectadas los que suspendieron sus clases por seguridad del cuerpo estudiantil y trabajadores, y 91 colegios que se vieron comprometidos estructuralmente debido a la magnitud del sismo. (Ministerio de Educación, 2019).

En la Tabla 3 se muestran las regiones con afectación en la estructura de sus colegios:

Tabla 3

Número de colegios comprometidos estructuralmente

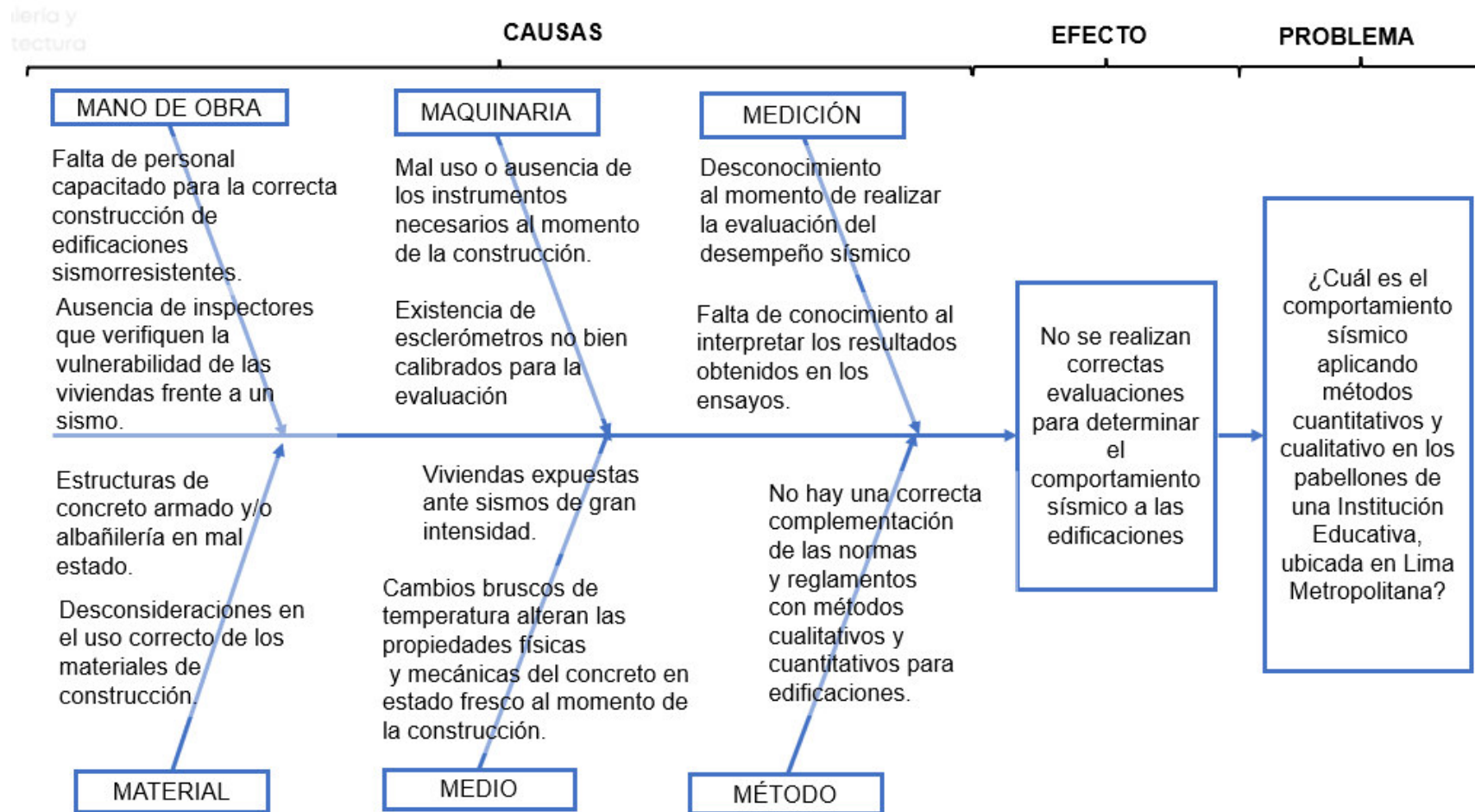
Región	Colegios afectados
Amazonas	1
Ancash	11
Cajamarca	6
Huánuco	1
La Libertad	23
Lambayeque	6
Loreto	21
Pasco	1
Piura	2
San Martín	17

Fuente: Ministerio de Educación (2019)

Como consecuencia, se pretende determinar el comportamiento sísmico aplicando métodos cualitativos y cuantitativo a la Institución Educativa Tte. Crl. Alfredo Bonifaz Fonseca situada en Lima Metropolitana, con la finalidad de tomar las medidas respectivas de seguridad ante un sismo de alta magnitud y así resguardar la vida de los estudiantes y docentes que trabajan en ella.

Figura 3

Diagrama de Ishikawa



Elaboración: los autores

1.1 Formulación del problema

1.1.1 General

¿Cuál es el comportamiento sísmico aplicando métodos cualitativos y cuantitativo en los pabellones de una institución educativa, ubicada en Lima Metropolitana?

1.1.2 Específicos

¿Cuál es el comportamiento sísmico aplicando el método de Hirosawa en los pabellones de una institución educativa, ubicada en Lima Metropolitana?

¿Cuál es el comportamiento sísmico aplicando el método de Benedetti y Petrini en los pabellones de una institución educativa, ubicada en Lima Metropolitana?

¿Cuál es el comportamiento sísmico aplicando el método de análisis estático no lineal - Pushover en los pabellones de una institución educativa, ubicada en Lima Metropolitana?

1.2 Objetivos

1.2.1 General

Determinar el comportamiento sísmico mediante métodos cualitativos y cuantitativo en los pabellones de una institución educativa, ubicada en Lima Metropolitana.

1.2.2 Específicos

Determinar el comportamiento sísmico mediante el método de Hirosawa en los pabellones de una institución educativa, ubicada en Lima Metropolitana.

Determinar el comportamiento sísmico mediante el método de Benedetti y Petrini en los pabellones de una institución educativa, ubicada en Lima Metropolitana.

Determinar el comportamiento sísmico mediante el método de análisis estático no lineal - Pushover en los pabellones de una institución educativa, ubicada en Lima Metropolitana.

1.3 Justificación e importancia de la investigación

La justificación del presente proyecto de tesis se enfoca a nivel social en los usuarios de las instalaciones; a nivel económico, es importante conocer los puntos débiles para plantear a futuro un plan de reforzamiento estructural

La importancia principal tiene que ver con preservar la vida estudiantil por medio de la conservación de su institución educativa, al encontrarse en una zona con un nivel de riesgo sísmico elevado, por lo que es beneficioso y conveniente el conocimiento de que tan preparada o resguardada se encuentra la edificación y si puede soportar algún sismo leve o de gran magnitud en caso se presente. En cuanto a lo económico, es importante proteger la inversión, ya que es una edificación que ante un sismo podría generarse un posible colapso o pérdidas mayores.

1.4 Alcances y limitaciones

Esta presente investigación desarrollada está enfocada a la investigación y desarrollo del análisis del comportamiento sísmico. Para que resulte viable, es necesario disponer del tiempo requerido para realizar las visitas a campo, realizar el levantamiento de información y el posterior cálculo con los datos recolectados.

Para el procedimiento en campo, es de gran aporte la buena disposición y colaboración de los encargados de la Institución Educativa Tte. CrI. Alfredo Bonifaz Fonseca, demostrando su buena fe por el cuerpo estudiantil y preocupación ante una posible debilidad estructural de la edificación.

Algunas de las limitaciones fueron los horarios de visita para la realización del estudio, ya que tenía que encontrarse una persona responsable a cargo para la atención y seguimiento respectivo. Con respecto a los ensayos, al ser una institución en funcionamiento, se tuvo en cuenta no generar procedimientos que puedan afectar el acabado de las aulas.

1.5 Viabilidad

La investigación es factible, pues se tienen los requerimientos humanos, instrumentales y financieros, los cuales son imprescindibles para la elaboración de este proyecto. En cuanto a los recursos humanos y financieros, respectivamente, se cuenta con la mano de obra para su realización, y el capital para la adquisición de materiales (o útiles) para la obtención de datos y su posterior desarrollo. Con respecto a los instrumentos, se hizo uso de un esclerómetro mecánico, piedra pómez, un detector de materiales, una amoladora con disco de corte, un celular con

una cámara apropiada para realizar el mapeo de fallas, libros tanto físicos como virtuales, artículos científicos, el Reglamento Nacional de Edificaciones y softwares tales como Microsoft Word, MS Excel y ETABS v.20.

1.6 Impacto potencial de la investigación

1.6.1 Impacto teórico

Este proyecto de investigación aportará información sobre las características físicas más relevantes de las estructuras analizadas y los respectivos materiales que se emplearon en la construcción, como el concreto y acero de refuerzo. Además, se brindará información sobre los daños probables ocasionados por los diferentes niveles de intensidad sísmica.

Por otro lado, se aplicarán las distintas metodologías empleadas en otros países, considerando las normativas vigentes, como el Reglamento Nacional de Edificaciones.

1.6.2 Impacto práctico

Con respecto a la parte práctica, se beneficiarán tanto a los estudiantes como a las autoridades que forman parte del día a día de la institución educativa. La investigación es útil debido a que sirve como fuente de consulta a aquellas personas cuya profesión se enfoque en la mitigación de riesgos sísmicos.

Por otra parte, se resolverán los problemas de desconocimiento del estado de los pabellones para responder adecuadamente ante un sismo, impulsando a las autoridades a tomar medidas preventivas para realizar algún tipo de reforzamiento estructural en caso lo que requieran luego de la evaluación.

CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes de la investigación

2.1.1 Internacional

Galarza (2019) según su investigación *Evaluación del desempeño sísmico del edificio Oscus mediante comparación del análisis estático no lineal, modal y dinámico no lineal en Ambato-Ecuador*, desarrollado en la Universidad Técnica de Ambato, Ecuador, cuyo principal propósito fue evaluar el desempeño sísmico del edificio en estudio mediante la comparación de los distintos análisis mencionados.

La metodología de investigación fue aplicada, además de pertenecer a un tipo de diseño experimental. Se realizó una previa revisión de los planos estructurales y se emplearon las normas Federal Emergency Management Agency - FEMA 440, 356 y el ATC 40. Ya realizado el registro de datos en campo, se hizo uso del software ETABS y luego de comparar los tres análisis, se determinó del desempeño sísmico.

El autor concluye que, de las evaluaciones realizadas, el más adecuado fue el modal; así como, la inconsistencia en el desempeño sísmico determinando un edificio vulnerable.

Yugcha & Villalba (2018) según su tesis *Evaluación estructural por desempeño para una construcción informal mediante el método Pushover, sector la Forestal, Quito*; desarrollado en la Universidad Central del Ecuador, tuvo como objetivo principal realizar una evaluación para determinar el punto de desempeño en una construcción informal en Quito.

Se tomaron como base la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC) e información acerca del método. Para conocer y definir los parámetros o particularidades del sistema estructural, se realizaron ensayos de esclerometría y escaneo de acero. Con los datos recolectados, se modeló en el software ETABS y se compararon los resultados obtenidos con lo especificado en la norma y en VISION 2000. Se planteó, además, una propuesta de reforzamiento en base a los

resultados. El autor concluye que la construcción en estudio es vulnerable frente a un sismo y que no fue diseñada con las normas sismorresistentes, por lo que se tuvo que plantear un reforzamiento.

Parodi & Letelier (2020) según su artículo *Aplicación de Hirosawa para comparar el comportamiento sísmico de edificaciones de concreto armado durante el terremoto del 2010 en Chile, desarrollado en la Universidad de La Frontera-Chile*, tuvo como principal objetivo analizar el método de Hirosawa y compararlo con el comportamiento real de las edificaciones durante el terremoto del 2010 ocurrido en Chile.

En este estudio, la población definida son las edificaciones ubicadas en el centro de Concepción y, para la muestra, un total de 116 edificios de concreto armado. Estos edificios se caracterizan por tener entre 4 y 10 pisos. Se utilizaron los planos estructurales y los procesos constructivos para cada muestra. La técnica usada fue la observación debido a que se inspeccionó el estado del daño, el mantenimiento y la relación entre sus dimensiones. Con ello se determinan los índices estructurales y de demanda, obteniendo un Índice de demanda igual a 0.55 y un Índice Estructural entre 0.142 a 0.977. Se concluyó que, mediante Hirosawa el 78% de las edificaciones analizadas son inseguras debido al elevado daño que poseen y, al compararlo con el comportamiento real, solo el 4% de las edificaciones seguras demostradas por Hirosawa poseen daño severo.

Malavé (2022) en su investigación *Análisis de Vulnerabilidad sísmica en estructuras de la parroquia Manglaralto del Cantón Santa Elena, provincia de Santa Elena, desarrollado en la Universidad Estatal Península Santa Elena*, tuvo como propósito analizar la vulnerabilidad de un total de 81 estructuras de la parroquia en estudio mediante el método de inspección rápida FEMA P-154 y con ello, determinar la estructura más vulnerable y aplicar métodos cualitativos y cuantitativo.

La población que se define es la parroquia Manglaralto en la ciudad de Santa Elena, y como muestran se consideraron 81 estructuras pertenecientes a la parroquia. La metodología tiene un enfoque mixto y es de tipo aplicada. Se emplearon los métodos cualitativos FEMA P-154, y para la estructura más vulnerable se aplicaron Benedetti y Petrini, el Índice de Puntuación propuesto por

Chang, análisis lineal y no lineal. Como técnica se usó la observación, para poder realizar la inspección visual rápida y determinar las características geométricas de las edificaciones, y como instrumentos se usaron las normas NEC 2015, el ASCE 7-16, FEMA 356 y el software ETABS. El autor llegó a la conclusión que las 81 edificaciones son altamente vulnerables, ya que obtuvieron un puntaje menor a 2. Con respecto a la edificación más vulnerable, mediante el método de Benedetti y Petrini se obtuvo un puntaje de 227.94, con el sistema propuesto por Chang se obtuvo un puntaje de 46, ambas muestran un nivel muy alto. Al igual que los métodos cuantitativos, la edificación muestra muy poca ductilidad y no cumplen con lo permitido por las normas empleadas.

Montalvo (2019) según su investigación *Análisis cuantitativo y cualitativo del grado de vulnerabilidad sísmica de la Facultad de Ciencias Administrativas de la Universidad Técnica de Ambato, Huachi*, desarrollado en la Universidad Técnica de Ambato tuvo como fin principal determinar el grado de vulnerabilidad de la edificación de la universidad en estudio, en Ecuador.

La investigación realizada fue de tipo aplicada y como muestra resultaron dos bloques de la universidad. Se basó en la NEC-15 y en los planos de estructura. Como instrumento se empleó el programa ETABS v.16 y se realizaron ensayos de esclerometría, detección de acero y una inspección visual. Como método cualitativo se aplicó el método FEMA 154 y como cuantitativo el método de análisis estático no lineal. Finalmente se concluye que, según la metodología cualitativa, se determinó vulnerabilidad alta; con respecto al método cuantitativo, ambos bloques tienen grandes posibilidades de daño ante la demanda sísmica de la norma empleada.

2.1.2 Nacionales

Hanampa (2021) a través de su tesis titulada *Evaluación cualitativa y cuantitativa de la vulnerabilidad estructural de una infraestructura educativa aporticada de concreto armado*, desarrollado en la Universidad Peruana Unión tuvo como fin general el evaluar la vulnerabilidad de la Institución Educativa José Faustino Sánchez Carrión, en Chosica; mediante el método de Hirosawa y el método de análisis estático no lineal.

Su investigación fue de tipo aplicada, explicativa y un tipo de diseño no experimental a causa de que los resultados se mostrarán estadísticamente. La

muestra fueron dos de los ocho pabellones del centro educativo. Con respecto a la obtención de la data informativa, se utilizaron los planos de estructuras y arquitectura, el RNE (Reglamento Nacional de Edificaciones) y el programa SAP2000. Se realizó un mapeo de fallas para ambos métodos. El autor concluye que, del primer pabellón y a partir de la metodología de Hirosawa, no es vulnerable. Para el segundo pabellón y mediante la metodología Pushover para sismos de 43 y 72 años, la edificación tiene un nivel de seguridad vital, es decir, estabilidad; sin embargo, tendrá fallas visibles.

Orihuela & Orihuela (2021) mediante su tesis *Desempeño sísmico del pabellón D de la IE Francisco Bolognesi, mediante el análisis estático no lineal, Chilca, Huancayo*, desarrollado en la Universidad Continental tuvo como principal propósito evaluar el nivel de desempeño de la edificación.

La metodología presentada fue de tipo aplicada, descriptiva y no experimental. Con respecto a la recopilación de información, se utilizaron documentos (expediente técnico, planos, etc.) de la muestra en estudio, teniendo un sistema aporticado en la dirección XX y de albañilería en YY. Se realizó un mapeo de fallas y como herramientas el software ETABS v.19, MS Excel y las normativas SEAOC y ASCE. Se efectuó un estudio de suelo por medio de calicatas para conocer la capacidad portante obteniendo un promedio de 0.75kg/cm². Al modelar la edificación en el software se definieron los desplazamientos y las fuerzas por piso, y con eso se definen las rótulas y las curvas de capacidad y demanda. Los autores concluyen que para ambas direcciones XX e YY, se considera un nivel de desempeño totalmente operacional y operacional de la estructura.

Tuesta, C. et al (2021) según su artículo de investigación *Vulnerabilidad sísmica estructural de instituciones educativas públicas, aplicando el método de Benedetti y Petrini*, desarrollado en la Universidad Nacional Toribio Rodríguez de Mendoza de Amazonas, tuvo como fin general evaluar la vulnerabilidad sísmica-estructural de unas tres instituciones públicas de ámbito educativo empleando el método de Benedetti y Petrini.

Pertenece al tipo de metodología aplicada, descriptiva. Esta investigación se adaptó al RNE, ya que el método es de origen italiano. Como muestra se tomaron tres instituciones: Virgen Asunta, Seminario Jesús María y la

institución Isabel Lynch de Rubio. Como técnica se empleó la observación e inspección visual para poder definir las características físicas y geométricas, así como, también los daños estructurales que puedan presentarse. Los autores concluyeron que, para las tres Instituciones Educativas, la categoría de vulnerabilidad fue baja, exceptuando cuatro módulos, ya que estos presentaron un nivel de media a baja

Calcina (2017) mediante su tesis *Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de 11 pisos utilizando análisis estático y dinámico no lineal*, desarrollado en la Universidad Privada de Tacna, se tuvo como objetivo principal evaluar el desempeño sísmico para identificar el nivel de desempeño de la muestra en estudio frente a sismos de cierta intensidad.

El diseño metodológico fue de tipo causal explicativo, ya que se compararon dos métodos. Como instrumentos y herramientas se emplearon investigaciones anteriores, el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) y los códigos FEMA 440 y 356. El sistema constructivo es dual (muros y pórticos de concreto armado) y el área total es de 1,092 m². Se modeló en base a las cargas de diseño, peso propio y la carga sísmica. Además, el autor utilizó un registro de distintas intensidades sísmicas para obtener el espectro de la norma sísmica peruana. Se evaluó el análisis estático y dinámico mediante el software ETABS y se analizaron las rótulas en cada elemento estructural. De esa manera se pudo reconocer los puntos débiles ante un gran sismo. El autor concluye que ambos métodos se encuentran dentro de un nivel de ocupación inmediato, esperándose un limitado o ningún daño estructural, con un desplazamiento en el octavo piso en el eje X de 2.85mm y 2.97mm, y en el eje Y de 3.46mm y 3.30mm.

Soto (2020) según su tesis *Comparación de los Métodos: Fema 154, Hirosawa y Demanda-Resistencia para analizar la vulnerabilidad sísmica en estructural de educación – Baños del Inca*, desarrollado en la Universidad Privada del Norte, tuvo como fin general comparar las metodologías de FEMA, Hirosawa y Demanda-Resistencia del colegio Andrés Avelino Cáceres, en la cual se determina cuál es el más conservador para una respectiva evaluación de vulnerabilidad.

La tesis pertenece a un diseño de tipo no experimental con un enfoque transversal y un nivel descriptivo. Como muestra se tomó un módulo de la

Institución. Esta tesis se apoyó en ensayos como el de esclerometría y mecánica de suelos, también se utilizaron como recursos: visitas al lugar de estudio para un diagnóstico previo, software de modelamiento y fichas censales. Para el método FEMA se obtuvo un puntaje de 4, lo cual tiene un correcto desempeño sísmico. Para el método de Hirosawa se obtuvo como resultados un $I_s=0.41$ y un $I_{so}=0.16$, lo que quiere decir que no hay peligro estructural. Y para el método demanda-resistencia, la estructura es vulnerable puesto que el refuerzo estructural que se tiene es insuficiente a lo que se demanda.

Se concluyó que la metodología más conservadora es la de demanda-resistencia, por lo que se contrasta la capacidad que resiste la estructura y la que se demanda.

2.2 Bases teóricas

2.2.1 Sismos

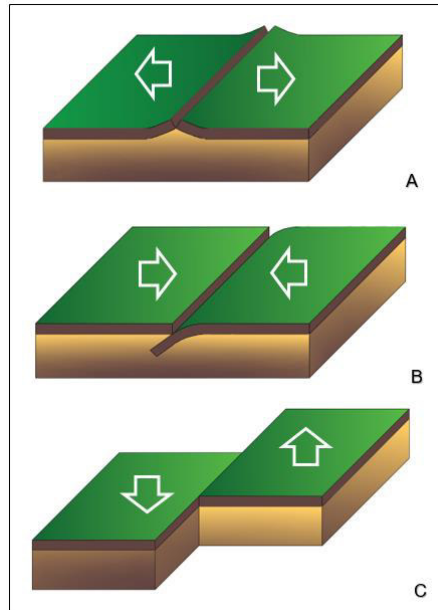
Se le denomina así a aquel movimiento de cierta intensidad cuyo origen se debe a que la energía que se acumula por un largo período de tiempo se libera, produciéndose las convergencias de las placas tectónicas. Esta energía se determina y registra a través de los sismógrafos, y su magnitud se representa por escalas. (Comisión Nacional de Emergencias – CNE, s.f)

Este fenómeno tiene mucha importancia debido a la repentina aparición o la rapidez en la que se presentan, además de los impactos que genera, como la pérdida de vidas, y la crisis en aspecto tanto económico como social que puede ocasionar si se presenta una magnitud e intensidad considerable. (Galván-Rodríguez, 2021)

Según el IGP (2020) como consecuencia de los movimientos que se generan al momento que se friccionan las placas, los sismos pueden clasificarse como:

Figura 4

Tipos de convergencia de placas



Elaboración: los autores

- a. Divergente, generalmente en estos tipos de sismos las placas tienden a separarse en dirección contraria. Además de presentar focos menores de 30 kilómetros, también presentan magnitudes de menor escala.
- b. Convergente, estos sismos son poco comunes y cuando ocurren tienden a presentar una magnitud de gran escala. En este límite se presentan focos menores a 70 kilómetros con una profundidad que varía de 71 a 700 kilómetros. Además, se libera alrededor del 75% del total de energía acumulada.
- c. Transformante, aquí la fricción de los sismos es de manera horizontal produciéndose un nivel de sacudimiento alto.

2.2.1.1 Magnitud

Según el IGP (2020), magnitud es aquella medición de la energía que es liberada, la cual se registra por medio de sensores sismológicos. A lo largo de los años, la primera vez que se pudo definir la magnitud fue por medio de Richter en 1935. Él lo definió como Magnitud local ML, donde se muestra gráficamente la escala en distintos tiempos de llegada, relacionándolos con la máxima amplitud y las distancias del epicentro en un sismograma.

A finales de los 70 se propuso un nuevo tipo de escala el cual es llamado Magnitud Momento Mw, este consiste básicamente en medir los sismos utilizando registros digitales, este es aplicable a sismos que presenten un tamaño cualquiera.

2.2.1.2 Intensidad

Se le denomina así a aquella escala que define el nivel de daño de un sismo, considerando el daño de las edificaciones en un determinado espacio o área. La más empleada es la Escala de Mercalli Modificada (MM), en donde la intensidad es presentada por números romanos, tal como muestra la Tabla 4. (IGP, 2020)

Tabla 4

Escalas de Intensidad MM

I	Casi nadie lo ha sentido
II	Muy pocas personas lo han sentido
III	Temblores notados por mucha gente
IV	Se ha notado en el interior de los edificios por muchas personas.
V	Sentido por casi todos; mucha gente despierta y se observan los postes y árboles oscilando.
VI	Los muebles se mueven y se producen pequeños daños.
VII	Las edificaciones deficientes estructuralmente quedan muy dañadas.
VIII	Se dañan las edificaciones bien diseñadas y las demás colapsan.
IX	Las grietas se aprecian en el suelo y todos los edificios se dañan. Existe desplazamiento de muchos cimientos.
X	Suelo muy agrietado, muchas construcciones destruidas.
XI	Colapso de casi todas las construcciones, puentes y grietas muy amplias en el suelo.
XII	Destrucción total. Se ven ondulaciones sobre la superficie del suelo.

Fuente: IGP (2020)

2.2.1.3 Sismicidad en el Perú

Según Tavera, citado por El Comercio (2022), mundialmente nuestra nación es uno de los que poseen mayor sismicidad por motivo de situarse y estar incluido en el llamado Cinturón de Fuego del Pacífico. En esta situación, se produce fricción entre las placas de Nazca y Sudamericana, ocasionando sismos de gran magnitud. Asimismo, es importante mencionar que ambas placas características tanto físicas como dinámicas muy distintas.

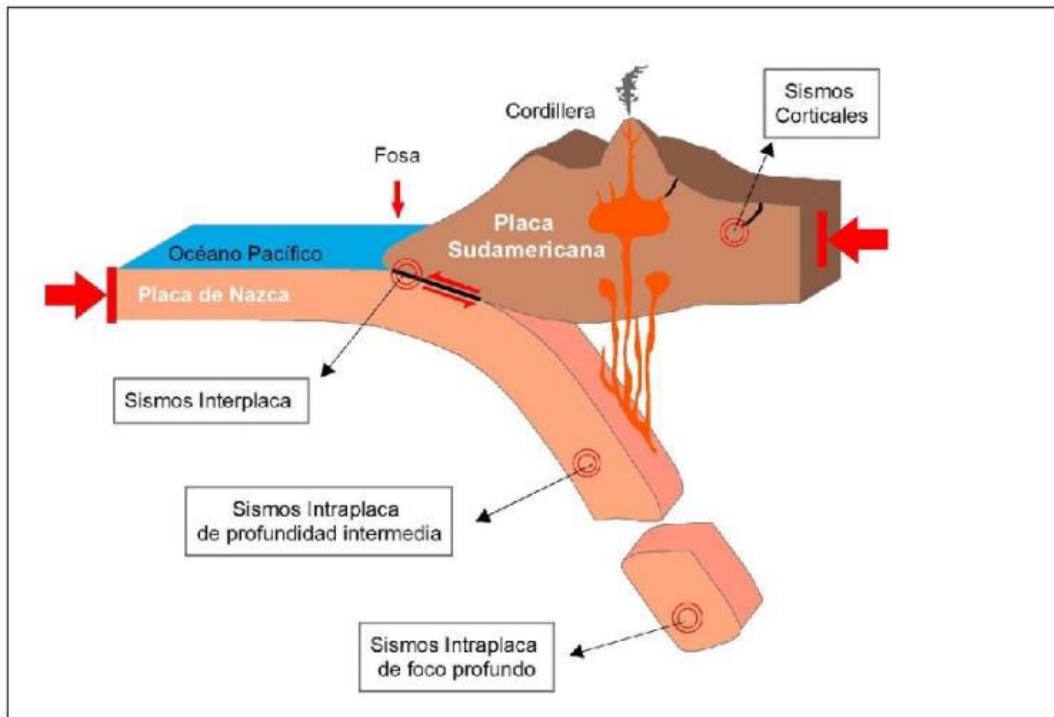
Estos sismos son liberados violentamente por la gran cantidad de energía. La Tierra está liberando alrededor del 80% de esa energía a través de sismos y erupciones volcánicas. El cual, el 15% se desatan en las áreas andinas anualmente. (Instituto Geológico Minero y Metalúrgico, 2018)

Por otro lado, los movimientos sísmicos presentados en Perú provienen de distintos orígenes, pudiendo agruparlos de la siguiente manera:

- a. Sismos Intraplaca: Estos se originan en el interior de la placa de Nazca mediante el proceso denominado subducción. Cabe recalcar que este tipo de sismo puede llegar a alcanzar una magnitud de 8 abarcando distancias considerables y, como consecuencia, la licuación de los suelos. Las profundidades que abarcan pueden ser de nivel intermedio y muy profundos, presentando profundidades de 61 a 300 kilómetros y mayor a 500 kilómetros respectivamente. (IGP, 2020)
- b. Sismos interplaca: A lo largo de los años, este tipo de fuente u origen ha generado los sismos con mayor magnitud en comparación a los demás, poniendo como ejemplo al de Lima de 1746, Arequipa de 1868 y 2001 e Ica del 2007. Todas ellas con una magnitud mayor o igual a 8. (IGP, 2020)
- c. Sismos corticales: Se originan en las fallas geológicas que se encuentran a lo largo de la Cordillera de los Andes, soportando las deformaciones. (IGP, 2020)

Figura 5

Tipos de sismos ocurridos entre las placas Nazca y Sudamericana

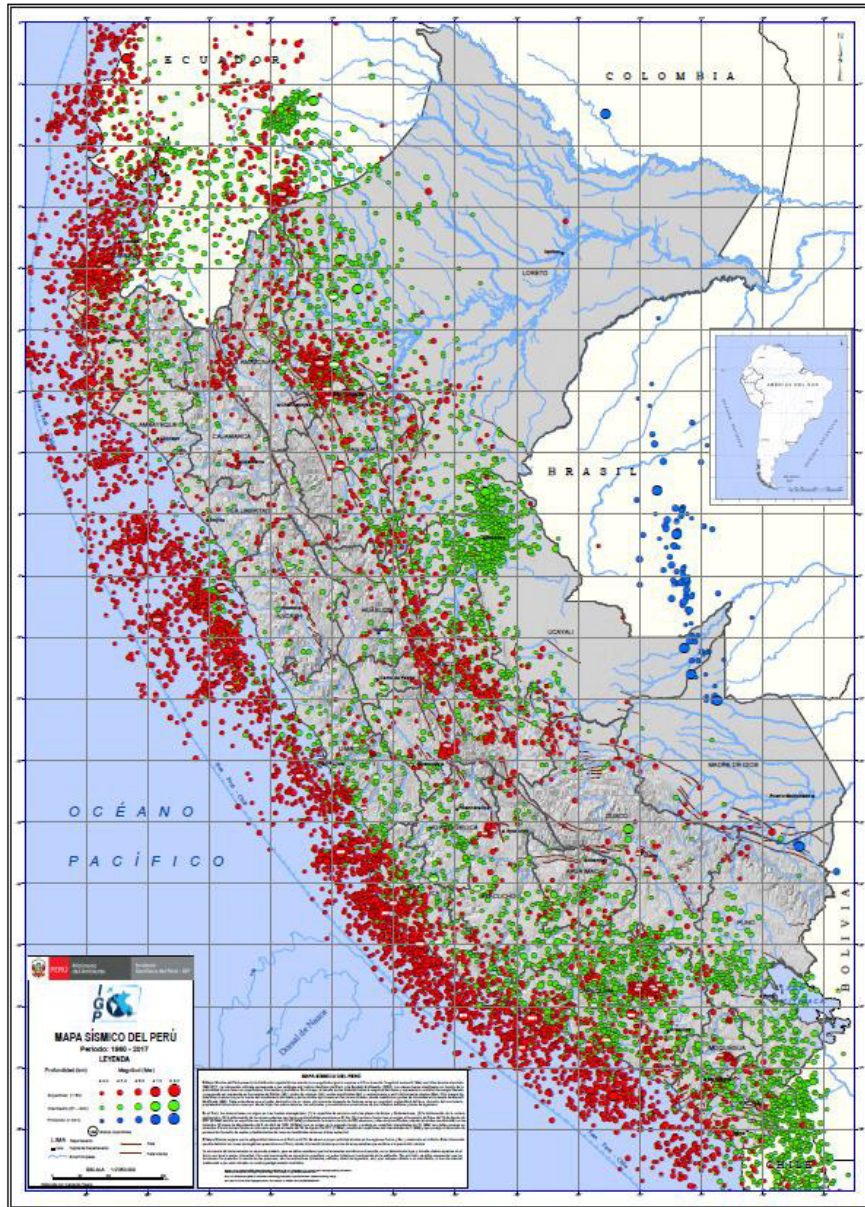


Fuente: IGP (2020)

Para Tavera, et al. (2022) los seísmos originados en la corteza superficial son de poca ocurrencia, sin embargo, cuando aparecen generan daños graves como la de Alto Mayo, departamento de San Martín, en donde se presentaron dos sismos (1990 y 1991) ambas de magnitud 6. La figura 6 muestra la magnitud representada por el tamaño de los círculos y la profundidad mediante el color de estos. Además, a través de la distribución de los focos no hay una sola área urbana que no haya sufrido un sismo de variada intensidad.

Figura 6

Mapa de riesgo sísmico del Perú entre los años 1960 – 2021



Fuente: IGP (2021)

Conforme se detalla en el RNE- Norma E.030 (2020), el Perú se encuentra dividido en cuatro zonas, se particulariza de esa manera debido a los sismos ocurridos y observados junto con sus características geológicas y sus movimientos telúricos.

Figura 7

Zonas sísmicas peruanas



Fuente: Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (2020)

Tal como se mostró en la Figura 7, a cada una de estas zonas se les dispone un factor denominado “Z”, expresándose como una división de la aceleración y gravedad, explicándose como el aumento de velocidad horizontal máxima en suelo rígido con posibilidades de 10% a que sea mayor dentro de un periodo de 50 años.

Tabla 5

Factores de zona sísmica

Zona	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Fuente: SENCICO (2020)

2.2.1.4 Sismicidad en Lima

Según Tavera H., como se citó en El Peruano (2021), Lima está expuesto a un sismo de magnitud considerable debido al llamado “silencio sísmico” desde que ocurrió el terremoto de 1746, en donde aproximadamente el 10% de personas sufrieron perdidas mortales. Actualmente es la provincia que más energía a acumulado y se espera un sismo mayor a 8.

En la siguiente figura se muestra qué tanta deformación se está acumulando a lo largo de la costa del Perú, en donde se aprecia que la provincia limeña es la que tiene mayor alcance.

Figura 8

Mapa de acoplamiento sísmico en el Perú



Fuente: IGP (2021)

Según la Gerencia de Gestión de Riesgo y Desastres - GGRD (2021) se han presentado 43 sismos de gran intensidad y magnitud en la capital hasta el año 2021, presentándose de esta manera las denominadas Lagunas Sísmicas. Esto debido a que ya ha pasado un largo periodo de años desde los sismos más catastróficos como los de 1586, 1655, 1687 y 1746.

Figura 9

Sismo de 1746 de Lima y Callao



Fuente: IGP Nota Informativa (2020)

Asimismo, los ciudadanos de otras provincias del Perú han migrado a Lima desde los años 80 y por la ausencia de una buena planificación urbana, se han instalado en la zona Histórica de Lima (Cercado de Lima) cuyas viviendas antiguas son altamente vulnerables. Adicional a ello, estas edificaciones son en su mayoría producto de la autoconstrucción y no presentan seguimiento a las normativas antisísmicas como la Norma E.030.

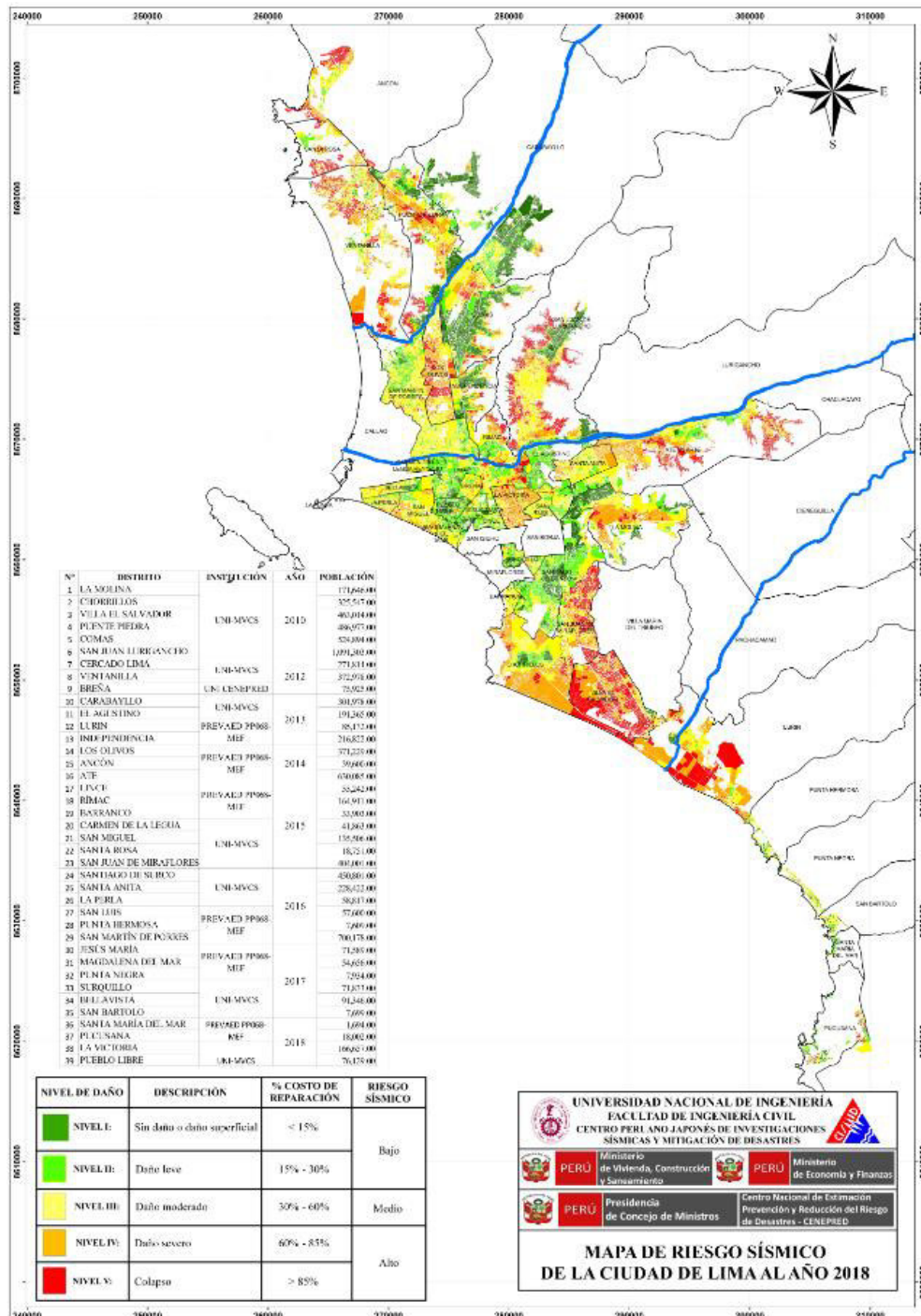
Siguiendo a GGRD, el escenario más riesgoso para Lima Metropolitana afectará gran parte de toda la zona, destacándose una profundidad de 35 a 7 kilómetros, una intensidad que sobrepasa a VIII y produciéndose un gran terremoto de 8.8. Mw.

Alrededor del 15% de las edificaciones y/o viviendas del total de los distritos (35) ubicadas en Lima y Callao están situadas en un peligro sísmico de nivel V, ocasionando un probable colapso, siendo los más vulnerables los distritos de San Juan de Lurigancho, Ate, Villa El Salvador, San Juan de

Miraflores, Los Olivos y Puente Piedra. (Centro Nacional de Estimación, Prevención y Reducción del Riesgo de Desastres - CENEPRED, 2019)

Figura 10

Mapa de riesgo sísmico de la ciudad de Lima al año 2018



Fuente: Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres – CISMID (2018)

2.2.2 Sismicidad en estructuras

Según Vizconde (2004), se le nombra así al nivel de daño o deterioro el cual afecta a las estructuras frente a algún sismo de ciertas peculiaridades, estas pueden conceptuarse en más/menos vulnerables. Una edificación puede ser vulnerable, pero esto no quiere decir que conlleve riesgos, a no ser que esté centrado en una ubicación de peligrosa sismicidad.

La vulnerabilidad en las edificaciones depende mucho del terreno o suelo en el que se ha construido, además de las propias características de la estructura como la cimentación, deficiente mano de obra o por motivo de un inadecuado mantenimiento. (Feilden, 1991)

Adicionalmente, en el estudio de vulnerabilidad se evalúan diversos aspectos físicos espaciales, tales como la ubicación de la edificación, su diseño, proceso constructivo, etc; y aspectos socio demográficos. (INDECI, 2011)

La vulnerabilidad sísmica se puede clasificar en tres clases: vulnerabilidad estructural, no estructural y funcional.

2.2.2.1 Vulnerabilidad estructural

La vulnerabilidad estructural se relaciona con el deterioro en la que se están sujetos las estructuras como losas, vigas, muros, columnas y cimientos ante un sismo. Asimismo, esta corresponde a la debilidad originada por un inadecuado proceso constructivo y el deterioro progresivo por el uso. (Aguilar, 2016).

Para su evaluación, la susceptibilidad tiene que facilitar el identificar y caracterizar los elementos que sufren un riesgo desfavorable en un área geográfica determinada y efectos negativos. La susceptibilidad física está relacionada con las cualidades de los materiales utilizados y el tipo de cimiento de la casa o edificio para adaptarse a los efectos del peligro. (INDECI, 2006)

En cuanto a la cualidades y tipología del material, se asegura a través de la ejecución de un levantamiento de suelos, después se ejecuta la planificación del proyecto, además de considerar el trabajo calificado para realizar trabajos como: la elección de buenos materiales utilizados en una obra como ladrillo, bloque de cemento, hormigón, hierro, etc. (INDECI, 2006).

La susceptibilidad al daño es una característica natural de una estructura, el comportamiento normal a pesar de las acciones amenazantes, expresado por la ley de evidencia de impacto, que es la causa de un terremoto, y el daño es la causa del daño. Una edificación consigue tener vulnerabilidad, pero eso no quiere decir que se encuentre en peligro a menos que esté en un área definida con riesgo de terremoto. (Giraldo & Méndez, 2006).

El tiempo y el alcance de las investigaciones de daños sísmicos deben distinguirse de los tipos de daños investigados, según el nivel de alerta. El daño depende de la actividad sísmica, los rasgos ambientales locales y la extensión del sistema sísmico para evaluar la incertidumbre sísmica que es relevante y apropiada para el proyecto exacto; el daño causado por el terremoto. (Rodríguez, 2019)

2.2.2.2 Vulnerabilidad no estructural

El principal fin de un estudio de este tipo es determinar la susceptibilidad de deterioro que pueden presentarse en elementos no estructurales como equipos, mobiliarios, elementos de arquitectura (paredes divisoras, ventanas, etc.) y las instalaciones o servicios básicos (electricidad, telecomunicación, etc.) (Organización Panamericana de la Salud, 2000)

2.2.2.3 Vulnerabilidad funcional

Según Safina (2003), particularmente las edificaciones esenciales, como los colegios, presentan un aumento de solicitud en cuanto a los servicios, mientras que la capacidad de atender esta necesidad haya disminuido debido al daño provocado por ese fenómeno, generando así un escenario crítico el cual sobresale por un aumento violento del riesgo vinculado que puede llegar a definirse como un colapso funcional.

2.2.3 Ensayo de esclerometría

La NTP 339.181:2020, que trata del presente ensayo, es aplicable si se va a analizar las características que se mantienen del concreto in situ, es decir, si el concreto es uniforme. Este ensayo es utilizado para considerar la resistencia del concreto y se establece una relación entre el esfuerzo y la cantidad de rebotes obtenidos, la cual está establecida previamente por los fabricantes de los

instrumentos. Los instrumentos necesarios para la realización del presente son: (Instituto Nacional de Calidad, 2020)

- Martillo de rebote
- Piedra abrasiva
- Yunque de ensayo

2.2.4 Metodologías de evaluación sísmica

2.2.4.1 Métodos cualitativos

Lo primordial de este tipo de metodologías es acelerar la evaluación haciendo de esta un análisis sencillo en cuanto a las condiciones estructurales para confirmar la seguridad de la edificación en estudio. De esta manera, se evalúan ciertos parámetros dependiendo del sistema estructural y se le da una cierta clasificación. Estos parámetros tienen que ver con la configuración en planta, arquitectura, edad de la estructura, geometría y parámetros de suelo. (Reque & Ríos, 2019)

Método NAVFAC

Según Matzamura, Nicoletti y Freeman (1988), citado por Chavarría y Gómez (2001) este método consiste en la evaluación de un coeficiente o factor, el cual mide los daños que un movimiento sísmico ocasiona en una estructura. Se puede aplicar a cualquier tipo de sistema estructural. Para su aplicación se deben determinar ciertos factores: la cortante basal, el desplazamiento al tope y el periodo fundamental.

Lo primero que se realiza es recopilar toda la información necesaria y realizar una inspección visual en campo. Después se estima el posible daño comparándolo con la capacidad, ésta determinada por los factores anteriormente mencionados. Los resultados se representan a través de un gráfico capacidad versus demanda; y el coeficiente de daño se determina a través de la expresión:

$$I = \frac{D}{C} * 100$$

Donde:

I: Coeficiente de daño.

D/C: Relación demanda y capacidad.

Método de la AIS

De acuerdo con la Asociación Colombiana de Ingeniería Antisísmica (AIS), la metodología propuesta para viviendas de mampostería consiste en evaluar dos aspectos: geométricos y constructivos. Con respecto al primero, son distintos criterios los evaluados como la irregularidad en planta, en altura y la cantidad de muros en ambas direcciones XX y YY.

En cuanto a los aspectos constructivos, los criterios que se evalúan son la calidad de las juntas entre los ladrillos, la disposición de las unidades de mampostería (agrietamiento o mala colocación) y la calidad de los mismos materiales (aspecto físico, exposición de aceros y calidad en general).

Para su respectiva calificación, la AIS propone tres niveles, los cuales son vulnerabilidad baja, media y alta representándose cada uno de ellos por los colores verde, naranja y rojo respectivamente.

Método del ISTC

Es aplicable a grupos de edificaciones de mampostería o albañilería con características similares, principalmente en edificaciones de 2 o 3 niveles de albañilería no reforzada. Este método desarrollado por el Instituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni (ISTC) y la Università degli Studi di Padova consiste en determinar dos índices I_1 y I_2 . El I_1 evalúa la máxima falla por corte en muros que puede presentar la estructura. Se determinan para las dos direcciones, tomando como valor final el menor. (Chavarría & Gómez, 2001)

El I_2 evalúa la falla por resistencia en dirección ortogonal al muro. Como resultado final, se comparan estos dos índices con los valores de una evaluación del porcentaje de la aceleración que facilita el sismo en relación a la aceleración de la gravedad.

Método de Hirosawa

En Japón, cuando se evalúa la seguridad en cuanto a sismos para las edificaciones de concreto reforzado, el Ministerio de Construcción utiliza el método planteado por Masaya Hirosawa. Se plantean tres pasos a evaluar en este

proceso, que van desde un análisis simple a uno más detallado. Se analiza cada nivel de la estructura en sus principales ejes. (OPS, 2000)

Con respecto al primer nivel del método, se analizan los elementos estructurales de la edificación, considerando morfología, geometría y el desgaste por el tiempo, esto para obtener un diagnóstico del estado actual del peligro sísmico, teniendo en cuenta edificaciones de albañilería y concreto armado.

En el segundo nivel del método, consiste en suponer un comportamiento en específico de la estructuración, de esa manera aproximar la resistencia última, esto a causa de que la losa aligerada se comporte como un diafragma rígido. Así, los componentes más débiles colapsarán en primer lugar y luego los más rígidos, cuando se alcance la máxima capacidad resistente que se ha aproximado.

En el tercer nivel del método, se incluyen los principios del primer y segundo nivel, se considera un mecanismo de colapso real en la estructura. (OPS, 2000)

La vulnerabilidad estructural considera que:

- Si: Índice de resistencia sísmica (I_s) $>$ o $=$ Índice de resistencia demandada (I_{so}); es aceptable decir que la edificación se comporta de manera segura ante una sismicidad.
- Si: Índice de resistencia sísmica $<$ Índice de resistencia demandada; supone que la estructura se comporta de manera insegura frente a un sismo de determinada magnitud.

I. Índice de vulnerabilidad sísmica (I_s)

Se determino el I_s mediante el método de Hirosawa a traves de la siguiente fórmula general:

$$I_s = E_o \times SD \times T$$

Donde:

E_o : Índice de comportamiento estructural.

SD : Índice de configuración estructural.

T : Índice de deterioro de la edificación.

Fuente: OPS (2000)

A. Cálculo del Índice sísmico de comportamiento estructural (E_o)

Se refiere a los índices de resistencia y ductilidad (C y F, respectivamente) los cuales condicionan la conducta estructural de alguna propiedad si existe algún sismo. (OPS, 2000).

Para poder calcular el E_o se tuvo que seguir la siguiente fórmula:

$$E_o = \frac{(n_p + 1)}{(n_p + i)} \times [\alpha_1 \times (C_{mar} + C_{sc} + C_a + C_{ma}) + \alpha_2 \times C_w + \alpha_3 \times C_c] \times F$$

Donde:

N_p : Nivel de pisos.

α_x : coeficiente α .

C_{mar} : Índice de resistencia dada por los muros de albañilería de relleno.

C_{sc} : Índice de resistencia dada por las columnas cortas de concreto armado.

C_a : Índice de resistencia dada por los muros de albañilería no reforzada o parcialmente confinada.

C_{ma} : Índice de resistencia dada por los muros de albañilería confinada.

C_w : Índice de resistencia dada por los muros de concreto armado.

C_c : Índice de resistencia dada por las columnas no cortas de concreto armado.

F : Índice de ductilidad vinculado a elementos verticales.

Fuente: OPS (2000)

1. Cálculo del Índice de resistencia proporcionada por los muros de albañilería confinada (C_{ma}):

Es aquel índice que forma parte de la fórmula general para determinar el coeficiente que los muros de albañilería resisten. Se especifica la determinación de este índice con la fórmula que se muestra.

$$C_{ma} = \frac{0.6 \times (0.45 \times \tau_o + 0.25 \times \sigma_o) \times \sum A_{ma}}{\sum_{j=i}^{n_p} W_j}$$

Donde:

W_j : Peso total de la edificación por nivel en kg.

τ_o : Resistencia básica a la cortante de la albañilería.

σ_o : Tensión ocasionada por el esfuerzo axial de las cargas verticales.

$\sum A_{ma}$: Sumatoria de las áreas de los muros en la dirección correspondiente.

Fuente: OPS (2000)

2. Cálculo del índice de resistencia proporcionada por las columnas no cortas de concreto armado (C_c):

Para calcular el mencionado índice, se tomó en cuenta la fórmula que se presenta a continuación; también se calcularán los factores A_{c1} y/o A_{c2} , teniendo como objeto a las columnas.

$$C_c = \frac{f'_c}{200} \times \frac{10 \times \sum A_{c1} + 7 \times \sum A_{c2}}{\sum_{j=i}^{np} W_j}$$

Donde:

f'_c : Resistencia a la compresión del concreto en kg/cm².

W_j : Peso total de la edificación por nivel en kg.

- A_{c1} : Este factor representa la sumatoria de las secciones transversales de las columnas, donde la relación de la altura (h) y el ancho (D) es menor a 6.
- A_{c2} : Este factor significa la sumatoria de las secciones transversales de las columnas, donde la relación de la altura (h) y el ancho (D) es mayor a 6.

Fuente: OPS (2000)

3. Cálculo del Índice de Ductilidad (F):

Adaptado al método de Hirosawa, se tiene la siguiente tabla que proporciona este índice.

Tabla 6

Condiciones para F

F	0.8	El C_{mar} , C_a y C_{sc} son diferentes a cero.
F	1	El C_{mar} , C_a y C_{sc} son iguales a cero.

Fuente: OPS (2000)

4. Cálculo del coeficiente alfa α :

A través de las tablas que forman parte del método de Hirosawa, se determina el coeficiente alfa. Por lo que se puede determinar el coeficiente α_3 igual a 1 debido a que las columnas son las que trabajan.

Tabla 7Condiciones del coeficiente alfa (α)

Tipo	α_1	α_2	α_3	Modo de falla
A	1	0.7	0.5	Columnas cortas y muros portantes controlan la falla
B	0	1	0.7	Muro de concreto armado controla la falla
C	0	0	1	Columnas de concreto armado controlan la falla

Fuente: OPS (2000)

B. Cálculo del Índice sísmico de configuración estructural (SD)

El empleo del método de Hirosawa conlleva a calcular el SD a través de la tabla 8 adaptada, en la cual se evalúan la regularidad, la relación largo-ancho de la planta en sí, contracción de la planta, la razón de área entre el atrio y la planta total, la excentricidad del atrio, disposición de subterráneos, espesor de junta de dilatación y la paridad de la altura de cada piso.

$$S_D = \prod_{i=1}^{1=8} q_i$$

Donde

 $q_i = \{1.0 - (1 - G_i) \times R_i\}$ para $i = 1; 2; 3; 4; 5; 7$ y 8
 $q_i = \{1.2 - (1 - G_i) \times R_i\}$ para $i = 6$

Fuente: OPS (2000)

Tabla 8

Condiciones para SD

Ítem	Gi			Ri
	1	0.9	0.8	
Regularidad	Regular (a1)	Mediano (a2)	Irregular (a3)	1
Relación largo - ancho	$B \leq 5$	$5 < B \leq 8$	$B > 8$	0.5
Contracción de planta	$0.8 \leq C$	$0.5 \leq C \leq 0.8$	$C < 0.5$	0.5
Atrio o patio interior	$R_{ap} = 0.1$	$0.1 < R_{ap} \leq 0.3$	$0.3 < R_{ap}$	0.5
Excentricidad de atrio o patio interior	$f1 = 0.4$ $f2 = 0.1$	$f1 \leq 0.4$ $0.1 < f2 \leq 0.3$	$0.4 < f1$ $0.3 < f2$	0.25
Subterráneo	$1 \leq R_{as}$	$0.5 \leq R_{as} < 1.0$	$R_{as} < 0.5$	1
Junta de dilatación	$0.01 \leq s$	$0.005 \leq s < 0.01$	$s < 0.005$	0.5
Uniformidad de altura de piso	$0.8 \leq R_h$	$0.7 \leq R_h < 0.8$	$R_h < 0.7$	0.5

Donde:

Gi y Ri: valores recomendados por Hirosawa.

a1: la edificación tiene una dimensión de planta simétrica y las salientes son $\leq 10\%$ (estas se consideran si $l/b \geq 0.5$)a2: la edificación tiene una dimensión de planta irregular, las salientes son $\leq 30\%$.

a3: la edificación tiene una dimensión de planta más irregular que la anterior.

 R_{ap} : patio interior.

f1: relación entre la medida desde el centro de la planta al centro del atrio hacia la menor distancia de la planta.

f₂: relación entre la medida desde el centro de la planta al centro del atrio hacia la mayor distancia de la planta.

R_{as}: relación entre el área promediada de la planta de los subterráneos y el de la planta total.

s: espesor de la junta sísmica entre la altura del nivel de suelo.

R_h: relación entre la altura del piso superior al que se está analizando y el mismo.

Fuente: OPS (2000)

C. Cálculo del Índice de deterioro de la edificación (T)

Este índice conlleva a observar la instalación con el objeto de realizar un mapeo de fallas y presenciar a simple vista las condiciones de deterioro de la edificación en cada nivel. Para seguir con el método en aplicación, se utilizaron y analizaron los siguientes cuadros, en el cual se debe especificar si existe algún tipo de agrietamiento o deformación en la edificación en general.

Tabla 9

Condiciones para T1

Deformación permanente (T1)	
Características	T1
El edificio presenta inclinación debido a asentamiento diferencial	0.7
El edificio está construido sobre relleno artificial	0.9
El edificio ha sido reparado debido a deformaciones presentadas anteriormente	0.9
Tiene visibles deformaciones de vigas o columnas	0.9
No presenta signos de deformación	1

Fuente: OPS (2000)

Tabla 10

Condiciones para T2

Grietas en muros o columnas debido a corrosión del acero de refuerzo (T2)	
Características	T2
Presenta filtración con corrosión visible	0.8
Presenta grietas inclinadas visibles en columnas	0.9
Presenta grietas visibles en muros	0.9
Presenta filtraciones, pero sin corrosión de armaduras	0.9
Nada de lo anterior	1

Fuente: OPS (2000)

Tabla 11

Condiciones para T3

Incendio (T3)	
Características	T3
Ha experimentado incendio, pero no fue reparado	0.7
Ha experimentado incendio y fue adecuadamente reparado	0.8
No ha experimentado incendio	1

Fuente: OPS (2000)

Tabla 12

Condiciones para T4

Uso del cuerpo o bloque (T4)	
Características	T3
Almacena sustancias químicas	0.8
No contiene sustancias químicas	1

Fuente: OPS (2000)

Tabla 13

Condiciones para T5

Tipo de daño estructural (T5)	
Características	T3
Presenta daño estructural grave	0.8
Presenta daño estructural fuerte	0.9
Presenta daño estructural ligero o no estructural	1

Fuente: OPS (2000)

II. Índice de Juicio Estructural (I_{so})

Para calcular el presente índice lo primero en calcular son las aceleraciones espectrales, según norma sísmica Japonesa y norma sísmica Peruana. Luego de ese cálculo se procedió a determinar el I_{so} para Japón y Perú, ambos basados en el método de Hirose.

A. Aceleración espectral (S_a)

1. Según norma Japonesa:

En el código japonés existe una fórmula para calcular el S_a, la cual se presenta a continuación:

$$S_a = Z \times R_t \times A_i \times C_o \times g$$

Donde:

Z: zonificación según código japonés.

R_t: coeficiente espectral de diseño.A_i: factor de distribución de corte lateral.C_o: factor de cortante estándar.

g: aceleración de la gravedad.

Fuente: OPS (2000)

2. Según norma Peruana E-030:

En el artículo 29 de la norma E-030 del Reglamento Nacional de Edificaciones, se dice que para cada dirección se utiliza un espectro inelástico de pseudoaceleración definido por:

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

Donde:

Z: factor de zonificación según la norma E.030.

U: factor de uso.

C: factor de amplificación según norma E.030.

S: factor de amplificación de suelo.

R: coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas.

g: aceleración de la gravedad.

Fuente: SENCICO (2020)

B. Juicio Estructural (Iso)

Ya calculado la aceleración espectral, se procede a calcular el Iso sabiendo la fórmula general basada en Hirosawa.

1. Iso para Japón basado en Hirosawa:

$$Iso = E_{SO} \times Z \times G \times U$$

Donde:

Eso: índice de resistencia básica.

Z: zonificación según código japonés.

G: factor topográfico.

U: factor de uso según código japonés.

Fuente: OPS (2000)

2. Iso para Perú basado en Hirosawa:

Siguiendo la fórmula general de Hirosawa pero haciendo uso de la norma peruana:

$$Iso = E_{SO} \times Z \times G \times U$$

Donde:

ESO: índice de resistencia básica.

Z: factor de zona según norma E.030.

G: factor topográfico.

U: factor de uso según norma peruana.

Método de Benedetti y Petrini

Según Aguiar (s.f.), citado por Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (s.f.), el método del Índice de Vulnerabilidad o Benedetti y Petrini son comúnmente utilizados en Italia desde el año 1982, y sirven para evaluar la vulnerabilidad sísmica de edificios de concreto armado y de mampostería. Este método se basa en un levantamiento de información por medio de un formulario donde se identifican parámetros establecidos inicialmente como parte del control de daños potenciales en una edificación.

El formulario para el levantamiento de información se divide en dos niveles, del cual, el primer nivel identifica las características generales como su ubicación, uso, dimensiones, tipo de estructura, etc; mientras que en el segundo nivel se emplean datos del primer nivel y parámetros técnicos para el desarrollo del cálculo del índice de vulnerabilidad. (Aguiar, s.f.)

- Parámetros de Benedetti y Petrini (1982), citado por Mesta (2014):

a) Parámetro 1: Tipo y organización del sistema resistente

Se debe tomar en cuenta lo estipulado en la norma de diseño del Reglamento Nacional de Edificaciones (R.N.E.) debido a que se evalúan los aspectos característicos del sistema; se toma en cuenta también si se hizo presencia de un asesor experto en el proceso constructivo.

Mampostería:

- A. Edificaciones de albañilería que cumplan con la NTE E.070.
- B. Edificaciones que no cumplen con al menos un requisito de la NTE E.070.
- C. Edificaciones que presentan vigas y columnas que confinan solo parcialmente los muros portantes debido a deficiencias en el proceso constructivo.
- D. Edificaciones sin vigas ni columnas de confinamiento o autoconstrucción sin ningún tipo de orientación técnica. Paredes ortogonales deficientemente conectadas.

Concreto armado:

- A. Año de construcción mayor a 1997 y asesoría técnica.
- B. Año de construcción menor a 1997 y asesoría técnica
- C. Sin asesoría técnica

b) Parámetro 2: Calidad del sistema resistente

Para las edificaciones se analiza y evalúa la calidad del sistema en general como los materiales empleados en la ejecución y la mano de obra adecuada. Estos se evalúan en base a los datos recopilados o información cualitativa.

Mampostería:

- A. El sistema resistente del edificio presenta las siguientes tres características:
 - Ladrillo de buena calidad y resistencia con piezas homogéneas y de dimensiones constantes por toda la extensión del muro.
 - Ladrillo de buena calidad y resistencia con piezas homogéneas y de dimensiones constantes por toda la extensión del muro.
 - Mortero de buena calidad con espesor de 10 – 15mm.
- B. El sistema resistente del edificio no presenta una de las características de la clase A.
- C. El sistema resistente del edificio no presenta dos de las características de la clase A.
- D. El sistema resistente del edificio no presenta ninguna de las características de la clase A.

Concreto armado:

- A. Año de construcción mayor a 1997, buenos materiales y procesos constructivos.

B. Año de construcción menor a 1997, buenos materiales y procesos constructivos.

C. Materiales y procesos constructivos deficientes.

c) Parámetro 3: Resistencia convencional

Se analiza que tan confiable es la resistencia que tiene la edificación frente a cargas sísmicas horizontales, para lo cual se realizan los siguientes cálculos para determinar la demanda de ductilidad (DD) y el valor del coeficiente “a_n” para edificaciones de concreto armado.

➤ Fuerza cortante en la estructura (ton):

$$V_r = \text{mín}(A_x; A_y) * \tau$$

Donde:

A_x, A_y: áreas de las secciones transversales de los elementos estructurales que soportan la carga (m²).

τ: Resistencia a la cortante de los elementos estructurales que soportan la carga (ton/m²).

➤ Peso de la edificación (ton):

$$W = N * (Am_x + Am_y) * H * P_m + N * C_{x,y} * H * P_{co} + M * P_s * A_t + A_c * P_c$$

Donde:

N: número de pisos

Am_x, Am_y: áreas de las secciones de los muros que soportan la carga (m²).

H: altura media de los pisos (m).

P_m: Peso específico de la mampostería (ton/m³).

C_{x,y}: sección de las columnas que soportan la carga (m²)

P_{co}: Peso específico del concreto (ton/m³)

M: número de diafragmas horizontales

Ps: Peso por unidad del diafragma horizontal (ton/m2)

At: área total en planta (m2)

Ac: área total techo cobertor (m2)

PC: peso del cobertor por área (ton/m2)

➤ Coeficiente sísmico resistente:

$$CSR = \frac{V_r}{W}$$

Donde:

Vr: Fuerza cortante en la estructura (ton)

W: peso de la edificación (ton)

➤ Coeficiente sísmico exigido:

$$CSE = \frac{ZUCS}{R}$$

Donde:

Z: factor de zona

U: factor de uso

C: factor de amplificación sísmica

S: factor de amplificación de suelo

R: coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas

Cálculo de la demanda de ductilidad (DD) en edificaciones de mampostería:

$$DD = \frac{CSE}{CSR}$$

A. $DD < 0.50$

B. $0.50 \leq D < 1.00$

C. $1.00 \leq D < 1.50$

D. $1.50 \leq D$

Cálculo del coeficiente de relación “ a_h ” en edificaciones de concreto armado:

$$a_h = \frac{CSR}{CSE}$$

A. $a_h \geq 1.2$

B. $0.60 \leq a_h < 1.2$

C. $a_h < 0.60$

d) Parámetro 4: Posición del edificio y cimentación

En este parámetro se toman en cuenta los datos en cuanto a la pendiente de la zona o del terreno, la presencia de sales y humedad y el tipo de suelo en donde se asienta la edificación.

Mampostería:

- A. Edificación cimentada sobre suelo rígido y según la NTE E.070, sin presencia de sales y/o humedad.
- B. Edificación cimentada sobre suelo intermedio y flexible, según la NTE E.070, sin presencia de sales y/o humedad.
- C. Edificación cimentada sobre suelo intermedio y flexible, según la NTE E.070, con presencia de sales y/o humedad.
- D. Edificación cimentada sin proyecto aprobado ni asesoría técnica. Presencia de sales y/o humedad. Estado de conservación deteriorado.

Concreto armado:

- A. Edificación cimentada sobre suelo rígido, intermedio o flexible, según la NTE E.030. Sin presencia de sales y/o humedad.
- B. Edificación cimentada sobre suelo rígido, intermedio o flexible, según la NTE E.030. Con presencia de sales y/o humedad.
- C. Edificación cimentada sin proyecto aprobado ni asesoría técnica. Con presencia de sales y/o humedad.

e) Parámetro 5: Diafragmas horizontales

Se evalúa de acuerdo a la información en cuanto al diafragma horizontal y el desnivel que puede presentar y el tipo de conexión. Cabe recalcar que la ausencia de las conexiones del diafragma con la estructura vertical podría generar una falta de estabilidad, debilitando la capacidad de absorber las cargas sísmicas causando un posible colapso en toda la edificación.

Mampostería:

- A. Edificación con diafragma compuesto de una losa maciza o aligerada, que satisfacen las siguientes condiciones:
- Ausencia a planos a desnivel.
 - Deformación del diafragma despreciable (ideal del concreto armado).
 - Conexión eficaz entre diafragma y muro (presencia de vigas).
- B. Edificación que no cumple con una de las condiciones de la clase A.
- C. Edificación que no cumple con dos de las condiciones de la clase A.
- D. Edificación que no cumple con ninguna de las condiciones de la clase A.

Concreto armado:

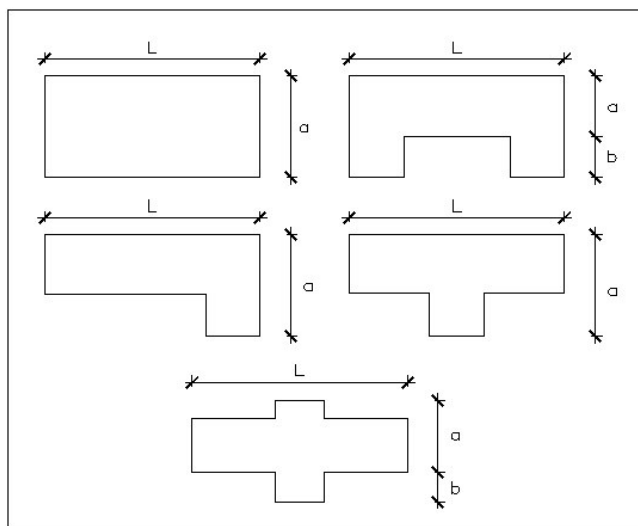
- A. Edificación con diafragma compuesto de una losa maciza o aligerada, que satisfacen las siguientes condiciones:
- Ausencia a planos a desnivel.
 - Deformación del diafragma despreciable (ideal del concreto armado).
 - Conexión eficaz entre diafragma y columna/muro (presencia de vigas).
- B. Edificación que no cumple con una de las condiciones de la clase A.
- C. Edificación que no cumple con dos de las condiciones de la clase A.

f) Parámetro 6: Configuración en planta

El parámetro de configuración en planta se define mediante la relación $\beta_1 = \frac{a}{L}$ y $\beta_2 = \frac{b}{L}$. Es importante definirlo debido a que el comportamiento sísmico de las edificaciones depende de la forma y la disposición en la vista de planta.

Figura 11

Formas en planta para el método de Benedetti y Petrini



Fuente: Benedetti y Petrini (1982) citado por Mena (2002)

Mampostería:

- A. $\beta_1 \geq 0.80$ o $\beta_2 \leq 0.10$
- B. $0.80 > \beta_1 \geq 0.60$ o $0.10 < \beta_2 \leq 0.20$
- C. $0.60 > \beta_1 \geq 0.40$ o $0.20 < \beta_2 \leq 0.30$
- D. $0.40 > \beta_1$ o $0.30 < \beta_2$

Concreto armado:

- A. $\beta_1 \geq 0.80$ o $\beta_2 \leq 0.10$
- B. $0.80 > \beta_1 \geq 0.40$ o $0.10 < \beta_2 \leq 0.25$
- C. $0.40 > \beta_1$ o $0.25 < \beta_2$

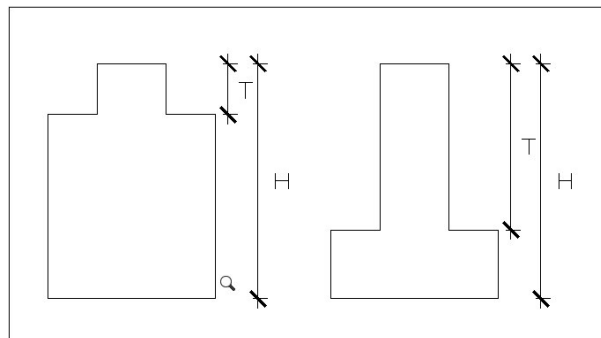
g) Parámetro 7: Configuración en elevación

El método determina una relación entre la diferencia de la altura total (H) y la altura menor (T) sobre la altura total para edificaciones de concreto armado;

mientras que en edificaciones de mampostería se califica y se considera la variación de la masa en porcentaje ($\pm DA/A$) en la vista de elevación entre dos pisos consecutivos, siendo "A" área del piso inferior y considerando el signo "+" o "-" en caso se trate de aumento o reducción, respectivamente, del área de los niveles superiores.

Figura 12

Formas en elevación para el método de Benedetti y Petrini



Fuente: Benedetti y Petrini (1982) citado por Mena (2002)

Mampostería:

- A. $\pm \frac{\Delta DA}{A} \leq 10\%$
- B. $10\% < \pm \frac{\Delta DA}{A} \leq 20\%$
- C. $20\% < \pm \frac{\Delta DA}{A} < 50\%$. Presenta discontinuidad en los sistemas resistentes.
- D. $\pm \frac{\Delta DA}{A} \geq 50\%$ Presenta irregularidades de piso blando.

Concreto armado:

- A. $RL > 0.66$
- B. $0.33 < RL \leq 0.66$
- C. $RL \leq 0.33$. Presenta irregularidades de piso blando.

h) Parámetro 8: Distancia máxima entre los muros y conexiones entre los elementos críticos

Este parámetro evalúa la conexión entre los elementos estructurales verticales y los horizontales, es decir, el tipo de unión que presentan las vigas y losas con las columnas de la estructura. Se analiza de acuerdo al año de

construcción y la orientación que tuvo en el proceso. Para el caso de mampostería, se define como la relación espaciamiento máximo entre los muros (L) el espesor del muro (S).

Mampostería:

- A. $\frac{L}{S} < 15$
- B. $15 \leq \frac{L}{S} < 18$
- C. $18 \leq \frac{L}{S} < 25$
- D. $\frac{L}{S} \geq 25$

Concreto armado:

- A. Año de construcción mayor a 1997 y asesoría técnica
- B. Año de construcción menor a 1997 y asesoría técnica
- C. Sin asesoría técnica

i) Parámetro 9: Tipo de cubierta

Este parámetro depende mucho de la conexión adecuada que tiene la cubierta y la estabilidad que posee o si existe algún tipo de desnivel ; además de las condiciones que puede presentar.

Mampostería:

- A. Cubierta debidamente amarrada a las vigas con conexiones adecuadas y de material liviano. Edificación con cubierta plana.
- B. Cubierta inestable de material liviano y en buenas condiciones.
- C. Cubierta inestable de material liviano en malas condiciones.
- D. Cubierta inestable en malas condiciones y con desnivel.

Concreto armado:

- A. Cubierta debidamente amarrada a las vigas con conexiones adecuadas y de material liviano. Edificación con cubierta plana.
- B. Cubierta inestable de material liviano y en buenas condiciones.

C. Cubierta inestable en malas condiciones y con desnivel.

j) Parámetro 10: Elementos no estructurales

Se toman en cuenta aquellos elementos no estructurales que tienen una correcta conexión a los sistemas resistentes y que no pongan en riesgo la vida de los ocupantes ante un evento sísmico, elemento como muros divisores, parapetos, tanques o muretes.

Mampostería:

- A. Edificación que no contenga elementos no estructurales o estén correctamente conectados al sistema resistente.
- B. Edificación con balcones, parapetos, tanques de agua, u otro elemento no estructural aceptablemente conectadas al sistema resistente.
- C. Edificación con balcones, parapetos, tanques de agua, u otro elemento no estructural mal conectado al sistema resistente o deteriorados debido a su antigüedad.
- D. Edificación que presenta tanques de agua o cualquier otro tipo de elemento en el techo mal conectado a la estructura junto con parapetos u otros elementos de peso significativo, mal construidos, que se pueden desplomar en caso de un evento sísmico.

Concreto armado:

- A. Edificación que no contenga elementos no estructurales o estén correctamente conectados al sistema resistente.
- B. Edificación con balcones, parapetos, tanques de agua, u otro elemento no estructural aceptablemente conectadas al sistema resistente.
- C. Edificación con balcones, parapetos, tanques de agua, u otro elemento no estructural mal conectado al sistema resistente o deteriorados debido a su antigüedad. // Edificación que presenta tanques de agua o cualquier otro tipo de elemento en el techo mal conectado a la estructura junto con parapetos u otros elementos de

peso significativo, mal contruidos, que se pueden desplomar en caso de un evento sísmico.

k) Parámetro 11: Estado de conservación

El estado de la edificación en cuanto a su mantenimiento o deterioro es importante, se puede calificar mediante una inspección visual en campo. La antigüedad de la edificación también juega un papel importante ya que mientras más antigua sea, la capacidad resistente de la edificación disminuye.

Mampostería:

- A. Muros en buenas condiciones, sin fisuras visibles.
- B. Muros en buena condición, pero con pequeñas fisuras, menores a dos milímetros (2.0 mm).
- C. Edificación con fisuras y además cuyos componentes estructurales están deteriorados.
- D. Muros con fuerte deterioro en sus componentes, existe presencia de agrietamientos producto de fallas por flexión, por momento y corte.

Concreto armado:

- A. Buen estado.
- B. Ligeramente dañado.
- C. Mal estado de conservación.

- Índice de vulnerabilidad para edificaciones de mampostería no reforzada:

Según Benedetti y Petrini (1982), citado por Mena (2002), el método evalúa la vulnerabilidad de las edificaciones de mampostería en base a las diferencias en su tipología y proceso constructivo. Los parámetros a considerar para esta metodología se basan en los aspectos de la calidad del sistema, cimentación, configuración en planta y elevación, elementos estructurales y no estructurales, entre otros. Estos parámetros son clasificados y puntuados en base a una escala numérica.

Tabla 14

Sistema de puntuación para edificaciones de mampostería

Parámetros	K _i				W _i
	A	B	C	D	
1. Tipo y organización del sistema resistente	0	5	20	45	1.00
2. Calidad del sistema resistente	0	5	25	45	0.25
3. Resistencia convencional	0	5	25	45	1.50
4. Posición del edificio y cimentación	0	5	25	45	0.75
5. Diafragmas horizontales	0	5	15	45	1.00
6. Configuración en planta	0	5	25	45	0.75
7. Configuración en elevación	0	5	25	45	1.00
8. Distancia máxima entre los muros y conexiones entre los elementos críticos	0	5	25	45	0.25
9. Tipo de cubierta	0	15	25	45	1.00
10. Elementos no estructurales	0	0	25	45	0.25
11. Estado de conservación	0	5	25	45	1.00

Fuente: Benedetti y Petrini (1982) citado por Mena (2002)

El valor mínimo obtenido por los once parámetros evaluados es de 0.00 y un valor máximo de 328.50, en base a los coeficientes de calificación posible K_i (siendo A el más óptimo y D el menos favorable) y los factores de peso W_i. Los factores K_i y W_i fueron establecidos en base a la experiencia de los investigadores y datos obtenidos en cada evento sísmico. El índice de vulnerabilidad para edificaciones de mampostería se evalúa mediante la ecuación:

$$Iv = \sum_{i=1}^{11} K_i * W_i$$

- Índice de vulnerabilidad para edificaciones de concreto armado:

Según Benedetti y Petrini (1982), citado por Mena (2002), el procedimiento para determinar la vulnerabilidad sísmica en edificaciones de concreto armado es similar al de la mampostería no reforzada, habiendo una variación en las calificaciones de los parámetros considerando las características más influyentes en este tipo de sistema constructivo. Esta adaptación se realizó en base a dos tipos de estructuración: edificaciones de concreto armado con pórticos sismorresistentes y edificios de concreto armado con losas reticulares, siendo el de pórticos la estructuración que mejor se comporta ante un sismo al liberar mayor energía y tener una mejor capacidad de deformación.

Tabla 15

Sistema de puntuación para edificaciones de concreto armado

Parámetros	Ki			Wi
	A	B	C	
1. Tipo y organización del sistema resistente	0	1	2	4.00
2. Calidad del sistema resistente	0	1	2	1.00
3. Resistencia convencional	-1	0	1	1.00
4. Posición del edificio y cimentación	0	1	2	1.00
5. Diafragmas horizontales	0	1	2	1.00
6. Configuración en planta	0	1	2	1.00
7. Configuración en elevación	0	1	3	2.00
8. Distancia máxima entre los muros y conexiones entre los elementos críticos	0	1	2	1.00
9. Tipo de cubierta	0	1	2	1.00
10. Elementos no estructurales	0	1	2	1.00
11. Estado de conservación	0	1	2	1.00

Fuente: Benedetti y Petrini (1982) citado por Mena (2002)

La escala numérica para las edificaciones de concreto armado, a diferencia de las de mampostería no reforzada, tiene tres calificaciones Ki y un peso Wi distinto para cada parámetro. Para determinar el índice de vulnerabilidad en las edificaciones de concreto armado es mediante la siguiente expresión:

$$Iv = 100 * \frac{(\sum_{i=1}^{11} K_i * W_i) + 1}{34}$$

- Cálculo de niveles de daño:

Según Benedetti y Petrini (1982), citado por Mesta (2014), los niveles de vulnerabilidad para el método de Benedetti y Petrini, dependen del valor del índice de vulnerabilidad (Iv), siendo los rangos:

- Vulnerabilidad Baja: $0 \leq Iv < 20$
- Vulnerabilidad Media: $20 \leq Iv < 40$
- Vulnerabilidad Alta: $40 \leq Iv < 100$

2.2.4.2 Métodos cuantitativos

Estos métodos se basan en modelos matemáticos, los cuales intervienen las características de los materiales. Son métodos más

profundos y detallados en donde se analizan cargas reales a las que la estructura esta sometida. (Gil, 2015)

Para edificaciones esenciales, como hospitales e instituciones educativas, es necesario realizar un análisis sísmico cuantitativo debido a que es más riguroso e interviene la relación entre la estructura propia y los elementos no estructurales. (INDECI, 2006)

Análisis Lineal

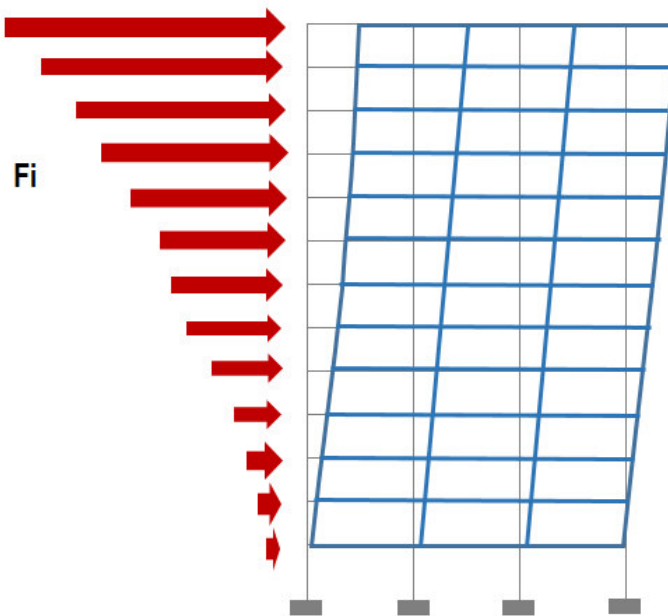
Este análisis las propiedades estructurales que no se modifican con el pasar del tiempo son la rigidez y el amortiguamiento. En general, se emplea este análisis si la estructura a evaluar presenta regularidad tanto en planta como en elevación. En caso se presenten irregularidades, un análisis lineal no sería factible y se requerirá un analisis mas detallado y realista. (Calcina, 2017)

a. Análisis estático lineal

Tambien llamado de Fuerzas Equivalentes, consiste en aplicar un conjunto de fuerzas en el centro de masa por cada nivel presentado. Para aquellas estructuras que pertenecen a la zona 1 del mapa de zonificación del Perú, puede aplicar este análisis tanto para regulares como irregulares. Sin embargo, para las demás zonas (2, 3 y 4) solo se aplican a estructuras regulares de máximo 30 metros de altura, al igual que aquellas estructuras que poseen elementos estructurales de muros concreto armado o albañilería de cualquier tipo, pero que no sobrepase los 15 metros como altura. (SENCICO, 2020)

Figura 13

Análisis fuerzas estáticas equivalentes



Elaboración: los autores

Cortante basal estático

Para ambas direcciones, se considera una fuerza que actúa en la base de la edificación mediante la siguiente fórmula:

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

Donde:

V: cortante basal.

Z: factor de zona.

U: factor de uso.

S: factor de suelo.

R: coeficiente de reducción.

P: estimación del peso.

Fuente: SENCICO, 2020

Para lo cual, para la determinación del parámetro P se deben tener en cuenta lo siguiente:

- Para aquellas edificaciones que pertenezcan a la categoría de esenciales o importantes, se considera el 50% de la carga viva (CV).

- Para aquellas edificaciones que pertenezcan a la categoría de comunes, se considera el 25% de la carga viva (CV).
- Para los depósitos se considera el 80% del total del peso que se puede almacenar.
- Para techos y azoteas se considera el 25% de la carga viva.
- Para tanques, silos y similares se considera el 100% del total de la carga.

Periodo fundamental de vibración

Según Barghi y Azadbakht (2009), citado por Peralta, et al. (2014), este periodo es primordial para un análisis de diseño sísmico. Se obtienen a partir de registros de edificaciones durante un movimiento sísmico que cada país o estado lo estima, elaborado a través de modelamientos de elementos finitos. Este periodo es clave para poder estimar las condiciones sísmicas con respecto a la seguridad de una estructura.

En Perú, para cada dirección se determina mediante la siguiente fórmula:

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

Donde:

T: periodo fundamental de vibración.

h_n : altura total de la edificación (m).

C_T : coeficiente para estimar T.

$C_T = 60$; para edificaciones que presentan un sistema estructural de albañilería, dual, muros estructurales y de ductilidad limitada.

$C_T = 45$; para edificaciones que presentan pórticos de concreto armado y de acero arriostrados.

$C_T = 35$; para edificaciones que presentan un sistema estructural de pórticos sin muros de corte y dúctiles de acero.

Fuente: RNE- E.030 (2021)

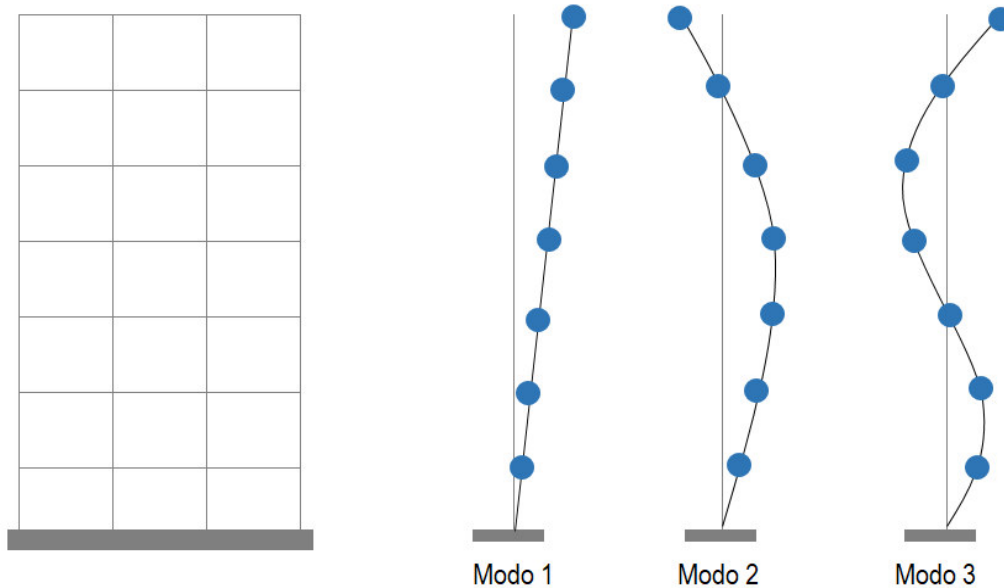
b. Análisis dinámico lineal

Al aplicar fuerzas ya sea de forma lateral o por desplazamientos, la estructura la cual se está evaluando tiene un comportamiento dinámico. Un análisis de este tipo permite definir aquellas fuerzas o cargas y conocer o estimar la seguridad de la respuesta estructural. (Wilson, 2004)

Análisis modal espectral

Figura 14

Combinaciones modales



Elaboración: los autores

Análisis No Lineal

Este es un análisis que considera aspectos importantes y profundos de los materiales y de la estructura en general. Es decir, conceptúa el comportamiento tensión-deformación de los materiales y varía con el tiempo. (Maldonado, 2012)

a. Análisis estático no lineal - Pushover

Más conocido como el método Pushover, el cual proviene de la palabra push-over (empujar). Consiste en otorgar una cierta carga sísmica al edificio hasta que llegue a su capacidad máxima de deformación. (Manjhi, Singh & Paliwal, 2018)

Según la Norma ATC-40 (1996), este análisis simula un incremento de cargas las cuales, básicamente son la del desplazamiento y la cortante basal. Principalmente se comparan dos espectros, el de capacidad y el de demanda, y continuamente se identifica el punto de desempeño que es en donde ambas curvas se intersectan o igualan. Así, se evalúa o determina la capacidad propia de la estructura evaluada en base a la fuerza y deformación.

Espectro de capacidad; a través del incremento anteriormente mencionado, se forma una curva. Esta curva de capacidad, la cual

es una correlación entre la cortante basal F y el desplazamiento δ ; se asocia a los daños que generalmente la estructura sufre, como pérdida de la rigidez.

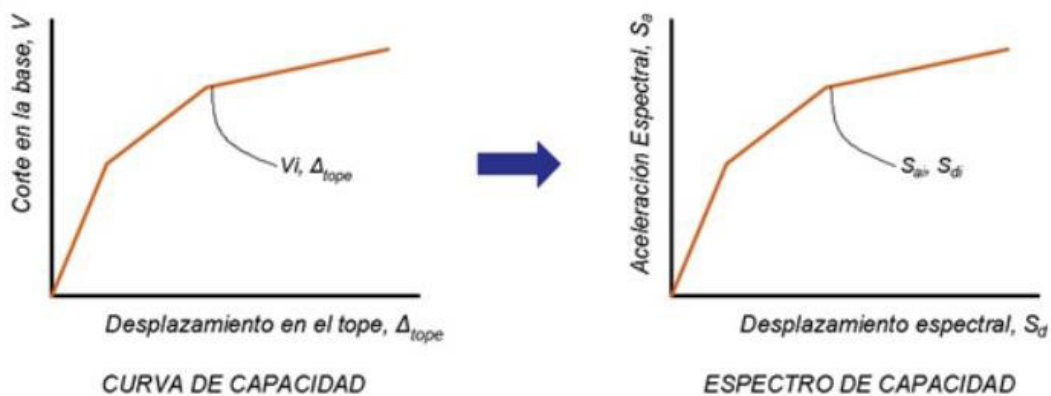
Al convertirse a un formato de aceleraciones espectrales (S_a), se transforma a espectro. En donde a cada punto de la curva (F , δ) le corresponde a otro punto de espectro (S_a , S_d) según las siguientes fórmulas:

$$S_d = \frac{\delta}{PF_1} ; S_a = \frac{F}{W \alpha_1}$$

En donde, W es el peso total, PF_1 es la participación modal y α es el coeficiente modal.

Figura 15

Conversión de puntos de la curva a espectro de capacidad

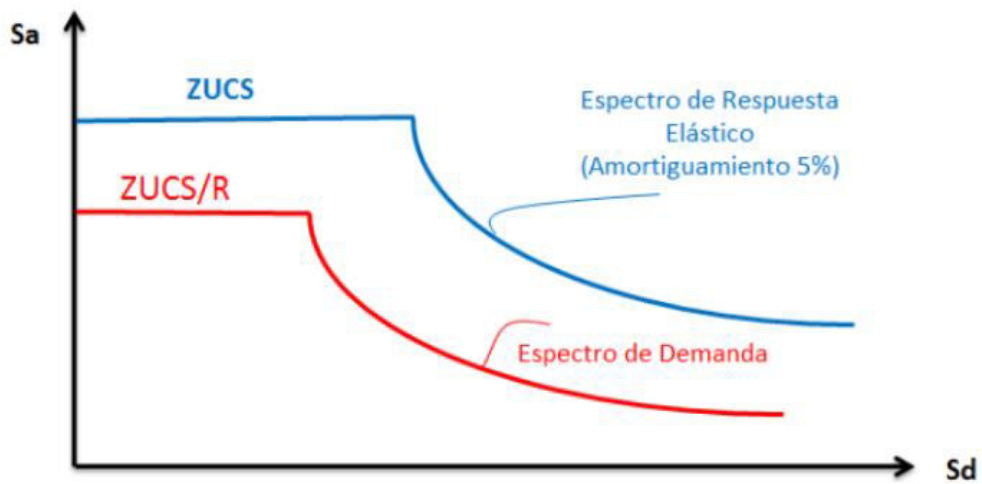


Fuente: Hernández (2022)

Espectro de demanda; en este caso se necesitan ciertas variables como el amortiguamiento y el periodo T . Para obtener este espectro se utiliza el espectro de respuesta elástico de aceleración para luego convertirlo como en el caso de la curva de demanda, con 5% de amortiguamiento.

Figura 16

Espectro de demanda según Norma E.030

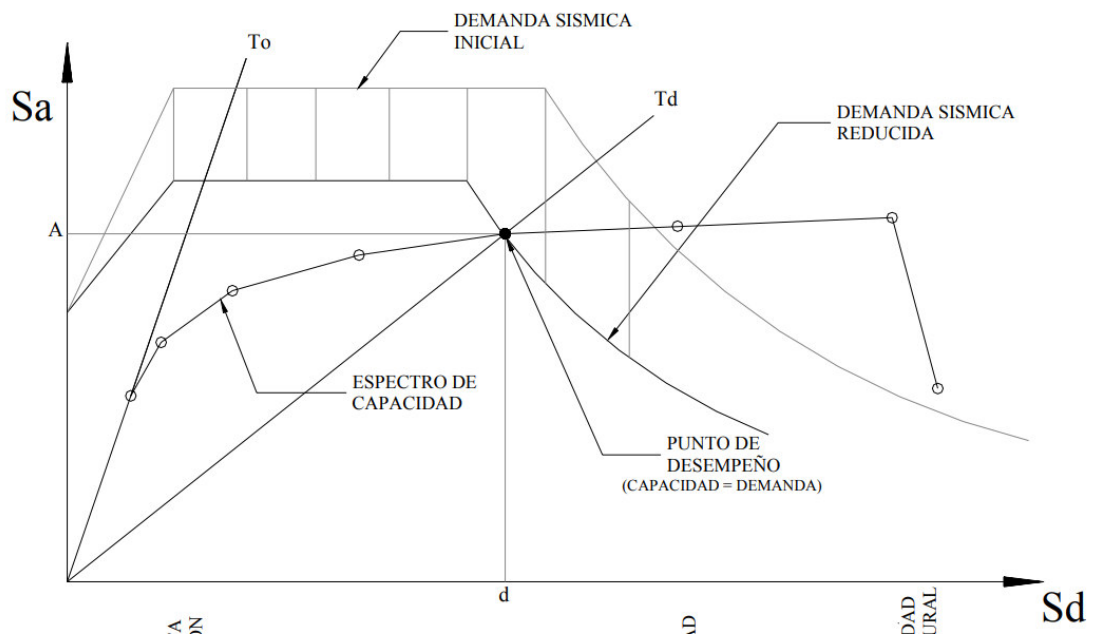


Fuente: Calcina (2017)

Entonces, al superponer ambos espectros, se logra definir el punto de desempeño el cual corresponde al momento en donde la capacidad y la demanda se igualan, tal como muestra la Figura 17.

Figura 17

Espectro de capacidad-demanda



Fuente: Norma ATC-40 (1996)

Un factor importante dentro del análisis es la ductilidad de los componentes estructurales, en la cual los principales factores a emplearse son: el desplazamiento de fluencia y de diseño, el desplazamiento máximo a soportar y la demanda y capacidad dúctil del desplazamiento.

Parte importante del análisis Pushover son definir las rótulas plásticas. El American Society of Civil Engineers 41-17 (2017) a través de la norma “Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings” establece un criterio de aceptación en el proceso no lineal en vigas de concreto. Este permite también definir las rótulas plásticas para la concentración de la carga de manera monótona.

2.2.5 Niveles de desempeño sísmico

Un nivel de desempeño es aquel que describe el estado vulnerable de la estructura representando una posición límite en base a los daños estructurales que podría presentar, así como, también el daño posterior a un sismo de gran intensidad y a la seguridad de los usuarios de la instalación. (ATC-40, 1996)

2.2.5.1 Niveles según norma ATC – 40

Para ATC – 40 (1996) para determinar el nivel definitivo de desempeño, previamente se tiene en cuenta el nivel de desempeño para la estructura y para los elementos no estructurales.

I. Para la estructura

- SP 1 Inmediata ocupación; este nivel refiere a que los elementos estructurales que resisten las cargas sísmicas no presentan daño alguno o daño muy mínimo, continuando con funcionalidad total. (ATC-40)
- SP 2 Daño controlado; es aquel nivel en el cual el estado de la estructura es buena y la seguridad de los usuarios no está en riesgo, pero podrían estar afectados. (ATC – 40)
- SP 3 Seguridad; posible daño elevado en la edificación. Aquí los costos en cuanto a reparar los daños son altos, los daños en los elementos estructurales están presentes en la mayoría de estos y presenta también amenaza en los usuarios tanto dentro como fuera del ambiente. (ATC – 40)

- SP 4 Seguridad limitada; en este aspecto los daños varían entre el nivel de seguridad y de estabilidad estructural. (ATC – 40)
- SP 5 Estabilidad estructural; aquí la edificación presenta un alto peligro para los usuarios, ya que la edificación se encuentra en un estado de colapso total o parcial. Los usuarios tanto fuera como dentro de la edificación están en peligro muy alto y los elementos que soportan las cargas sísmicas están en estado de ausencia de rigidez. (ATC – 40)
- SP 6 No considerado; solo incluye una evaluación sísmica de los elementos no estructurales. (ATC – 40)

II. Para los elementos no estructurales

- NP A Operacional; aquellos elementos no estructurales (componentes, sistemas, maquinarias) permanecen intactos con un funcionamiento normal posterior al movimiento sísmico. (ATC – 40)
- NP B Inmediata ocupación; los equipos y componentes permanecen en su lugar de origen, sin embargo muestran interrupciones muy limitadas. La seguridad de los usuarios permanece estable. (ATC - 40)
- NP C Seguridad; con respecto a este nivel, la seguridad de los usuarios permanece aún sin un daño significativo a pesar de los daños que pueden presentar los equipos y maquinarias, pero no llegando al colapso. (ATC – 40)
- NP D Amenaza; aquí refiere al alto nivel de daño que presentan los elementos y componentes no estructurales (sistemas, equipos). Sin embargo, los componentes que presentan un tamaño considerable permanecen sin colapsar. Los usuarios presentan un alto nivel de peligro en la edificación. (ATC – 40)
- NP E No considerado; solo incluye una evaluación sísmica de los elementos estructurales. (ATC – 40)

Tabla 16

Niveles de desempeño de la edificación

	SP 1 Inmediata ocupación	SP 2 Daño controlado	SP 3 Seguridad	SP 4 Seguridad limitada	SP 5 Estabilidad estructural	SP 6 No considerado
NP A Operacional	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP B Ocupación inmediata	1-B Ocupación inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP C Seguridad	1-C	2-C	3-C Seguridad	4-C	5-C	6-C
NP D Amenaza	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP E No considerado	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad estructural	No aplicable

Fuente: ATC – 40 (1996)

Según la Tabla 16, los niveles que se encuentran dentro de la tabla son definidos como:

- 1-A Operacional; básicamente en este nivel los sistemas y componentes no estructurales trabajan con normalidad cumpliendo su función respectiva, al igual que los estructurales. La seguridad de los usuarios permanecen resguardadas. (ATC – 40)
- 1-B Ocupación inmediata; usualmente las edificaciones esenciales permanecen en este nivel. Equipos y sistemas mantienen su función, sin embargo, los servicios supletorios podrían presentar fallas pero de fácil solución. (ATC – 40)
- 3-C Seguridad vital; en este nivel se presentan daños definidos en los elementos estructurales; sin embargo, los no estructurales podrían presentar fallas o averías en los sistemas principales y secundarios.

Además, se presenta una baja posibilidad de atentar contra la seguridad del usuario. (ATC – 40)

- 5-E Estabilidad estructural; con respecto a este último nivel, los elementos estructurales que resisten las cargas o desplazamientos laterales presentan daños muy significativos. Asimismo, por la misma falla que ocasiona el movimiento sísmico, no es seguro que los usuarios estén dentro de la instalación requiriéndose un desalojo total. (ATC – 40)

2.2.5.2 Niveles según VISION 2000

Según la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC), como se citó en Safina (2003), el comité VISION determina unos cuatro niveles los cuales se califican de la siguiente manera:

Totalmente Operacional; en este nivel, los ocupantes no sufren daños y la edificación es completamente segura. Tanto los elementos estructurales como los no estructurales funcionan correctamente. En conclusión, no ocurre algún daño.

Operacional; los daños ocurridos en este nivel son controlables. Existe un daño ligero en ciertos componentes estructurales. No compromete a los usuarios que se encuentran dentro del edificio, por lo que se encuentran aún seguros. Los componentes no estructurales pueden ser ligeramente interrumpidos. Para este nivel se requerirán ligeras reparaciones.

Seguridad; generalmente ocurren daños medidos en todo tipo de estructuras pero aún se mantienen estables. También se presenta disminución de rigidez y los servicios básicos se interrumpen; asimismo, se mantiene la seguridad de vida de los usuarios. Se requiere reparación de elementos de gran importancia.

Pre colapso; en el presente nivel la estructura se aproxima al colapso perdiendo estabilidad, capacidad y rigidez en los laterales. Las reparaciones pueden ser muy elevadas y a veces no factibles. Los usuarios ya no están seguros dentro de la edificación.

Colapso; refiere a un colapso estructural total de la edificación.

Tabla 17

Estado de daño según SEAOC (1995)

Nivel de desempeño	Estado de daño
Totalmente operacional	Despreciable
Operacional	Ligero
Seguridad	Moderado
Pre-colapso	Severo
Colapso	Completo

Fuente: Safina (2003)

2.2.6 Nivel de desempeño esperado

De acuerdo con la Norma ATC-40 (1996), este nivel esperado es tal cual se define, el que se espera para un favorable comportamiento sísmico de la estructura de estudio frente a distintos niveles de intensidad.

Según SEAOC, estos niveles dependen de diversos factores como la ocupación de los ambientes, así como, su importancia (si es una edificación esencial, cultural o de importancia histórica) y el costo económico en cuanto a la reparación de diversos elementos tanto estructurales como no estructurales.

Siguiendo a SEAOC, este nivel esperado esta relacionado a los niveles de amenaza ocasionadas por el sismo, la cual se expresa en dos formas: probabilística y determinística. Con respecto al primero, se define en relación a una probabilidad de ocurrencia. Asimismo, con el segundo enfoque, se relaciona mayormente con un movimiento máximo esperado en un sismo, incluyéndose su propia magnitud. Esos movimientos se definen en ciertas medidas (intensidad, aceleración, etc.) relacionándose con el periodo medio de retorno o probabilidad de excedencia. El primero se define como una expresión relacionado con el tiempo (en años) que separa la ocurrencia de sismos de gran magnitud. Mientras que en el segundo se presentan las probabilidades de que el efecto de un sismo sobrepase

un nivel de efectos determinados en un periodo en específico (años). Ambos enfoques se relacionan como;

$$T = -\frac{t}{\ln(1-p)}$$

Donde:

T es el periodo medio de retorno (años), p es la probabilidad de excedencia y t el tiempo de exposición (años).

2.2.6.1 Según la Norma ATC-40

- Sismo de Servicio (SS), son aquellos movimientos que poseen un nivel bajo, con un tipo de ocurrencia usual y con una probabilidad del 50% de ser sobrepasado en unos 50 años, además de presentar un periodo de retorno medio de 72 años. Este presente nivel corresponde aproximadamente al 50% del movimiento que está relacionado con el Sismo de Diseño.

- Sismo de Diseño (SD), son aquellos movimientos que poseen un nivel de moderado a severo, con un tipo de ocurrencia poco casual y con una probabilidad del 10% de ser sobrepasado en unos 50 años, además de presentar un periodo de retorno medio de 475 años.

- Sismo Máximo (SM), son aquellos movimientos que poseen un nivel de severo a muy severo, con un tipo de ocurrencia muy rara y con una probabilidad de 5% de ser sobrepasado en unos 50 años, además de presentar un periodo de retorno medio de 975 años. Este presente nivel corresponde aproximadamente de 1.25 a 1.5 veces al movimiento que está relacionado con el sismo de diseño.

Tabla 18

Nivel de desempeño esperado básico

	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad Vital	Estabilidad estructural
SS				
SD			X	
SM				X

Fuente: ATC-40 (1996)

2.3 Definición de Términos Básicos**a. Factor de Zona Sísmica**

Es aquel factor el cual determina la sismicidad del suelo y toma en cuenta los movimientos y desequilibrios que se producen. En Perú existen 4 zonas las cuales fueron clasificadas por medio de las actividades sísmicas que se observaron. (RNE, 2021)

b. Índice de configuración estructural

Es un factor cuyo fin es cuantificar los efectos de las deformaciones estructurales y distribución de la rigidez y masa con respecto a la conducta sísmica. (OPS, 2000)

c. Índice de deterioro

Factor que se encarga de la medición de las consecuencias del envejecimiento de la estructura y el deterioro debido a eventos sísmicos pasados. Para calcular se necesitan los datos recolectados in situ y los que el propietario provee. (OPS, 2000)

d. Índice de Resistencia Sísmica (Is)

Es un índice que detalla la resistencia de la estructura con respecto al índice sísmico básico, el de configuración estructural y el de deterioro. (OPS, 2000)

e. Índice de Resistencia Demandada (Iso)

Se refiere a los índices de resistencia y ductilidad (C y F, respectivamente) los cuales condicionan la conducta estructural de alguna propiedad si existe algún sismo. (OPS, 2000).

2.4 Hipótesis

2.4.1 General

Los métodos cualitativos y cuantitativo determinan un comportamiento sísmico favorable en los pabellones de la institución educativa, ubicada en Lima Metropolitana.

2.4.2 Específicas

El método de Hirosawa determina un comportamiento sísmico no vulnerable obteniendo un Índice de resistencia sísmica (I_s) mayor al Índice de demanda sísmica (I_{sd}) en los pabellones de una institución educativa, ubicada en Lima Metropolitana.

El método de Benedetti y Petrini determina un comportamiento sísmico vulnerable de categoría baja obteniendo un Índice de vulnerabilidad (I_v) mayor o igual a 0 y menor a 20 en los pabellones de una institución educativa, ubicada en Lima Metropolitana.

El método de análisis estático no lineal - Pushover determina un comportamiento sísmico con un nivel de desempeño máximo de seguridad de vida para un sismo raro en los pabellones de una institución educativa, ubicada en Lima Metropolitana.

CAPÍTULO III METODOLOGÍA

3.1 Diseño

3.1.1 Enfoque

Se centró en un enfoque mixto, debido a que se analizaron datos obtenidos en campo, es decir, de manera presencial. Los datos recolectados son producto de la observación y de un análisis de la información.

3.1.2 Tipo

La tesis fue aplicada dado que se utilizaron metodologías cualitativas y cuantitativa para determinar el comportamiento que presente frente a un movimiento sísmico. Por otra parte, se le consideró también de tipo explicativa puesto que se buscó una correlación entre la vulnerabilidad sísmica del estado estructural de la edificación y los efectos que se generarían por el desempeño ante un sismo.

3.1.3 Nivel

Se desarrolló un nivel descriptivo en vista de que se detallaron las características físicas de la parte estructural de la edificación tomando muestras y datos numéricos de campo, así como, también se determinaron las características de los materiales (cuantía de aceros y resistencia del concreto) de cada elemento estructural.

3.1.4 Diseño

El diseño fue no experimental pues se fundamenta especialmente en la observación del estado de la estructura, así como se encuentre para luego aplicar los procesos de cálculo. Asimismo, es de forma transversal, ya que se utilizó para el análisis y recopilación de datos, un momento exacto y por única vez.

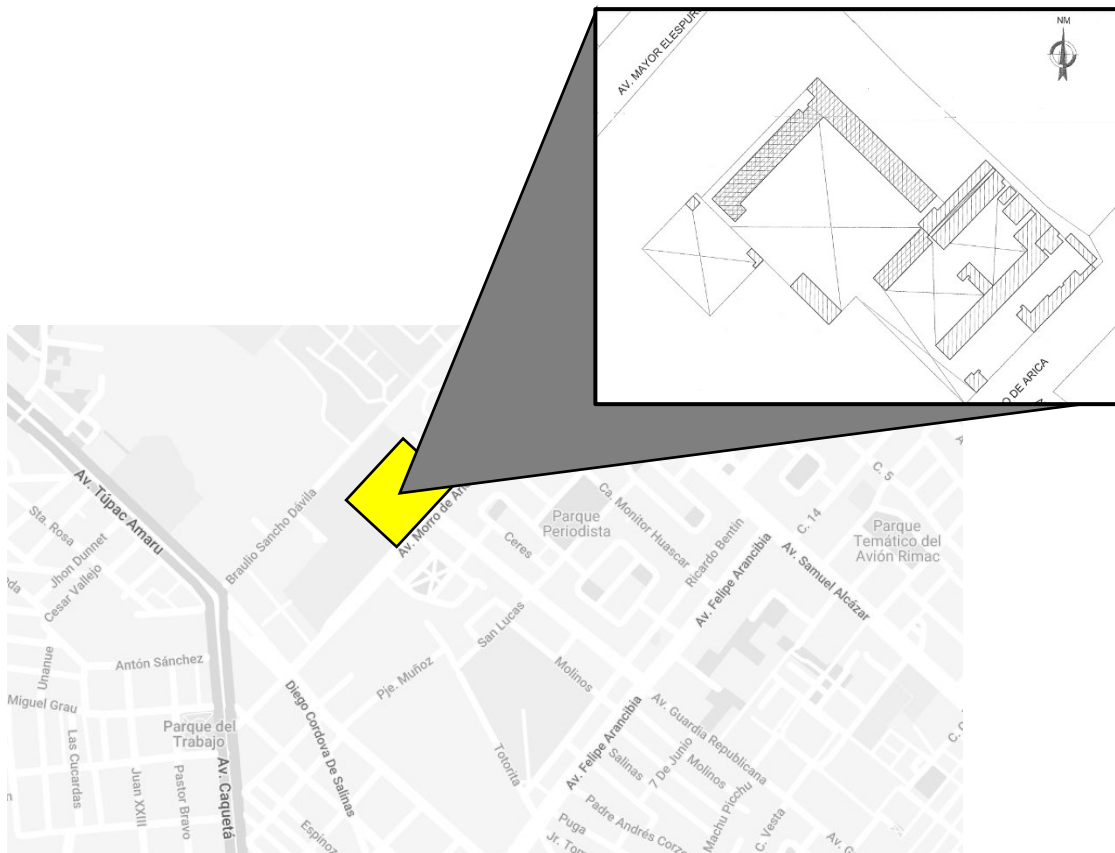
3.2 Población y muestra

3.2.1 Población

Se tomó como población la Institución Educativa Tte. Crl. Alfredo Bonifaz Fonseca, el cual está ubicado en el distrito del Rímac, en Lima Metropolitana. Presenta un área de terreno de 12,340.66 m², un área techada de 5,668.15m² y un área libre de 6,672.51m².

Figura 18

Mapa de ubicación de la Institución Educativa



Elaboración: los autores

Figura 19

Institución Educativa Tte. Crl. Alfredo Bonifaz Fonseca (vista de fachada)



Elaboración: los autores

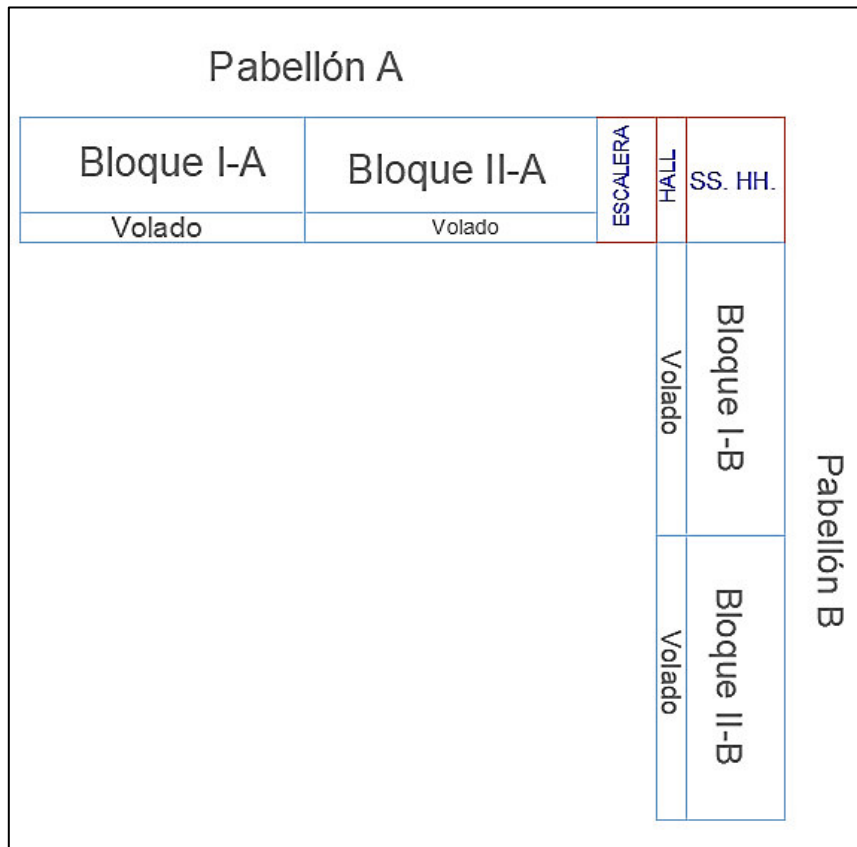
3.2.2 Muestra

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones (Norma Técnica E.030), el Perú está dividido en cuatro zonas sísmicas. La población descrita se ubica en Lima Metropolitana en el distrito del Rímac, por lo que se sitúa en la zona 4 de acuerdo con el mapa de zonificación sísmica del Perú. Se considera una zona de sismicidad muy alta con un factor de aceleración máxima ($Z = 0.45$), según el Artículo 10 de la norma E.030 “Diseño Sismorresistente” publicada en el 2020.

Para la presente investigación se tomó como muestra de estudio los pabellones A y B del nivel secundario de la I.E. Tte Crl. Alfredo Bonifaz Fonseca, las cuales se describen a continuación, tal como muestra la figura 20.

Figura 20

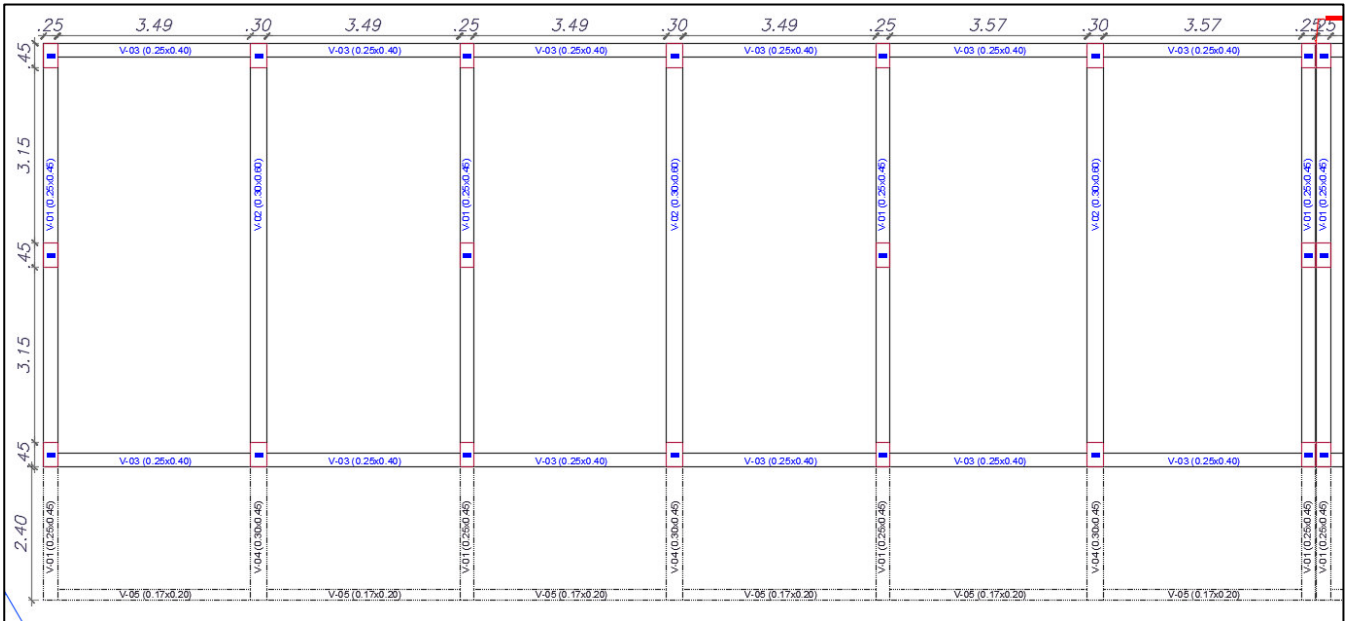
Plano en planta de los pabellones A y B



Elaboración: los autores

Figura 21

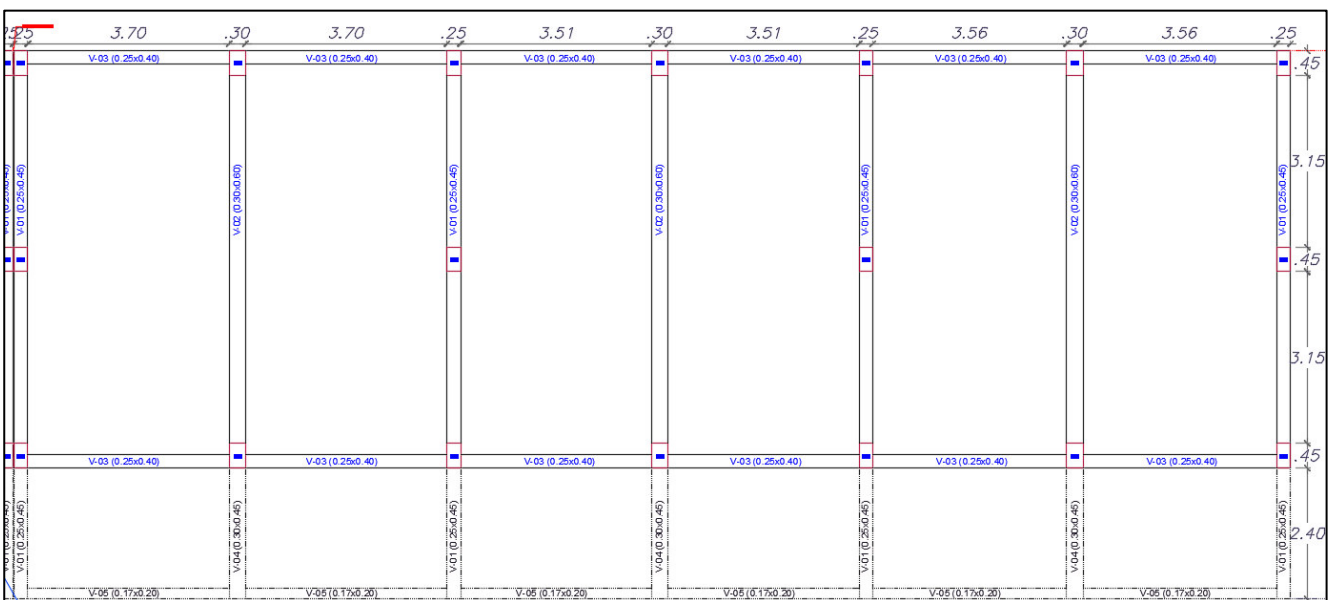
Plano en planta del Bloque I-A



Elaboración: los autores

Figura 22

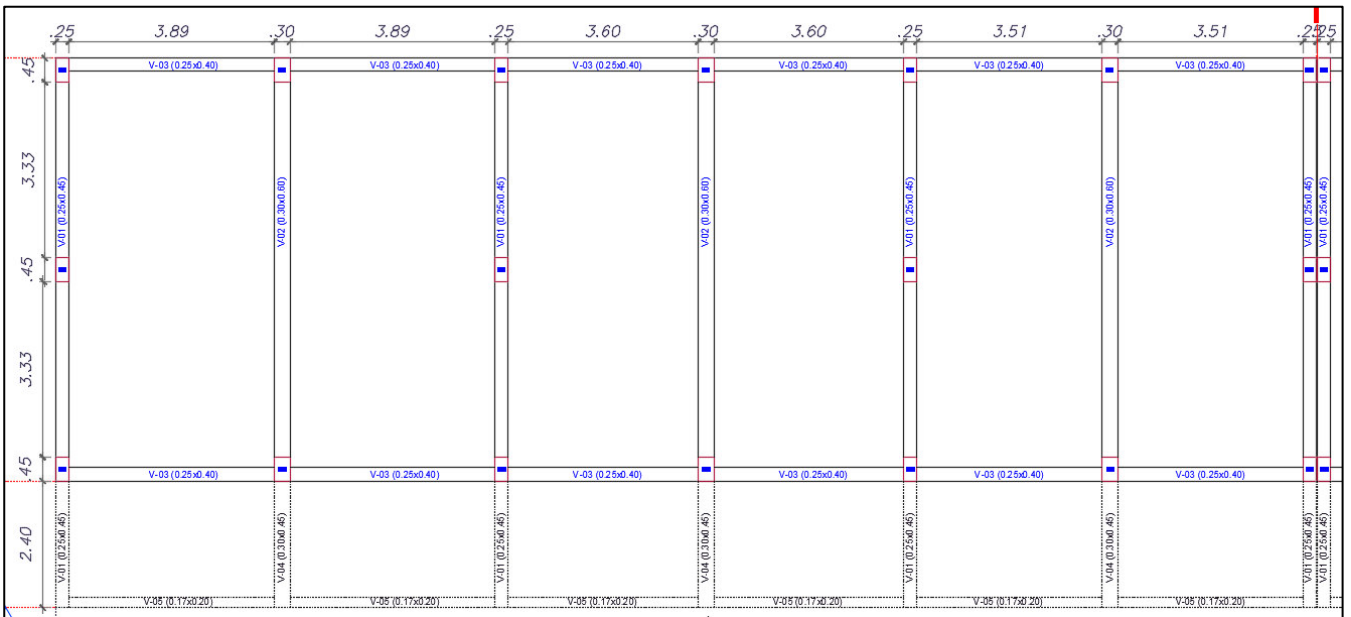
Plano en planta del Bloque II-A



Elaboración: los autores

Figura 23

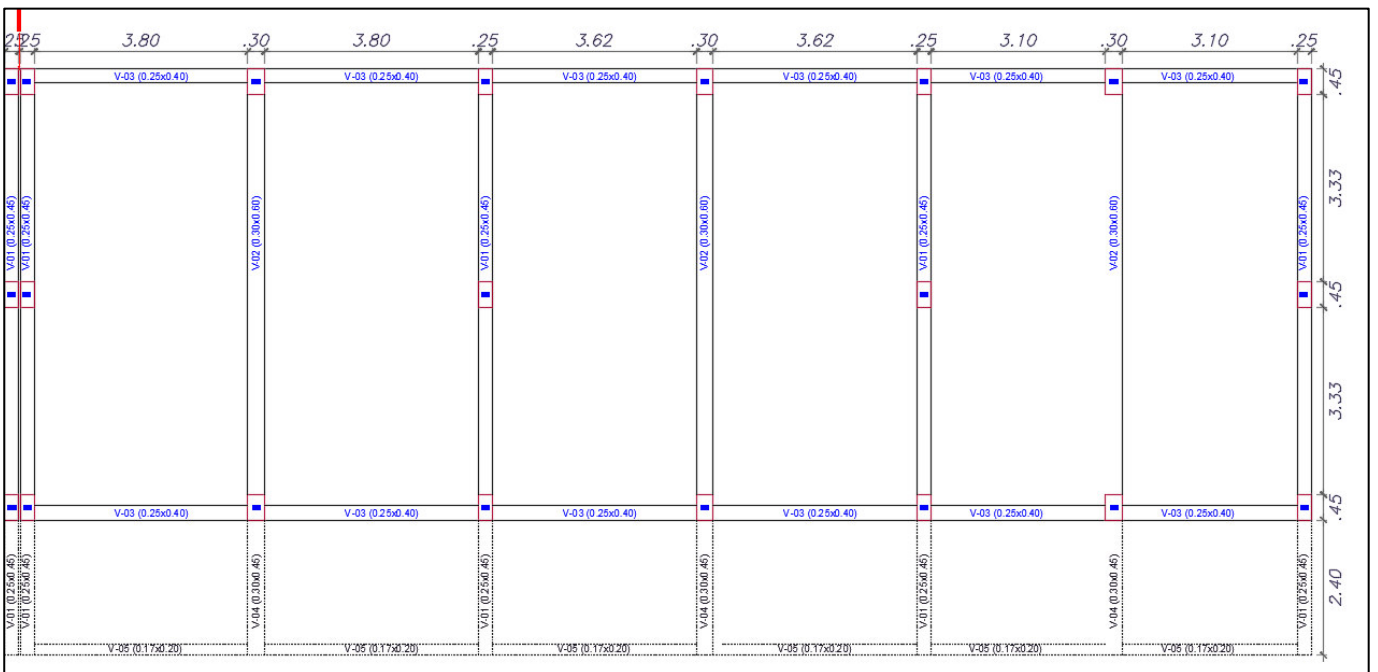
Plano en planta del Bloque I-B



Elaboración: los autores

Figura 24

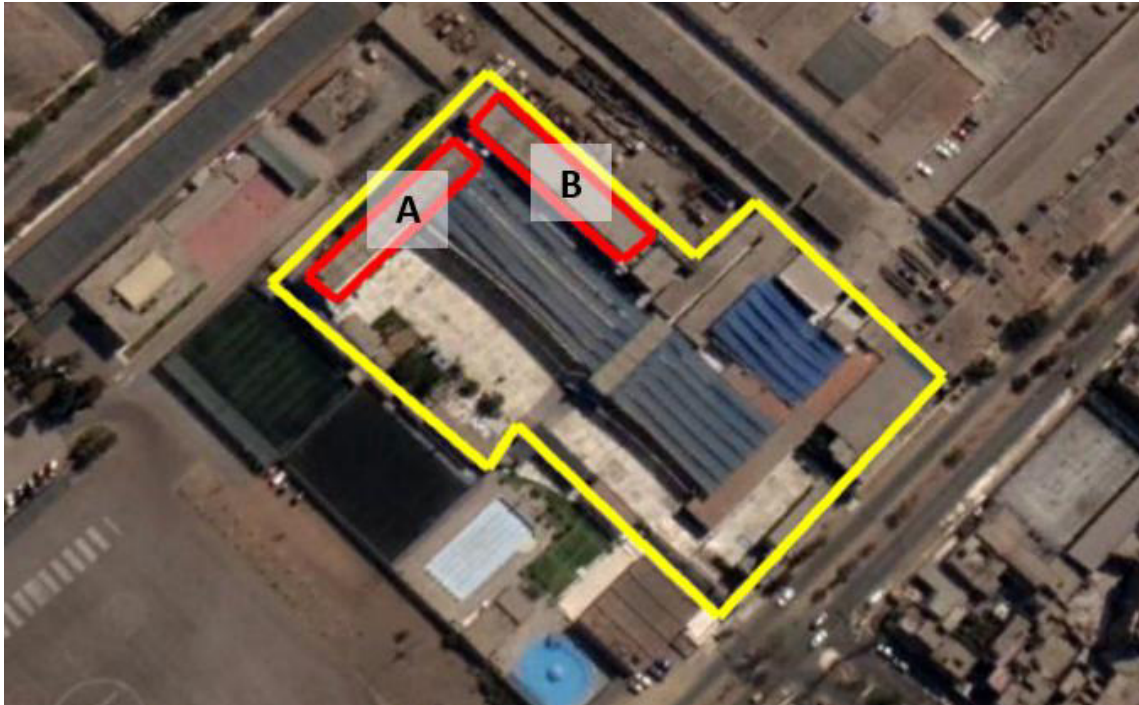
Plano en planta del Bloque II-B



Elaboración: los autores

Figura 25

Institución Educativa Tte. Crl. Alfredo Bonifaz Fonseca (vista en planta)



Fuente: Google Earth

Los pabellones A y B en estudio presentan 3 y 2 niveles de piso, respectivamente. A partir del segundo nivel, ambos presentan pasadizos que sobresalen 2.40m. Asimismo, ambos pabellones tienen una antigüedad de 22 años, ya que fueron construidos en el año 2000, aproximadamente.

El pabellón A tiene un área de 355.10 m² y cuenta con 3 niveles, albergando 18 salones de clases en total.

El pabellón B tiene un área de 374.64 m² y cuenta con 2 niveles, albergando 12 salones de clases en total.

Figura 26

Fachada Pabellón A



Elaboración: los autores

Figura 27

Fachada Pabellón B

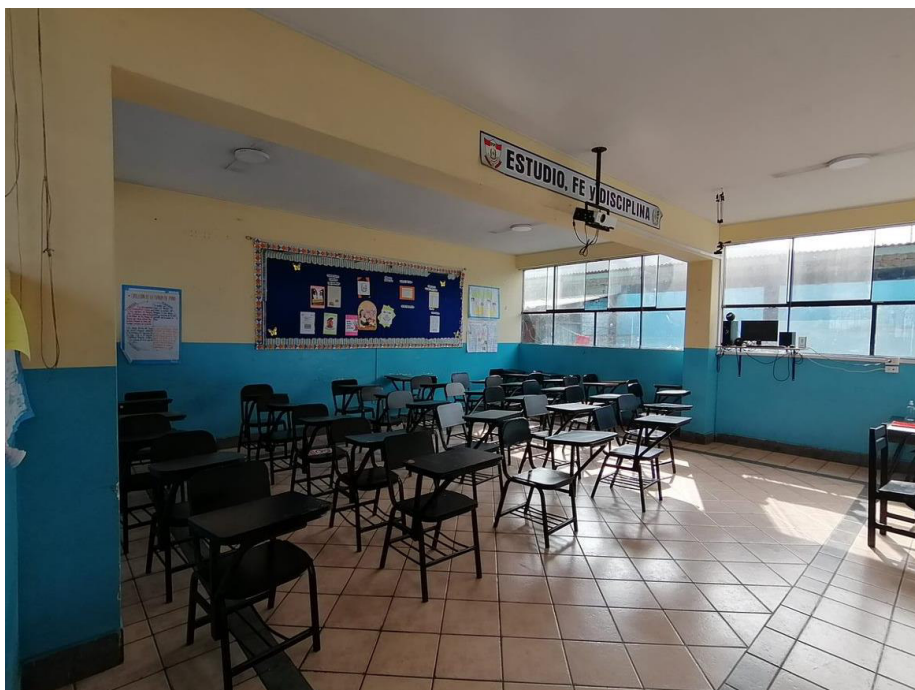


Elaboración: los autores

En cada pabellón existen 6 salones de clase por nivel, con aproximadamente 20 alumnos por cada salón. Ambos pabellones presentan 2 bloques, cada bloque alberga 3 salones de clase por nivel. Estos bloques están separados por una junta sísmica central de 1.5" y en los laterales con una junta sísmica de 1". Los dos bloques del pabellón A tienen 175.78 m² y 179.32 m²; mientras que los bloques del pabellón B tienen 191.20 m² y 183.44 m² de área.

Figura 28

Interior de los salones



Elaboración: los autores

Las edificaciones presentan un sistema de albañilería en la dirección YY y un sistema de pórticos en la dirección XX. Los componentes estructurales de cada pabellón se encuentran en buen estado de conservación. Por otro lado, los muros portantes de albañilería pertenecen a un tipo de ladrillo King Kong 18 huecos industrial.

3.3 Definición de variables

3.3.1 Definición conceptual

El comportamiento sísmico viene a ser la respuesta de la estructura ante movimientos sísmicos. Esta depende de sus propiedades dinámicas como su periodo natural de vibración, al igual que su característica de excitación. Para obtener un comportamiento sísmico favorable, es necesario que los desplazamientos laterales estén dentro de los límites permisibles. (Bazán & Meli, 2005)

La vulnerabilidad sísmica, según Vizconde (2004), es denominado así al nivel de daño o deterioro el cual afecta estructuras frente a algún sismo, estas se pueden conceptualizar en intensidad. Una edificación puede ser vulnerable, pero esto

no quiere decir que conlleve riesgos, a no ser que este centrado en una ubicación de peligrosa sismicidad.

3.3.2 Definición operacional

El comportamiento sísmico se mide según el método empleado, sea cualitativo o cuantitativo. Para el caso del método de Hirosawa (cualitativo), se determina si la edificación es vulnerable o no vulnerable mediante un proceso de evaluación visual y cálculos numéricos. Para el método de Benedetti y Petrini (cualitativo) la vulnerabilidad se detalla en niveles, siendo de vulnerabilidad baja, media o alta. Los resultados para el método de análisis estático no lineal - Pushover (cuantitativo) se definen por medio de una gráfica que determina el punto de desempeño en el que se interpreta por medio de niveles: totalmente operacional, operacional, seguridad de vida, pre – colapso y colapso.

3.3.3 Operacionalización de variables

Tabla 19

Operacionalización de Variables

Variables	Dimensión	Indicadores
Variable Independiente		
VI: Métodos cualitativos y cuantitativo	Método de Hirosawa	Índice de configuración estructural Índice de juicio estructural Índice de deterioro Índice de vulnerabilidad estructural
	Método de Benedetti y Petrini	Sistema estructural Tipo de suelo Configuración estructural Estado de conservación
	Método de análisis estático no lineal - Pushover	Cargas laterales Desplazamientos laterales Cortante basal Capacidad estructural
Variable Dependiente		
VD: Comportamiento sísmico	Vulnerabilidad	No Vulnerable Baja Media Alta
	Niveles de desempeño	Totalmente Operacional Operacional Seguridad de Vida Pre - Colapso Colapso

Elaboración: los autores

3.4 Instrumentos

3.4.1 Recolección de datos

La técnica que se empleo fue el de la observación y los instrumentos usados para la recopilación fueron el flexómetro, celulares para las tomas fotográficas de evidencias, los equipos de protección personal para preservar la seguridad ante cualquier evento, además de los instrumentos que fueron parte del ensayo de esclerometría y del escaneo de los elementos estructurales, tales como:

- Detector de materiales, con el fin de ubicar en las estructuras una zona libre o de escasa densidad de aceros.

Figura 29. Detector de materiales BOSCH GMS 120 Professional



Elaboración: los autores

- Amoladora con disco de corte para concreto, utilizado para delimitar la zona de corte del tarrajeo de la estructura a evaluar.

Figura 30

Amoladora con disco de corte BOSCH GWS 9-115 Professional



Elaboración: los autores

- Comba y cincel, para remover el tarrajeo y realizar el ensayo en la zona.

Figura 31

Comba y cincel



Elaboración: los autores

- Esclerómetro, usado para la toma de rebotes, de marca ZC3-A con número de serie HT20073.

Figura 32

Esclerómetro mecánico ZC3-A N°HT20073



Elaboración: los autores

- Piedra pómez, utilizado para uniformizar y limpiar el área de muestra.

Figura 33

Piedra pómez



Elaboración: los autores

- Guantes de protección, con el fin de asegurar un mejor agarre ante trabajos manuales, así como una mejor maniobra de los instrumentos.

Figura 34

Guantes de Protección



Elaboración: los autores

- Lentes de protección, con el fin de cuidar la visión ante los trabajos realizados y factores externos.

Figura 35

Lentes de protección



Elaboración: los autores

Figura 36

Escáner para aceros de refuerzo



Fuente: T-Measurement

3.4.2 Procesamiento de datos

Con respecto al procesamiento de datos, se utilizó como técnica la revisión documental de los métodos en aplicación, tanto para los cualitativos como el método de Hirosawa y el de Benedetti y Petrini, así como, para el método de análisis estático no lineal - Pushover de origen cuantitativo, cuyo procedimiento se realiza en base a las normas ASCE 41-17 y el código de VISION 2000. También se revisó la norma ASTM C805, el cuál sirvió de guía para la

aplicación del ensayo de esclerometría. Como instrumentos se usaron las fórmulas y tablas obtenidas y establecidas por los métodos mencionados y el Reglamento Nacional de Edificaciones, que detalla las normas técnicas aplicadas para cada caso, así como, también se hizo uso de la gráfica proporcionada por la norma ASTM C 805 para interpretar los resultados del ensayo de esclerometría.

3.5 Procedimiento

El proceso que se realizó fue el siguiente:

1. Realizar una visita de campo a las instalaciones a usarse como muestra de investigación.
2. Elaboración de la curva de correlación del esclerómetro a emplearse en el ensayo para determinar la resistencia del concreto de los elementos estructurales. Se usaron diez probetas de ensayo en laboratorio de distintas resistencias para ser ensayadas a esclerometría y luego someterlas a rotura, con el fin de obtener la curva de resistencia-rebote.
3. Toma de datos reales en campo, tanto las dimensiones en planta como en elevación, así como, realizar un mapeo de fallas.
4. Proceso de ensayo de esclerometría en las estructuras más representativas de cada pabellón en estudio de la institución educativa.
5. Escanear los elementos estructurales para determinar la cuantía de aceros, esto incluye la cantidad y diámetro de los aceros longitudinales, así como, la distribución de estribos.
6. Realizar el cálculo de los pesos de los bloques de cada pabellón (metrado del peso de la estructura).
7. Aplicar el primer método cualitativo de Hirosawa, determinando los índices de resistencia y demanda sísmica de las estructuras.
8. Comparación de los índices del primer método cualitativo.
9. Aplicar el segundo método cualitativo de Benedetti y Petrini con la información obtenida en cálculos y procedimientos previos, así como, de las características técnicas y geométricas obtenidas en la visita a campo.
10. Asignación de puntajes y ponderación de los resultados del segundo método cualitativo.
11. Aplicación del método cuantitativo de análisis estático no lineal - Pushover.

12. Modelamiento de las estructuras en el software ETABS v.20 asignándole las características a los materiales, las cargas vivas, muertas y sísmicas.
13. Determinar el espectro de respuesta para cada dirección de cada bloque de los pabellones.
14. Asignación de rótulas plásticas.
15. Incremento de fuerzas laterales hasta que alcance el nivel máximo o que la estructura falle.
16. Obtención de la curva de capacidad según la norma ASCE 41-17.
17. Obtención del punto de desempeño.
18. Determinar el nivel de desempeño según el código de VISION 2000.

CAPÍTULO IV DESARROLLO

4.1 Análisis e Interpretación

4.1.1 Ensayo de esclerometría

4.1.1.1 Elaboración de curva de correlación rebote-resistencia del esclerómetro

Para procesar los datos del ensayo de esclerometría, se requiere de una curva de correlación. El esclerómetro cuenta con una gráfica predeterminada que viene en el manual, pero para un mejor procesamiento de datos, se elaboró una propia curva de correlación en base a ensayos realizados en laboratorio.

Se ensayaron diez probetas de distintas resistencias (175 kg/cm², 210 kg/cm² y 315 kg/cm²), con el fin de obtener variaciones equivalentes en los puntos de dispersión de la gráfica. Todas las probetas cuentan con un diámetro de 15 cm. y una altura de 30 cm. Cabe recalcar que los testigos de concreto cumplieron con la edad normativa para lograr alcanzar su máxima resistencia.

Figura 37

Probetas de concreto



Elaboración: los autores

Bajo la norma ASTM C805, se procedió a realizar el ensayo de esclerometría a cada probeta para determinar su resistencia. Este procedimiento se desarrolló tomando el esclerómetro en un ángulo de 0° , perpendicular a la muestra, realizando doce tomas en cada espécimen de concreto. Es importante que la superficie de cada probeta a ensayar se encuentre libre de rugosidades que puedan alterar la toma de rebotes.

Figura 38

Ensayo de esclerometría en probetas



Elaboración: los autores

Luego, cada probeta en estudio se sometió al ensayo de compresión para determinar su resistencia final. El ensayo de compresión se ejecutó bajo la norma ASTM C39, aumentando las cargas de compresión en aumento continuo a cada muestra. Los detalles técnicos de cada probeta ensayada en el laboratorio se aprecian en los informes anexados.

Figura 39

Ensayo de compresión en probetas



Elaboración: los autores

Posterior a los ensayos para cada muestra de concreto, se elaboró una tabla del reporte con los resultados de resistencia (f'_c) obtenidos en el ensayo de esclerometría y compresión.

Tabla 20

Reporte de ensayos de esclerometría a probetas

ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA (ASTM C805)																	
Item	Resistencia de diseño	Número de rebotes (N/mm2)												Promedio	Rango de validez según norma ASTM C805		Promedio definitivo
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12		Prom -6	Prom +6	
1	175 kg/cm2	27	28	24	23	20	20	25	25	29	30	29	30	25	19	31	25
2		29	23	30	32	26	24	25	22	29	28	30	25	26	20	32	26
1	210 kg/cm2	37	34	33	30	34	37	40	38	36	33	35	32	34	28	40	34
2		22	35	33	35	35	35	40	33	33	35	37	34	33	27	39	33
3		30	26	28	27	25	29	30	32	30	28	30	30	28	22	34	28
4		32	31	27	25	33	30	28	33	30	35	27	28	29	23	35	29
5		19	20	18	23	28	26	23	23	24	26	24	22	23	17	29	23
6		24	25	23	25	18	19	23	22	20	25	20	21	22	16	28	22
1	315 kg/cm2	42	33	30	30	43	37	35	35	38	34	38	42	36	30	42	36
2		40	43	38	34	30	33	34.5	39	40	40	30	29	35	29	41	35

Elaboración: los autores

Tabla 21

Reporte de ensayos a compresión a probetas

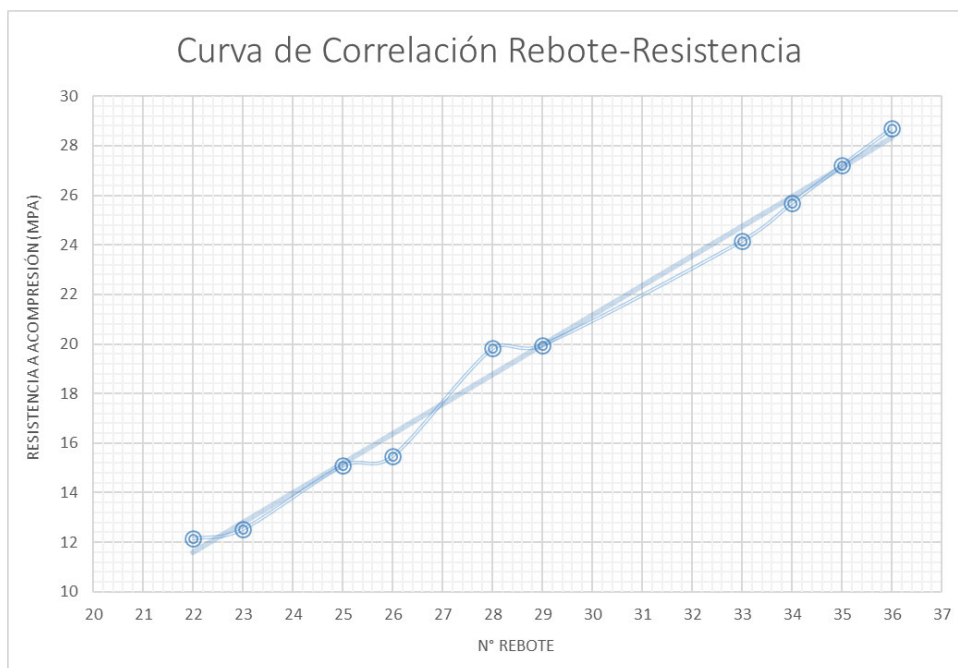
ENSAYO A COMPRESIÓN (ASTM C39)					
Item	Resistencia de diseño	Resistencia Nominal (Mpa)	Resistencia Nominal (kg/cm2)	Resistencia real (kg/cm2)	Resistencia real (Mpa)
1	175 kg/cm2	17.16	175	153.77	15.08
2		17.16	175	157.75	15.47
1	210 kg/cm2	20.59	210	262.06	25.70
2		20.59	210	246.46	24.17
3		20.59	210	202.10	19.82
4		20.59	210	203.53	19.96
5		20.59	210	127.67	12.52
6		20.59	210	123.79	12.14
1	315 kg/cm2	30.89	315	292.86	28.72
2		30.89	315	277.56	27.22

Elaboración: los autores

Finalmente, se elaboró la curva de correlación rebote-resistencia para la aplicación del ensayo de esclerometría. Cabe mencionar que los datos obtenidos para la curva fueron tomados con el mismo esclerómetro con el cual se va a evaluar posteriormente a los elementos estructurales, ya que, cada esclerómetro es distinto debido a su calibración o sistema, por ende, tienen una curva de rebote-resistencia atípica.

Figura 40

Curva de correlación rebote-resistencia



Elaboración: los autores

4.1.1.2 Aplicación de ensayo esclerometría

Para evaluar la vulnerabilidad mediante métodos cualitativos y cuantitativo, se requiere la resistencia a la compresión del concreto (f'_c). Debido a que la edificación no cuenta con documentos o planos que acrediten el f'_c empleado para los elementos estructurales, se realizó el ensayo de esclerometría. Este es un ensayo no destructivo bajo norma ASTM C805, el cual permitió determinar el f'_c a partir del número de rebotes (del esclerómetro) en el concreto, sin embargo, el valor determinado por el ensayo debe ser tomado como un valor de referencia y no de exactitud, debido a que este se basa en la dureza superficial del concreto.

Para el desarrollo de esta etapa del ensayo, primero se identificaron a los elementos estructurales a evaluar. Luego de identificarlos, se procedió a realizar el rastreo mediante un detector de materiales con el fin de ubicar una zona con baja densidad de aceros para así evitar que su resistencia influya en la evaluación del concreto.

Figura 41

Rastreo mediante un detector de materiales



Elaboración: los autores

Posteriormente, se procedió a delimitar la zona de cada elemento mediante un cuadrado de 0.20 m x 0.20 m para realizar el corte con una amoladora con disco para concreto.

Figura 42

Delimitación de zona a evaluar



Elaboración: los autores

Figura 43

Corte de zona a evaluar



Elaboración: los autores

Una vez realizado el corte, se procedió a utilizar la comba y cincel para retirar el tarrajeo con el fin de llegar al recubrimiento de la estructura. Luego, con una piedra pómez, se procedió a uniformizar la zona a ensayar con el propósito de obtener una zona lisa que evite que la rugosidad altere la toma de rebotes.

Figura 44

Retiro de tarrajeo



Elaboración: los autores

Figura 45

Uniformización de zona a evaluar



Elaboración: los autores

Posteriormente, en cada elemento estructural a evaluar, se dibujaron de 12 a 16 cuadrículas de 4 cm. x 4 cm. que permitieron tener una adecuada distancia entre toma y toma.

Figura 46

Dibujo de cuadrículas



Elaboración: los autores

Luego, se realizó el ensayo manteniendo el esclerómetro perpendicular al elemento estructural; para este caso, por tratarse de columnas, se mantuvo el instrumento firmemente a un ángulo de 0°. Se ejerció un empuje gradual del esclerómetro hasta que la barra de percusión impactara con la superficie y emitiera un sonido mecánico. Luego del impacto, se presionó el botón que se encuentra en la parte lateral del instrumento para bloquear la barra de percusión en una posición retraída. Este procedimiento se repitió en cada cuadrícula, teniendo como mínimo 12 valores dentro del rango por cada componente estructural.

Figura 47

Ensayo de esclerometría



Elaboración: los autores

Finalmente, con los datos obtenidos mediante el ensayo de esclerometría para cada pabellón, se determinaron las resistencias del concreto utilizando la curva de correlación propia elaborada previamente, obteniendo un f'_c de 225 kg/cm² y 240 kg/cm² (Figura 48) para los pabellones A y B, respectivamente.

Tabla 22

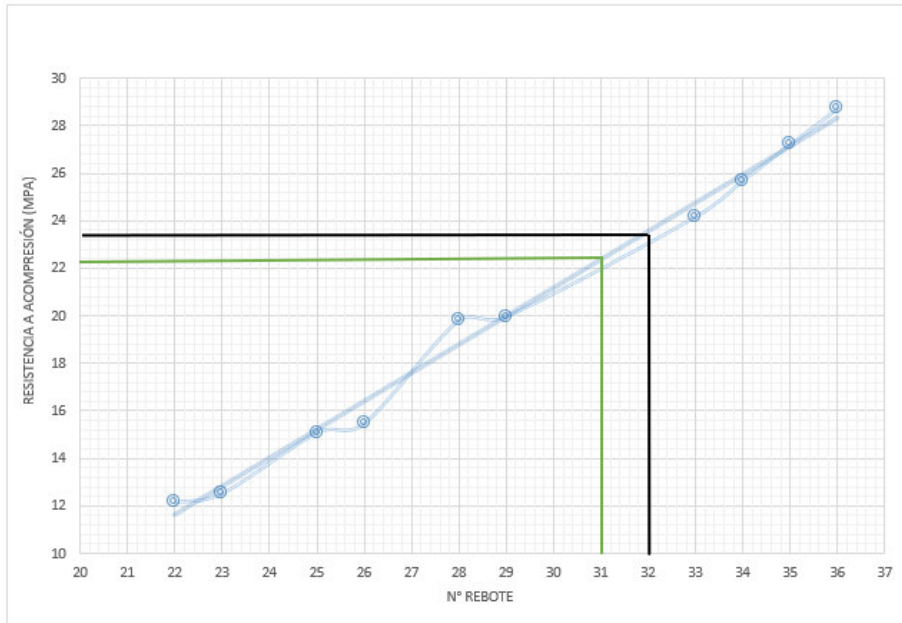
Reporte de ensayos de esclerometría a pabellones

ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA (ASTM C805)																		
Descripción	Número de rebotes (N/mm2)												Promedio	Rango de validez según norma ASTM C805		Promedio definitivo	Promedio general	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12		Prom -6	Prom +6			
Pabellón A	C1	30	31	31	33	30	30	36	25	38	30	30	38	31	25	37	31	31
	C2	29	32	32	35	35	35	32	35	35	36	36	34	33	27	39	33	
	C3	28	29	30	33	30	32	31	36	32	24	29	32	30	24	36	30	
Pabellón B	C1	32	34	30	36	30	32	29	33	30	28	30	31	31	25	37	31	32
	C2	31	41	34	37	37	37	29	37	31	31	34	33	34	28	40	34	
	C3	35	35	34	36	32	30	34	34	35	31	35	33	33	27	39	33	

Elaboración: los autores

Figura 48

Curva de resistencia-rebote para esclerómetro



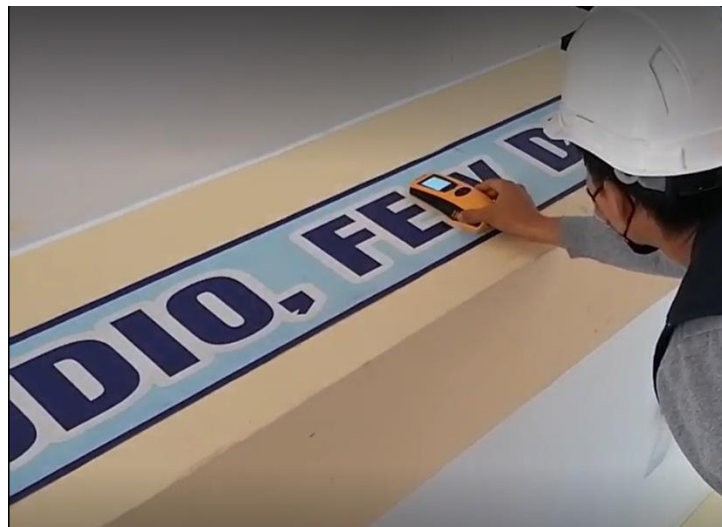
Elaboración: los autores

4.1.2 Escaneo de los elementos estructurales

Ante la ausencia de planos estructurales, se realizó un escaneo de cada elemento estructural, con el fin de obtener la cantidad y diámetro de aceros de refuerzo, así como, la distribución de estribos para columnas y vigas.

Figura 49

Escaneo de vigas



Elaboración: los autores

Figura 50

Escaneo de columnas



Elaboración: los autores

4.1.3 Medrado del peso de la estructura

Para efectuar el medrado de los componentes estructurales que se presentan para cada nivel de cada pabellón, se utilizaron flexómetros y una libreta de apuntes para recopilar los datos de las dimensiones reales.

4.1.3.1 Pabellón A

a. Bloque I

- Columnas

Tabla 23

Metrado de columnas del 1er al 3er nivel - Bloque I-A

	Descripción		γ (kg/m ³)	# veces	Altura (m)	Área (m ²)	Peso (Kg)
	Ancho (D)	Largo (L)					
C-1	0.45	0.25	2,400	12	3	0.1125	9,720.00
C-2	0.45	0.30	2,400	6	3	0.135	5,832.00
Sub total							15,552.00
Total (3 pisos)							46,656.00

Elaboración: los autores

- Vigas

Tabla 24

Metrado de vigas del 1er al 3er nivel – Bloque I-A

Vigas en planta principal					
Descripción	γ (kg/m ³)	Ancho (m)	Altura (m)	Largo (m)	peso (kg)
V-01	2,400.00	0.25	0.45	25.20	6,804.00
V-02	2,400.00	0.30	0.60	20.25	8,748.00
V-03	2,400.00	0.25	0.40	21.08	5,059.20
Sub total					20,611.20
Total (3 pisos)					61,833.60

Viga en volado					
Descripción	γ (kg/m ³)	Ancho (m)	Altura (m)	Largo (m)	peso (kg)
V-01	2,400.00	0.25	0.45	9.60	2,592.00
V-04	2,400.00	0.30	0.45	7.20	2,332.80
V-CH	2,400.00	0.15	0.17	22.98	1,406.38
Sub total					6,331.18
Total (2 pisos)					12,662.35

Elaboración: los autores

- Losa

Tabla 25

Metrado de losa por nivel – Bloque I-A

Losa en planta principal				
Piso	e losa	Peso propio (kg/m ²)	Área	Peso (kg)
1	0.17	280.00	150.72	42,202.16
2	0.17	280.00	150.72	42,202.16
3	0.17	280.00	150.72	42,202.16
Total				126,606.48

Losa en volado

Piso	e losa	Peso propio (kg/m ²)	Área	Peso (kg)
1	0.17	280.00	47.43	13,280.40
2	0.17	280.00	47.43	13,280.40
Total				26,560.80

Elaboración: los autores

- Acabado

Tabla 26

Metrado de acabado – Bloque I-A

Acabado en planta principal			
Piso	Área	Peso propio (kg/m ²)	Peso (kg)
1	175.80	100.00	17,579.70
2	230.95	100.00	23,094.90
3	230.95	100.00	23,094.90
Total			63,769.50

Elaboración: los autores

- Tabiquería

Tabla 27

Metrado de tabiquería – Bloque I-A

Tabiquería en planta principal			
Piso	Área	Peso propio (kg/m ²)	Peso (kg)
1	175.80	120.00	21,095.64
2	230.95	120.00	27,713.88
3	230.95	120.00	27,713.88
Total			76,523.40

Elaboración: los autores

Tabla 28

Metrado de acabado y tabiquería – Bloque I-A

Acabado y Tabiquería en volado			
Piso	Área	Peso propio (kg/m ²)	Peso (kg)
2	55.15	150.00	8,272.80
3	55.15	150.00	8,272.80
Total			16,545.60

Elaboración: los autores

- Muros portantes

Tabla 29

Metrado de muros portantes – Bloque I-A

Muros portantes			
Piso	Volumen (m ³)	Peso específico (kg/m ³)	Peso (kg)
1	16.93	1,800.00	30,481.92
2	16.93	1,800.00	30,481.92
3	16.93	1,800.00	30,481.92
Total			91,445.76

Elaboración: los autores

Se resume el peso de cada piso del Bloque I-A en la Tabla 30.

Tabla 30

Peso de cada nivel – Bloque I-A

Piso	Peso Total (kg)
1	167,134.20
2	187,540.44
3	167,928.86
Total	522,603.49

Elaboración: los autores

b. Bloque II

- Columnas

Tabla 31

Metrado de columnas del 1er al 3er nivel - Bloque II-A

	Descripción		γ (kg/m ³)	# veces	Altura (m)	Área (m ²)	Peso (Kg)
	Ancho (D)	Largo (L)					
C-1	0.45	0.25	2,400.00	12.00	3.00	0.11	9,720.00
C-2	0.45	0.30	2,400.00	6.00	3.00	0.14	5,832.00
Sub total							15,552.00
Total (3 pisos)							46,656.00

Elaboración: los autores

- Vigas

Tabla 32

Metrado de vigas del 1er al 3er nivel – Bloque II-A

Viga en planta principal					
Descripción	γ (kg/m ³)	ancho (m)	altura (m)	largo (m)	peso (kg)
V-01	2,400.00	0.25	0.45	25.20	6,804
V-02	2,400.00	0.30	0.60	20.25	8,748
V-03	2,400.00	0.25	0.40	21.54	5,170
Sub total					20,722
Total (3 pisos)					62,165

Elaboración: los autores

Viga en volado

Descripción	γ (kg/m ³)	ancho (m)	altura (m)	largo (m)	peso (kg)
V-01	2,400.00	0.25	0.45	9.60	2,592.00
V-04	2,400.00	0.30	0.45	7.20	2,332.80
V-CH	2,400.00	0.15	0.17	23.44	1,434.53
Sub total					6,359.33
Total (2 pisos)					12,718.66

Elaboración: los autores

- Losa

Tabla 33

Metrado de losa por nivel – Bloque II-A

Losa en planta principal				
Piso	e losa	Peso propio (kg/m ²)	Área (m ²)	Peso (kg)
1	0.17	280.00	154.01	43123.08
2	0.17	280.00	154.01	43123.08
3	0.17	280.00	154.01	43123.08
Total				129369.24
Losa en volado				
Piso	e losa	Peso propio (kg/m ²)	Área (m ²)	Peso (kg)
1	0.17	280.00	48.47	13570.20
2	0.17	280.00	48.47	13570.20
Total				27140.40

Elaboración: los autores

- Acabado

Tabla 34

Metrado de acabado – Bloque II-A

Acabado en planta principal			
Piso	Área (m2)	Peso propio (kg/m2)	Peso (kg)
1	179.32	100.00	17,931.60
2	235.57	100.00	23,557.20
3	235.57	100.00	23,557.20
Total			65,046.00

Elaboración: los autores

- Tabiquería

Tabla 35

Metrado de tabiquería – Bloque II-A

Tabiquería en planta principal			
Piso	Área	Peso propio (kg/m2)	Peso (kg)
1	179.32	120.00	21,517.92
2	235.57	120.00	28,268.64
3	235.57	120.00	28,268.64
Total			78,055.20

Elaboración: los autores

Tabla 36

Metrado de acabado y tabiquería – Bloque II-A

Acabado y Tabiquería en volado			
Piso	Área	Peso propio (kg/m2)	Peso (kg)
2	56.26	150.00	8,438.40
3	56.26	150.00	8,438.40
Total			16,876.80

Elaboración: los autores

- Muros portantes

Tabla 37

Metrado de muros portantes – Bloque II-A

Muros portantes			
Piso	Volumen (m3)	Peso específico (kg/m3)	Peso (kg)
1	16.93	1,800.00	30,481.92
2	16.93	1,800.00	30,481.92
3	16.93	1,800.00	30,481.92
Total			91,445.76

Elaboración: los autores

Se resume el peso de cada piso del Bloque II-A en la Tabla 38.

Tabla 38

Peso de cada nivel – Bloque II-A

Piso	Peso Total (Kg)
1	169,257.65
2	190,072.37
3	170,142.84
Total	529,472.86

Elaboración: los autores

4.1.3.2. Pabellón B

a. Bloque I

- Columnas

Tabla 39

Metrado de columnas del 1er al 2do nivel – Bloque I-B

	Descripción		γ (kg/m ³)	# veces	Altura (m)	Área (m ²)	Peso (Kg)
	Ancho (D)	Largo (L)					
C-1	0.25	0.45	2400.00	12	3.00	0.11	9720.00
C-2	0.30	0.45	2400.00	6	3.00	0.14	5832.00
Sub total							15552.00
Total (2 pisos)							31104.00
Elaboración: los autores							

- Vigas

Tabla 40

Metrado de vigas del 1er al 2do nivel – Bloque I-B

Vigas en planta principal					
Descripción	γ (kg/m ³)	ancho (m)	altura (m)	largo (m)	peso (kg)
V-01	2,400.00	0.25	0.45	26.60	7,182.00
V-02	2,400.00	0.30	0.60	21.30	9,201.60
V-03	2,400.00	0.25	0.40	22.00	5,280.00
Sub total					21,663.60
Total (2 pisos)					43,327.20
Vigas en volado					
Descripción	γ (kg/m ³)	ancho (m)	altura (m)	largo (m)	peso (kg)
V-01	2,400.00	0.25	0.45	9.60	2,592.00
V-04	2,400.00	0.30	0.45	7.20	2,332.80
V-CH	2,400.00	0.15	0.17	23.90	1,462.68
Total					6,387.48
Elaboración: los autores					

- Losa

Tabla 41

Metrado de losa por nivel – Bloque I-B

Losa en planta principal				
Piso	e losa	Peso propio (kg/m ²)	Área (m ²)	Peso (kg)
1	0.17	280.00	165.00	46,200.00
2	0.17	280.00	165.00	46,200.00
Total				92,400.00

Losa en volado				
Piso	e losa	Peso propio (kg/m ²)	Área (m ²)	Peso (kg)
1	0.17	280.00	49.50	13,860.00
Total				13,860.00

Elaboración: los autores

- Acabado

Tabla 42

Metrado de acabados – Bloque I-B

Acabado en planta principal			
Piso	Área (m ²)	Peso propio (kg/m ²)	Peso (kg)
1	191.20	100.00	19,120.00
2	248.56	100.00	24,856.00
Total			43,976.00

Elaboración: los autores

- Tabiquería

Tabla 43

Metrado de tabiquería – Bloque I-B

Tabiquería en planta principal			
Piso	Área	Peso propio (kg/m ²)	Peso (kg)
1	191.20	120.00	22,944.00
2	248.56	120.00	29,827.20

Elaboración: los autores

Tabla 44

Metrado de acabado y tabiquería en volado – Bloque I-B

Acabado y Tabiquería			
Piso	Área	Peso propio (kg/m ²)	Peso (kg)
2	57.36	150.00	8,604.00
Total			8,604.00

Elaboración: los autores

- Muros portantes

Tabla 45

Metrado de muros portantes – Bloque I-B

Muros portantes			
Piso	Volumen (m ³)	Peso específico (kg/m ³)	Peso (kg)
1	17.88	1,800.00	32,175.36
2	17.88	1,800.00	32,175.36
Total			64,350.72

Elaboración: los autores

Se resume el peso de cada piso del bloque I-B en la Tabla 46.

Tabla 46

Peso de cada nivel – Bloque I-B

Piso	Peso Total (Kg)
1	177,902.44
2	178,878.16
Total	356,780.60

Elaboración: los autores

b. Bloque II

- Columnas

Tabla 47

Metrado de columnas del 1er al 2do nivel – Bloque II-B

	Descripción		γ (kg/m ³)	# veces	Altura (m)	Área (m ²)	Peso (Kg)
	Ancho (D)	Largo (L)					
C-1	0.25	0.45	2400	12	3.00	0.11	9,720.00
C-2	0.30	0.45	2400	6	3.00	0.14	5,832.00
Sub total							15,552.00
Total (2 pisos)							31,104.00
Elaboración: los autores							

- Vigas

Tabla 48

Metrado de vigas del 1er al 2do nivel – Bloque II-B

Vigas en planta principal						
Descripción	γ (kg/m ³)	ancho (m)	altura (m)	Largo (m)	peso (kg)	
V-01	2,400.00	0.25	0.45	7.10	1,917.00	
V-02	2,400.00	0.30	0.60	21.30	9,201.60	
V-03	2,400.00	0.25	0.40	21.03	5,047.20	
Sub total						16,165.80
Total (2 pisos)						32,331.60
Viga en volado						
Descripción	γ (kg/m ³)	ancho (m)	altura (m)	Largo (m)	peso (kg)	
V-01	2,400.00	0.25	0.45	9.60	2,592.00	
V-04	2,400.00	0.30	0.45	7.20	2,332.80	
V-CH	2,400.00	0.15	0.17	22.93	1,403.32	
Total						6,328.12

Elaboración: los autores

- Losa

Tabla 49

Metrado de losa por nivel – Bloque II-B

Losa en planta principal				
Piso	e losa	Peso propio (kg/m ²)	Área	Peso (kg)
1	0.17	280.00	157.73	44,163.00
2	0.17	280.00	157.73	44,163.00
Total				88,326.00
Losa en volado				
Piso	e losa	Peso propio (kg/m ²)	Área	Peso (kg)
1	0.17	280.00	47.32	13,248.90
Total				13,248.90

Elaboración: los autores

- Acabado

Tabla 50

Metrado de acabados – Bloque II-B

Acabado en planta principal			
Piso	Área (m ²)	Peso propio (kg/m ²)	Peso (kg)
1	183.44	100.00	18,344.00
2	238.47	100.00	23,847.20
Total			42,191.20

Elaboración: los autores

- Tabiquería

Tabla 51

Metrado de tabiquería – Bloque II-B

Tabiquería en planta principal			
Piso	Área (m ²)	Peso propio (kg/m ²)	Peso (kg)
1	183.44	120.00	22,012.80
2	238.47	120.00	28,616.64
Total			50,629.44

Elaboración: los autores

Tabla 52

Metrado de acabado y tabiquería en volado – Bloque II-B

Acabado y Tabiquería			
Piso	Área (m ²)	Peso propio (kg/m ²)	Peso (kg)
2	55.03	150.00	8,254.80
Total			8,254.80

Elaboración: los autores

- Muros portantes

Tabla 53

Metrado de muros portantes – Bloque II-B

Muros portantes			
Piso	Volumen (m ³)	Peso específico (kg/m ³)	Peso (kg)
1	17.88	1,800.00	32,175.36
2	17.88	1,800.00	32,175.36
Total			64,350.72

Elaboración: los autores

Se resume el peso de cada piso del bloque I-B en la Tabla 54.

Tabla 54

Peso de cada nivel – Bloque II-B

Piso	Peso Total (Kg)
1	167,989.98
2	168,774.80
Total	336,764.78

Elaboración: los autores

4.2 Aplicación de métodos

4.2.1 Método de Hirosawa

Este método cualitativo tiene que ver con la obtención de dos índices, los cuales se comparan y se determina el comportamiento sísmico de cada pabellón.

4.2.1.1 Pabellón A

4.2.1.2 Bloque I-A

4.2.1.1.1 Dirección YY

I. Cálculo del Índice de Vulnerabilidad Estructural (Is)

- **Comportamiento Estructural (Eo)**

Se tuvieron que analizar las dimensiones y características de los elementos estructurales, por lo que se concluye que el sistema es mixto en la dirección YY, conformado por muros de albañilería y columnas. Adicional a ello, se tomaron en cuenta la cantidad de niveles que existen y las características físicas de las columnas, como sus dimensiones, al igual que su resistencia.

Para cumplir con los valores del Eo, se tuvieron que determinar los factores C_{ma} y C_c.

Tabla 55

Factores de comportamiento estructural dirección YY-Bloque I-A

Factor	Valor
C _{mar}	0
C _{sc}	0
C _a	0
C_{ma}	Calcular
C _w	0
C_c	Calcular

Elaboración: los autores

Para calcular el C_{ma}, cuya definición se detalló con anterioridad mediante la fórmula $C_{ma} = \frac{0.6 \times (0.45 \times \tau_o + 0.25 \times \sigma_o) \times \sum A_{ma}}{\sum_{j=1}^{np} W_j}$, se toman en cuenta los valores de resistencia a la compresión y a la cortante de la albañilería, según la Norma E.070 Albañilería, ambos para muros de ladrillo King Kong Industrial de 18 huecos, siendo estos muros típicos para cada nivel.

$$\tau_o = 8.1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_o = 65.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Tabla 56

Área de los Muros Ama – Bloque I-A

Tipo	# veces	Largo (cm)	Ancho (cm)	A _{ma} (cm ²)
Muro de albañilería	8	315.00	24.00	60,480.00

Elaboración: los autores

Se determina el C_{mar} para cada piso aplicando la fórmula:

$$C_{ma1} = \frac{0.6 \times (0.45 \times 8.1 + 0.25 \times 65) \times 60,480}{167,134.20}$$

$$C_{ma1} = 4.32$$

$$C_{ma2} = \frac{0.6 \times (0.45 \times 8.1 + 0.25 \times 65) \times 60,480}{187,540.44}$$

$$C_{ma2} = 3.85$$

$$C_{ma3} = \frac{0.6 \times (0.45 \times 8.1 + 0.25 \times 65) \times 60,480}{167,928.86}$$

$$C_{ma3} = 4.30$$

Para calcular el C_c, se tomó en cuenta la fórmula que se presenta a continuación. Ya mencionado que el sistema también es aporticado, se calcularán los factores A_{c1} y/o A_{c2}, teniendo como objeto a las columnas.

$$C_c = \frac{f'c}{200} \times \frac{10 \times \sum A_{c1} + 7 \times \sum A_{c2}}{\sum_{j=i}^{np} W_j}$$

Tabla 57Factores A_{c1} y A_{c2} para cada nivel dirección YY – Bloque I-A

Piso	A _{c1}	A _{c2}
1	0	21,600.00
2	0	21,600.00
3	0	21,600.00

Elaboración: los autores

Calculado, anteriormente, el $f'c$ para el pabellón A (Figura 48), así como, los valores necesarios para la determinación del C_c para cada nivel, se aplica la fórmula general simplificada, resumiéndose en la siguiente tabla:

Tabla 58

Cálculo del C_c en la dirección YY – Bloque I-A

Piso	$f'c$ (kg/cm ²)	A_{C1} (cm ²)	A_{C2} (cm ²)	W_j (kg)	C_c
1er piso	225	0	21600	167,134.2	1.02
2do piso	225	0	21600	187,540.4	0.91
3er piso	225	0	21600	167,928.9	1.01

Elaboración: los autores

Adaptado al método de Hirosawa, según la Tabla 6 (condiciones de F) se determina un factor de ductilidad F igual a 1. Igualmente, se determina el coeficiente alfa según la Tabla 7 (alfa), por lo que se puede determinar el coeficiente alfa de tipo A debido a que las columnas y muros portantes son los que trabajan.

Se procede a simplificar la fórmula general del E_o , quedando de la siguiente forma:

$$E_o = \frac{(n_p + 1)}{(n_p + i)} \times [\alpha_1 \times C_{ma} + \alpha_3 \times C_c] \times F$$

- **Cálculo del Índice sísmico de configuración estructural (SD)**

Los valores de SD mostrados en la Tabla 8 surgen a partir de un análisis de los datos dimensionales de la edificación. A continuación, los ítems a detalle por piso.

➤ Regularidad (a_i): Según el método de Hirosawa, se tienen 3 factores. Para este proyecto se consideró el primero (a_3), puesto que la edificación es de forma irregular, es decir, no se considera regular, ya que el volado supera el 30% del área total para el segundo y tercer piso.

➤ Relación largo – ancho (B): Con respecto a esta razón, el segundo y tercer piso son típicos, por lo que la relación de largo y ancho para los 3 niveles son:

Primer Piso

$$\text{Largo (n)} = 7.65 \text{ m}$$

$$\text{Ancho (m)} = 22.98 \text{ m}$$

$$B = \frac{n}{m} = \frac{7.65}{22.98} = 0.33 \rightarrow B \leq 5 \therefore G_i = 1$$

Segundo y Tercer piso

$$\text{Largo (n)} = 10.05\text{m}$$

$$\text{Ancho (m)} = 22.98\text{ m}$$

$$B = \frac{n}{m} = \frac{10.05}{22.98} = 0.43 \rightarrow B \leq 5 \therefore G_i = 1$$

➤ Junta de dilatación (S): La edificación en estudio muestra una junta sísmica de 0.0254 m. y la altura de cada nivel es de 3.00 m. Por lo tanto, la razón S será igual a la división de estos valores:

$$\text{Primer piso (h}_{\text{nivel}} = 3.00\text{ m)} \dots\dots\dots S = \frac{0.0254}{3.00} = 0.00847$$

$$\text{Segundo Piso (h}_{\text{nivel}} = 6.00\text{ m)} \dots\dots\dots S = \frac{0.0254}{6.00} = 0.00423$$

$$\text{Tercer Piso (h}_{\text{nivel}} = 9.00\text{ m)} \dots\dots\dots S = \frac{0.0254}{9.00} = 0.00282$$

Según la tabla anteriormente detallada, le pertenece un $G_i = 0.8$.

➤ Uniformidad de altura de piso (Rp): Siendo todas las alturas de 3.00m., se considera una relación de 1. Para todos los casos, la relación Rh cumple con la primera condición especificada en la tabla 8, por lo que se toma un $G_i = 1$.

Por lo tanto, para el pabellón A, se pueden resumir los valores de SD en la siguiente tabla:

Tabla 59

Valores de SD en dirección YY – Bloque I-A

Piso	a _i	l/a	C	Atrio	e _{atrio}	R _{as}	S	Rh	SD
1	1	1	-	-	-	-	0.95	1	0.95
2	1	1	-	-	-	-	0.90	1	0.90
3	1	1	-	-	-	-	0.90	1	0.90

Elaboración: los autores

• **Cálculo del Índice de deterioro de la edificación (T)**

Según las Tablas 9, 10, 11, 12 y 13, se determina el índice de deterioro resumiéndose en la siguiente tabla:

Tabla 60

Cálculo de T en la dirección YY – Bloque I-A

Condiciones		Valor
T1	Deformación permanente	1
T2	Grietas en muros o columnas debido a corrosión de acero	1
T3	Incendio	1
T4	Uso del cuerpo o bloque	1
T5	Tipo de daño estructural	1

Fuente: Adaptado del método Hirosawa

4.2.1.1.1.2. Dirección XX**I. Cálculo del Índice de Vulnerabilidad Estructural (Is)**

- **Comportamiento Estructural (Eo)**

Se tuvieron que analizar las dimensiones y características de los elementos estructurales, por lo que se concluye que el sistema estructural es aporticado en la dirección XX. Adicional a ello, se tomaron en cuenta la cantidad de niveles que existen y las características físicas de las columnas, como sus dimensiones, al igual que su resistencia.

Para cumplir con los valores del Eo, se tuvo que determinar el factor de comportamiento estructural Cc.

Tabla 61

Factores de Eo en dirección XX – Bloque I-A

Factor	Valor
Cmar	0
Csc	0
Ca	0
Cma	0
Cw	0
Cc	Calcular

Elaboración: los autores

Para calcular el C_c , se tomó en cuenta la fórmula que se presenta a continuación. Ya mencionado que el sistema es aporticado, se calcularán también los factores A_{c1} y/o A_{c2} , teniendo como objeto a las columnas.

$$C_c = \frac{f'c}{200} \times \frac{10 \times \sum A_{c1} + 7 \times \sum A_{c2}}{\sum_{j=i}^{np} W_j}$$

Tabla 62

Factores A_{c1} y A_{c2} para cada nivel en dirección XX-Pabellón A

Piso	A_{c1}	A_{c2}
1	0	21,600.00
2	0	21,600.00
3	0	21,600.00

Elaboración: los autores

Calculado, anteriormente, el $f'c$ para el pabellón A (Figura 48), así como, los valores necesarios para la determinación del C_c para cada nivel, se aplica la fórmula general simplificada, resumiéndose en la siguiente tabla:

Tabla 63

Cálculo del C_c en la dirección XX – Bloque I-A

Piso	$f'c$ (kg/cm ²)	A_{c1} (cm ²)	A_{c2} (cm ²)	W_j (kg)	C_c
1er piso	225	0	21600	167,134.2	1.02
2do piso	225	0	21600	187,540.4	0.91
3er piso	225	0	21600	167,928.9	1.01

Elaboración: los autores

Adaptado al método de Hirosawa, según la Tabla 6 (condiciones de F) se determina un factor de ductilidad F igual a 1. Igualmente, se determina el coeficiente alfa según la Tabla 7 (alfa), por lo que se puede determinar el coeficiente alfa de Tipo C debido a que las columnas son las que trabajan.

Se procede a simplificar la fórmula general del E_o , quedando de la siguiente forma:

$$E_o = \frac{(n_p + 1)}{(n_p + i)} \times [\alpha_3 \times C_c] \times F$$

- **Cálculo del Índice sísmico de configuración estructural (SD)**

Los valores de SD mostrados en la Tabla 8 surgen a partir de un análisis de los datos dimensionales de la edificación. A continuación, los ítems a detalle por piso.

➤ Regularidad (a_i): Según el método de Hirosawa, se tienen 3 factores. Para este proyecto se consideró el primero (a_3), puesto que la edificación es de forma irregular, es decir, no se considera regular, ya que el volado supera el 30% del área total para el segundo y tercer piso.

➤ Relación largo – ancho (B): Con respecto a esta razón, el segundo y tercer piso son típicos, por lo que la relación de largo y ancho para los 3 niveles son:

Primer Piso

$$\text{Largo (n)} = 22.98 \text{ m}$$

$$\text{Ancho (m)} = 7.65 \text{ m}$$

$$B = \frac{n}{m} = \frac{46.32}{7.65} = 3.00 \quad \rightarrow \quad B \leq 5 \quad \therefore \quad G_i = 1$$

Segundo y Tercer piso

$$\text{Largo (n)} = 22.98 \text{ m}$$

$$\text{Ancho (m)} = 10.05 \text{ m}$$

$$B = \frac{n}{m} = \frac{22.98}{10.05} = 2.29 \quad \rightarrow \quad B \leq 5 \quad \therefore \quad G_i = 1$$

➤ Junta de dilatación (S): La edificación en estudio muestra una junta sísmica de 0.0254 m. y la altura de cada nivel es de 3.00 m. Por lo tanto, la razón S será igual a la división de estos valores:

$$\text{Primer piso (h}_{\text{nivel}} = 3.00 \text{ m)} \dots\dots\dots S = \frac{0.0254}{3.00} = 0.00847$$

$$\text{Segundo Piso (h}_{\text{nivel}} = 6.00 \text{ m)} \dots\dots\dots S = \frac{0.0254}{6.00} = 0.00423$$

$$\text{Tercer Piso (h}_{\text{nivel}} = 9.00 \text{ m)} \dots\dots\dots S = \frac{0.0254}{9.00} = 0.00282$$

Según la tabla anteriormente detallada, le pertenece un $G_i = 0.8$.

➤ Uniformidad de altura de piso (R_p): Siendo todas las alturas de 3.00m., se considera una relación de 1. Para todos los casos, la relación R_h cumple con la primera condición especificada en la Tabla 8, por lo que se toma un $G_i = 1$.

Por lo tanto, para el pabellón A, se pueden resumir los valores de SD en la siguiente tabla:

Tabla 64

Valores de SD en la dirección XX – Bloque I-A

Piso	a_i	l/a	C	Atrio	e_{atrio}	R_{as}	S	Rh	SD
1	1	1	-	-	-	-	0.95	1	0.95
2	1	1	-	-	-	-	0.90	1	0.90
3	1	1	-	-	-	-	0.90	1	0.90

Elaboración: los autores

- **Cálculo del Índice de deterioro de la edificación (T)**

Según las Tablas 9, 10, 11, 12 y 13, se determina el índice de deterioro resumiéndose en la siguiente tabla:

Tabla 65

Condiciones para T en la dirección XX – Bloque I-A

	Condiciones	Valor
T1	Deformación permanente	1
T2	Grietas en muros o columnas debido a corrosión de acero	1
T3	Incendio	1
T4	Uso del cuerpo o bloque	1
T5	Tipo de daño estructural	1

Fuente: Adaptado de Hirosawa

4.2.1.1.2. Bloque II-A**4.2.1.1.2.1. Dirección YY****I. Cálculo del Índice de Vulnerabilidad Estructural (Is)**

- **Comportamiento Estructural (Eo)**

Para cumplir con los valores del Eo, se tuvieron que determinar los factores C_{ma} y C_c .

Tabla 66

Factores de comportamiento estructural dirección YY-Bloque II-A

Factor	Valor
Cmar	0
Csc	0
Ca	0
Cma	Calcular
Cw	0
Cc	Calcular

Elaboración: los autores

Para calcular el Cma, cuya definición se detalló con anterioridad mediante la fórmula $C_{ma} = \frac{0.6 \times (0.45 \times \tau_o + 0.25 \times \sigma_o) \times \sum A_{ma}}{\sum_{j=1}^{np} W_j}$, se toman en cuenta los valores de resistencia a la compresión y a la cortante de la albañilería, según la Norma E.070 Albañilería, ambos para muros de ladrillo King Kong Industrial de 18 huecos, siendo estos muros típicos para cada nivel.

$$\tau_o = 8.10 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_o = 65.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Tabla 67

Área de los Muros Ama – Bloque II-A

Tipo	# veces	Largo (cm)	Ancho (cm)	A _{ma} (cm ²)
Muro de albañilería	8	315.00	24.00	60,480.00

Elaboración: los autores

Se determina el Cmar para cada piso aplicando la fórmula:

$$C_{ma1} = \frac{0.6 \times (0.45 \times 8.1 + 0.25 \times 65) \times 60,480}{169,257.65}$$

$$C_{ma1} = 4.26$$

$$C_{ma2} = \frac{0.6 \times (0.45 \times 8.1 + 0.25 \times 65) \times 60,480}{190,072.37}$$

$$C_{ma2} = 3.80$$

$$C_{ma3} = \frac{0.6 \times (0.45 \times 8.1 + 0.25 \times 65) \times 60,480}{170,142.84}$$

$$C_{ma3} = 4.24$$

Para calcular el Cc, se tomo en cuenta la fórmula que se presenta a continuación. Ya mencionado que el sistema también es aporticado, se calcularán los factores Ac1 y/o Ac2, teniendo como objeto a las columnas.

$$C_c = \frac{f'c}{200} \times \frac{10 \times \sum A_{c1} + 7 \times \sum A_{c2}}{\sum_{j=i}^{np} W_j}$$

Tabla 68

Factores Ac1 y Ac2 para cada nivel dirección YY – Bloque II-A

Piso	Ac1	Ac2
1	0	21,600.00
2	0	21,600.00
3	0	21,600.00

Elaboración: los autores

Calculado, anteriormente, el f'c para el pabellón A (Figura 48), así como, los valores necesarios para la determinación del Cc para cada nivel, se aplica la fórmula general simplificada, resumiéndose en la siguiente tabla:

Tabla 69

Cálculo del Cc en la dirección YY – Bloque II-A

Piso	f'c (kg/cm ²)	Ac1 (cm ²)	Ac2 (cm ²)	Wj (kg)	Cc
1er piso	225	0	21,600.00	169,257.65	1.00
2do piso	225	0	21,600.00	190,072.37	0.89
3er piso	225	0	21,600.00	170,142.84	1.00

Elaboración: los autores

Adaptado al método de Hirosawa, según la Tabla 6 (condiciones de F) se determina un factor de ductilidad F igual a 1. Igualmente, se determina el coeficiente alfa según la Tabla 7 (alfa), por lo que se puede determinar el coeficiente alfa de tipo A debido a que las columnas y los muros portantes son los que trabajan.

Se procede a simplificar la fórmula general del E_o , quedando de la siguiente forma:

$$E_o = \frac{(n_p + 1)}{(n_p + i)} \times [\alpha_1 \times C_{ma} + \alpha_3 \times C_c] \times F$$

• **Cálculo del Índice sísmico de configuración estructural (SD)**

Los valores de SD mostrados en la Tabla 8 surgen a partir de un análisis de los datos dimensionales de la edificación. A continuación, los ítems a detalle por piso.

- Regularidad (a_i): Según el método de Hirosawa, se tienen 3 factores. Para este proyecto se consideró el primero (a_3), puesto que la edificación es de forma irregular, es decir, no se considera regular, ya que el volado supera el 30% del área total para el segundo y tercer piso.
- Relación largo – ancho (B): Con respecto a esta razón, el segundo y tercer piso son típicos, por lo que la relación de largo y ancho para los 3 niveles son:

Primer Piso

$$\text{Largo (n)} = 7.65 \text{ m}$$

$$\text{Ancho (m)} = 23.44 \text{ m}$$

$$B = \frac{n}{m} = \frac{7.65}{23.44} = 0.32 \quad \rightarrow \quad \mathbf{B \leq 5} \quad \therefore \quad \mathbf{G_i = 1}$$

Segundo y Tercer piso

$$\text{Largo (n)} = 10.05\text{m}$$

$$\text{Ancho (m)} = 23.44 \text{ m}$$

$$B = \frac{n}{m} = \frac{10.05}{23.44} = 0.43 \quad \rightarrow \quad \mathbf{B \leq 5} \quad \therefore \quad \mathbf{G_i = 1}$$

- Junta de dilatación (S): La edificación en estudio muestra una junta sísmica de 0.0254 m. y la altura de cada nivel es de 3.00 m. Por lo tanto, la razón S será igual a la división de estos valores:

$$\text{Primer piso (} h_{\text{nivel}} = 3.00 \text{ m)} \dots\dots\dots S = \frac{0.0254}{3.00} = 0.00847$$

$$\text{Segundo Piso (} h_{\text{nivel}} = 6.00 \text{ m)} \dots\dots\dots S = \frac{0.0254}{6.00} = 0.00423$$

$$\text{Tercer Piso (} h_{\text{nivel}} = 9.00 \text{ m)} \dots\dots\dots S = \frac{0.0254}{9.00} = 0.00282$$

Según la tabla anteriormente detallada, le pertenece un $G_i = 0.8$.

- Uniformidad de altura de piso (R_p): Siendo todas las alturas de 3.00m., se considera una relación de 1. Para todos los casos, la relación R_h cumple con la primera condición especificada en la tabla 8, por lo que se toma un $G_i = 1$.

Por lo tanto, para el pabellón A se pueden resumir los valores de SD en la siguiente tabla:

Tabla 70

Valores de SD en dirección YY – Bloque II-A

Piso	a_i	l/a	C	Atrio	e_{atrio}	R_{as}	S	R_h	SD
1	1	1	-	-	-	-	0.95	1	0.95
2	1	1	-	-	-	-	0.90	1	0.90
3	1	1	-	-	-	-	0.90	1	0.90

Elaboración: los autores

- **Cálculo del Índice de deterioro de la edificación (T)**

Según las Tablas 9, 10, 11, 12 y 13, se determina el índice de deterioro resumiéndose en la siguiente tabla:

Tabla 71

Cálculo de T en la dirección YY – Bloque II-A

	Condiciones	Valor
T1	Deformación permanente	1
T2	Grietas en muros o columnas debido a corrosión de acero	1
T3	Incendio	1
T4	Uso del cuerpo o bloque	1
T5	Tipo de daño estructural	1

Fuente: Adaptado de Hirosawa

4.2.1.1.2.2. Dirección XX

I. Cálculo del Índice de Vulnerabilidad Estructural (I_s)

- **Comportamiento Estructural (E_o)**

Se tuvieron que analizar las dimensiones y características de los elementos estructurales, por lo que se concluye que el sistema estructural es aporricado en la dirección XX. Adicional a ello, se tomaron en cuenta la cantidad

de niveles que existen y las características físicas de las columnas, como sus dimensiones, al igual que su resistencia.

Para cumplir con los valores del E_o , se tuvo que determinar el factor de comportamiento estructural C_c .

Tabla 72

Factores de E_o en dirección XX – Bloque II-A

Factor	Valor
Cmar	0
Csc	0
Ca	0
Cma	0
Cw	0
Cc	Calcular

Elaboración: los autores

Para calcular el mencionado índice, se tomó en cuenta la fórmula que se presenta a continuación. Ya mencionado que el sistema es aporticado, se calcularán también los factores A_{c1} y/o A_{c2} , teniendo como objeto a las columnas.

$$C_c = \frac{f'_c}{200} \times \frac{10 \times \sum A_{c1} + 7 \times \sum A_{c2}}{\sum_{j=i}^{np} W_j}$$

Tabla 73

Factores A_{c1} y A_{c2} para cada nivel en dirección XX-Bloque II-A

Piso	A_{c1}	A_{c2}
1	0	21,600.00
2	0	21,600.00
3	0	21,600.00

Elaboración: los autores

Calculado, anteriormente, el $f'c$ para el pabellón A (Figura 48), así como, los valores necesarios para la determinación del C_c para cada nivel, se aplica la fórmula general simplificada, resumiéndose en la siguiente tabla:

Tabla 74

Cálculo del C_c en la dirección XX – Bloque II-A

Piso	$f'c$ (kg/cm ²)	A_{c1} (cm ²)	A_{c2} (cm ²)	W_j (kg)	C_c
1er piso	225	0	21,600.00	169,257.65	1.00
2do piso	225	0	21,600.00	190,072.37	0.89
3er piso	225	0	21,600.00	170,142.84	1.00

Elaboración: los autores

Adaptado al método de Hirosawa, según la Tabla 6 (condiciones de F) se determina un factor de ductilidad F igual a 1. Igualmente, se determina el coeficiente alfa según la Tabla 7 (alfa), por lo que se puede determinar el coeficiente alfa de tipo C debido a que las columnas son las que trabajan.

Se procede a simplificar la fórmula general del E_o , quedando de la siguiente forma:

$$E_o = \frac{(n_p + 1)}{(n_p + i)} \times [\alpha_3 \times C_c] \times F$$

- **Cálculo del Índice sísmico de configuración estructural (SD)**

Los valores de SD mostrados en la Tabla 8 surgen a partir de un análisis de los datos dimensionales de la edificación. A continuación, los ítems a detalle por piso.

- Regularidad (a_i): Según el método de Hirosawa, se tienen 3 factores. Para este proyecto se consideró el primero (a_3), puesto que la edificación es de forma irregular, es decir, no se considera regular ya que el volado supera el 30% del área total para el segundo y tercer piso.
- Relación largo – ancho (B): Con respecto a esta razón, el segundo y tercer piso son típicos, por lo que la relación de largo y ancho para los 3 niveles son:

Primer Piso

$$\text{Largo (n)} = 23.44 \text{ m}$$

$$\text{Ancho (m)} = 7.65 \text{ m}$$

$$B = \frac{n}{m} = \frac{23.44}{7.65} = 3.06 \rightarrow B \leq 5 \therefore G_i = 1$$

Segundo y Tercer piso

$$\text{Largo (n)} = 23.44 \text{ m}$$

$$\text{Ancho (m)} = 10.05 \text{ m}$$

$$B = \frac{n}{m} = \frac{23.44}{10.05} = 2.33 \rightarrow B \leq 5 \therefore G_i = 1$$

- Junta de dilatación (S): La edificación en estudio muestra una junta símica de 0.0254 m. y la altura de cada nivel es de 3.00m. Por lo tanto, la razón S será igual a la división de estos valores:

$$\text{Primer piso (h}_{\text{nivel}} = 3.00 \text{ m)} \dots\dots\dots S = \frac{0.0254}{3.00} = 0.00847$$

$$\text{Segundo Piso (h}_{\text{nivel}} = 6.00 \text{ m)} \dots\dots\dots S = \frac{0.0254}{6.00} = 0.00423$$

$$\text{Tercer Piso (h}_{\text{nivel}} = 9.00 \text{ m)} \dots\dots\dots S = \frac{0.0254}{9.00} = 0.00282$$

Según la tabla anteriormente detallada, le pertenece un $G_i = 0.8$.

- Uniformidad de altura de piso (Rp): Siendo todas las alturas de 3.00m., se considera una relación de 1. Para todos los casos, la relación Rh cumple con la primera condición especificada en la Tabla 8, por lo que se toma un $G_i = 1$.

Por lo tanto, para el pabellón A se pueden resumir los valores de SD en la siguiente tabla:

Tabla 75

Valores de SD en la dirección XX – Bloque II-A

Piso	a _i	l/a	C	Atrio	e _{atrio}	R _{as}	S	Rh	SD
1	1	1	-	-	-	-	0.95	1	0.95
2	1	1	-	-	-	-	0.90	1	0.90
3	1	1	-	-	-	-	0.90	1	0.90

Elaboración: los autores

• **Cálculo del Índice de deterioro de la edificación (T)**

Según las Tablas 9, 10, 11, 12 y 13, se determina el índice de deterioro resumiéndose en la siguiente tabla:

Tabla 76

Condiciones para T en la dirección XX – Bloque II-A

Condiciones		Valor
T1	Deformación permanente	1
T2	Grietas en muros o columnas debido a corrosión de acero	1
T3	Incendio	1
T4	Uso del cuerpo o bloque	1
T5	Tipo de daño estructural	1

Fuente: Adaptado del método de Hirosawa

4.2.1.2. Pabellón B**4.2.1.2.1. Bloque I-B****4.2.1.2.1.1. Dirección YY****I. Cálculo del Índice de Vulnerabilidad Estructural (Is)**

- Comportamiento Estructural (Eo)**

Para cumplir con los valores del Eo, se tuvieron que determinar los factores Cc y Cma.

Tabla 77

Factores de Eo en dirección YY – Bloque I-B

Factor	Valor
Cmar	0
Csc	0
Ca	0
Cma	Calcular
Cw	0
Cc	Calcular

Fuente: Método de Hirosawa

Para calcular el Cma, cuya definición se detalló con anterioridad mediante la fórmula $C_{ma} = \frac{0.6 \times (0.45 \times \tau_o + 0.25 \times \sigma_o) \times \sum A_{ma}}{\sum_{j=i}^{np} W_j}$, se toman en cuenta los valores de resistencia a la compresión y a la cortante de la albañilería, según la Norma E.070

Albañilería, ambos para muros de ladrillo King Kong Industrial de 18 huecos, siendo estos muros típicos para cada nivel.

$$\tau_o = 8.1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_o = 65.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Tabla 78

Área de los muros Ama en dirección YY – Bloque I-B

Tipo	# veces	Largo (cm)	Ancho (cm)	A _{ma} (cm ²)
Muro de albañilería	8	332.50	24.00	63,840.00

Elaboración: los autores

Se determina el C_{mar} para cada piso aplicando la fórmula:

$$C_{ma1} = \frac{0.6 \times (0.45 \times 8.1 + 0.25 \times 65) \times 63,840.00}{177,902.44}$$

$$C_{ma1} = 4.28$$

$$C_{ma2} = \frac{0.6 \times (0.45 \times 8.1 + 0.25 \times 65) \times 63,840.00}{178,878.16}$$

$$C_{ma2} = 4.26$$

Para calcular el C_c, se tomó en cuenta la fórmula que se presenta a continuación. Ya mencionado que el sistema también es aporticado, se calcularán los factores A_{c1} y/o A_{c2}, teniendo como objeto a las columnas.

$$C_c = \frac{f'c}{200} \times \frac{10 \times \sum A_{c1} + 7 \times \sum A_{c2}}{\sum_{j=i}^{np} W_j}$$

Tabla 79

Factores A_{c1} y A_{c2} para cada nivel en la dirección YY-Bloque I-B

Piso	A _{c1}	A _{c2}
1	0	21,600.00
2	0	21,600.00

Elaboración: los autores

Calculado, anteriormente, el f'c para el pabellón A (Figura 48), así como, los valores necesarios para la determinación del C_c para cada nivel, se aplica la fórmula general simplificada, resumiéndose en la siguiente tabla:

Tabla 80

Cálculo del Cc en la dirección YY – Bloque I-B

Piso	f'c (kg/cm ²)	Ac1 (cm ²)	Ac2 (cm ²)	Wj (kg)	Cc
1er piso	240	0	21,600.00	177,902.44	1.02
2do piso	240	0	21,600.00	178,878.16	1.01

Elaboración: los autores

Adaptado al método de Hirosawa, según la Tabla 6 (condiciones de F) se determina un factor de ductilidad F igual a 1. Igualmente, se determina el coeficiente alfa según la Tabla 7 (alfa), por lo que se puede determinar el coeficiente de tipo A, ya que los muros son los que predominan y soportan la carga.

Se procede a simplificar la fórmula general del E_o, quedando de la siguiente forma:

$$E_o = \frac{(n_p + 1)}{(n_p + i)} \times [\alpha_1 \times C_{ma} + \alpha_3 \times C_c] \times F$$

- **Cálculo del Índice sísmico de configuración estructural (SD)**

Los valores de SD mostrados en la Tabla 8 surgen a partir de un análisis de los datos dimensionales de la edificación. A continuación, los ítems a detalle por piso.

- Regularidad (a_i): Según el método de Hirosawa, se tienen 3 factores. Para este proyecto se consideró el primero (a₃), puesto que la edificación es de forma irregular, es decir, no se considera regular, ya que el volado supera el 30% del área total para el segundo piso.
- Relación largo – ancho (B): Con respecto a esta razón, la relación de largo y ancho para los 2 niveles son:

Primer Piso

$$\text{Largo (n)} = 8.00 \text{ m}$$

$$\text{Ancho (m)} = 23.90 \text{ m}$$

$$B = \frac{n}{m} = \frac{8.00}{23.90} = 0.33 \quad \rightarrow \quad B \leq 5 \quad \therefore \quad G_i = 1$$

Segundo piso

$$\text{Largo (n)} = 10.40 \text{ m}$$

$$\text{Ancho (m)} = 23.90 \text{ m}$$

$$B = \frac{n}{m} = \frac{10.40}{23.90} = 0.44 \rightarrow B \leq 5 \therefore G_i = 1$$

- Junta de dilatación (S): La edificación en estudio muestra una junta sísmica de 0.0254 m. y la altura de cada nivel es de 3.00m. Por lo tanto, la razón S será igual a la división de estos valores:

Primer piso ($h_{\text{nivel}} = 3.00 \text{ m}$) $S = \frac{0.0254}{3.00} = 0.00847$

Segundo Piso ($h_{\text{nivel}} = 6.00 \text{ m}$)..... $S = \frac{0.0254}{6.00} = 0.00423$

Según la tabla anteriormente detallada, le pertenece un $G_i = 0.8$.

- Uniformidad de altura de piso (R_p): Siendo todas las alturas de 3.00m., se considera una relación de 1. Para todos los casos, la relación R_h cumple con la primera condición especificada en la Tabla 8, por lo que se toma un $G_i = 1$.

Por lo tanto, para el pabellón B se pueden resumir los valores de SD en la siguiente tabla:

Tabla 81

Valores de SD en la dirección YY – Bloque I-B

Piso	a_i	l/a	C	Atrio	e_{atrio}	R_{as}	S	R_h	SD
1	1	1	-	-	-	-	0.95	1	0.95
2	1	1	-	-	-	-	0.90	1	0.90

Elaboración: los autores

- **Cálculo del Índice de deterioro de la edificación (T)**

Según las Tablas 9, 10, 11, 12 y 13, se determina el índice de deterioro resumiéndose en la siguiente tabla:

Tabla 82

Condiciones para T en la dirección YY – Bloque I-B

Condiciones		Valor
T1	Deformación permanente	1
T2	Grietas en muros o columnas debido a corrosión de acero	1
T3	Incendio	1
T4	Uso del cuerpo o bloque	1
T5	Tipo de daño estructural	1

Elaboración: los autores

4.2.1.2.1.2. Dirección XX

I. Cálculo del Índice de Vulnerabilidad Estructural (Is)

- **Comportamiento Estructural (Eo)**

Se tuvieron que analizar las dimensiones y características de los elementos estructurales, por lo que se concluye que el sistema estructural es aporticado en la dirección XX. Para cumplir con los valores del Eo, se tuvo que determinar el factor de comportamiento estructural Cc.

Tabla 83

Factores de Eo en dirección XX – Bloque I-B

Factor	Valor
Cmar	0
Csc	0
Ca	0
Cma	0
Cw	0
Cc	Calcular

Elaboración: los autores

Para calcular el mencionado índice, se tomó en cuenta la fórmula que se presenta a continuación:

$$C_c = \frac{f'c}{200} \times \frac{10 \times \sum A_{c1} + 7 \times \sum A_{c2}}{\sum_{j=i}^{np} W_j}$$

Tabla 84

Factores Ac1 y Ac2 por nivel en la dirección XX – Bloque I-B

Piso	Ac1	Ac2
1	0	21,600.00
2	0	21,600.00

Elaboración: los autores

Calculado, anteriormente, el $f'c$ para el pabellón B (Figura 48), se aplica la fórmula general simplificada, resumiéndose en la siguiente tabla:

Tabla 85

Cálculo del C_c en la dirección XX – Bloque I-B

Piso	$f'c$ (kg/cm ²)	A_{C1} (cm ²)	A_{C2} (cm ²)	W_j (kg)	C_c
1er piso	240	0	21600	177,902.44	1.02
2do piso	240	0	21600	178,878.16	1.01

Elaboración: los autores

Adaptado al método de Hirosawa, según la Tabla 6 (condiciones de F) se determina un factor de ductilidad F igual a 1. Igualmente, se determina el coeficiente alfa según la Tabla 7 (alfa), por lo que se puede determinar el coeficiente de tipo C debido a que las columnas son las que trabajan.

Se procede a simplificar la fórmula general del E_o , quedando de la siguiente forma:

$$E_o = \frac{(n_p + 1)}{(n_p + i)} \times [\alpha_3 \times C_c] \times F$$

- **Cálculo del Índice sísmico de configuración estructural (SD)**

Los valores de SD mostrados en la Tabla 8 surgen a partir de un análisis de los datos dimensionales de la edificación. A continuación, los ítems a detalle por piso.

- Regularidad (a_i): Según el método de Hirosawa, se tienen 3 factores, para este proyecto se consideró el primero (a_3), puesto que la edificación es de forma irregular, es decir, no se considera regular ya que el volado supera el 30% del área total para el segundo piso.
- Relación largo – ancho (B): Con respecto a esta razón, la relación de largo y ancho para los 2 niveles son:

Primer Piso

$$\text{Largo (n)} = 23.90 \text{ m}$$

$$\text{Ancho (m)} = 8.00 \text{ m}$$

$$B = \frac{n}{m} = \frac{23.90}{8.00} = 2.99 \quad \rightarrow \quad \mathbf{B \leq 5} \quad \therefore \quad \mathbf{G_i = 1}$$

Segundo piso

Largo (n) = 23.90 m

Ancho (m) = 10.40 m

$$B = \frac{n}{m} = \frac{23.90}{10.40} = 2.29 \rightarrow B \leq 5 \therefore G_i = 1$$

- Junta de dilatación (S): La edificación en estudio muestra una junta sísmica de 0.0254 m. y la altura de cada nivel es de 3.00m. Por lo tanto, la razón S será igual a la división de estos valores:

Primer piso ($h_{\text{nivel}} = 3.00 \text{ m}$) $S = \frac{0.0254}{3.00} = 0.00847$

Segundo Piso ($h_{\text{nivel}} = 6.00 \text{ m}$)..... $S = \frac{0.0254}{6.00} = 0.00423$

Según la tabla anteriormente detallada, le pertenece un $G_i = 0.8$.

- Uniformidad de altura de piso (R_p): Siendo todas las alturas de 3.00m., se considera una relación de 1. Para todos los casos, la relación R_h cumple con la primera condición especificada en la Tabla 8, por lo que se toma un $G_i = 1$.

Tabla 86

Valores de SD en la dirección XX – Bloque I-B

Piso	a_i	l/a	C	Atrio	e_{atrio}	R_{as}	S	Rh	SD
1	1	1	-	-	-	-	0.95	1	0.95
2	1	1	-	-	-	-	0.90	1	0.90

Elaboración: los autores

- **Cálculo del Índice de deterioro de la edificación (T)**

Según las Tablas 9, 10, 11, 12 y 13, se determina el índice de deterioro resumiéndose en la siguiente tabla:

Tabla 87

Condiciones para T en la dirección XX – Bloque I-B

	Condiciones	Valor
T1	Deformación permanente	1
T2	Grietas en muros o columnas debido a corrosión de acero	1
T3	Incendio	1
T4	Uso del cuerpo o bloque	1
T5	Tipo de daño estructural	1

Elaboración: los autores

4.2.1.2.2. Bloque II-B

4.2.1.2.2.1. Dirección YY

I. Cálculo del Índice de Vulnerabilidad Estructural (Is)

- **Comportamiento Estructura (Eo)**

Para cumplir con los valores del Eo, se tuvieron que determinar los factores Cc y Cma.

Tabla 88

Factores de Eo en dirección YY – Bloque II-B

Factor	Valor
Cmar	0
Csc	0
Ca	0
Cma	Calcular
Cw	0
Cc	Calcular

Fuente: Método de Hirosawa

Para calcular el Cma, cuya definición se detalló con anterioridad mediante la fórmula $C_{ma} = \frac{0.6 \times (0.45 \times \tau_o + 0.25 \times \sigma_o) \times \sum A_{ma}}{\sum_{j=i}^{np} W_j}$, se toman en cuenta los valores de resistencia a la compresión y a la cortante de la albañilería, según la Norma E.070 Albañilería, ambos para muros de ladrillo King Kong Industrial de 18 huecos, siendo estos muros típicos para cada nivel.

$$\tau_o = 8.1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$
$$\sigma_o = 65.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Tabla 89

Área de los muros Ama en dirección YY – Bloque II-B

Tipo	# veces	Largo (cm)	Ancho (cm)	A _{ma} (cm ²)
Muro de albañilería	8	332.50	24.00	63,840.00

Elaboración: los autores

Se determina el C_{mar} para cada piso aplicando la fórmula:

$$C_{ma1} = \frac{0.6 \times (0.45 \times 8.1 + 0.25 \times 65) \times 63,840.00}{167,989.98}$$

$$C_{ma1} = 4.54$$

$$C_{ma2} = \frac{0.6 \times (0.45 \times 8.1 + 0.25 \times 65) \times 63,840.00}{168,774.80}$$

$$C_{ma2} = 4.52$$

Para calcular el C_c, se tomó en cuenta la fórmula que se presenta a continuación. Ya mencionado que el sistema también es aporticado, se calcularán los factores A_{c1} y/o A_{c2}, teniendo como objeto a las columnas.

$$C_c = \frac{f'c}{200} \times \frac{10 \times \sum A_{c1} + 7 \times \sum A_{c2}}{\sum_{j=i}^{np} W_j}$$

Tabla 90Factores A_{c1} y A_{c2} para cada nivel en dirección YY-Bloque II-B

Piso	A _{c1}	A _{c2}
1	0	21,600.00
2	0	21,600.00

Elaboración: los autores

Calculado, anteriormente, el f'c para el pabellón B (Figura 48), así como, los valores necesarios para la determinación del C_c para cada nivel, se aplica la fórmula general simplificada, resumiéndose en la siguiente tabla:

Tabla 91

Cálculo del Cc en la dirección YY – Bloque II-B

Piso	f'c (kg/cm ²)	Ac1 (cm ²)	Ac2 (cm ²)	Wj (kg)	Cc
1er piso	240	0	21,600.00	167,989.98	1.08
2do piso	240	0	21,600.00	168,774.80	1.08

Elaboración: los autores

Adaptado al método de Hirosawa, según la Tabla 6 (condiciones de F) se determina un factor de ductilidad F igual a 1. Igualmente, se determina el coeficiente alfa según la Tabla 7 (alfa), por lo que se puede determinar el coeficiente alfa de tipo A, ya que los muros son los que predominan y soportan la carga.

Se procede a simplificar la fórmula general del E_o, quedando de la siguiente forma:

$$E_o = \frac{(n_p + 1)}{(n_p + i)} \times [\alpha_1 \times C_{ma} + \alpha_3 \times C_c] \times F$$

- **Cálculo del Índice sísmico de configuración estructural (SD)**

Los valores de SD mostrados en la Tabla 8 surgen a partir de un análisis de los datos dimensionales de la edificación. A continuación, los ítems a detalle por piso.

- Regularidad (a_i): Según el método de Hirosawa, se tienen 3 factores. Para este proyecto se consideró el primero (a₃), puesto que la edificación es de forma irregular, es decir, no se considera regular, ya que el volado supera el 30% del área total para el segundo piso.
- Relación largo – ancho (B): Con respecto a esta razón, la relación de largo y ancho para los 2 niveles son:

Primer Piso

$$\text{Largo (n)} = 8.00 \text{ m}$$

$$\text{Ancho (m)} = 22.93 \text{ m}$$

$$B = \frac{n}{m} = \frac{8.00}{22.93} = 0.35 \quad \rightarrow \quad \mathbf{B \leq 5} \quad \therefore \quad \mathbf{G_i = 1}$$

Segundo piso

$$\text{Largo (n)} = 10.40 \text{ m}$$

$$\text{Ancho (m)} = 22.93 \text{ m}$$

$$B = \frac{n}{m} = \frac{10.40}{22.93} = 0.45 \rightarrow B \leq 5 \therefore G_i = 1$$

- Junta de dilatación (S): La edificación en estudio muestra una junta sísmica de 0.0254 m. y la altura de cada nivel es de 3.00m. Por lo tanto, la razón S será igual a la división de estos valores:

Primer piso ($h_{\text{nivel}} = 3.00 \text{ m}$) $S = \frac{0.0254}{3.00} = 0.00847$

Segundo Piso ($h_{\text{nivel}} = 6.00 \text{ m}$)..... $S = \frac{0.0254}{6.00} = 0.00423$

Según la tabla anteriormente detallada, le pertenece un $G_i = 0.8$.

- Uniformidad de altura de piso (R_p): Siendo todas las alturas de 3.00m., se considera una relación de 1. Para todos los casos, la relación R_h cumple con la primera condición especificada en la Tabla 8, por lo que se toma un $G_i = 1$.

Por lo tanto, para el pabellón B se pueden resumir los valores de SD en la siguiente tabla:

Tabla 92

Valores de SD en la dirección YY – Bloque II-B

Piso	a_i	l/a	C	Atrio	e_{atrio}	R_{as}	S	R_h	SD
1	1	1	-	-	-	-	0.95	1	0.95
2	1	1	-	-	-	-	0.90	1	0.90

Elaboración: los autores

- **Cálculo del Índice de deterioro de la edificación (T)**

Según las Tablas 9, 10, 11, 12 y 13, se determina el índice de deterioro resumiéndose en la siguiente tabla:

Tabla 93

Condiciones para T en la dirección YY – Bloque II-B

	Condiciones	Valor
T1	Deformación permanente	1
T2	Grietas en muros o columnas debido a corrosión de acero	1
T3	Incendio	1
T4	Uso del cuerpo o bloque	1
T5	Tipo de daño estructural	1

Elaboración: los autores

4.2.1.2.2.2. Dirección XX

I. Cálculo del Índice de Vulnerabilidad Estructural (Is)

- **Comportamiento Estructural (Eo)**

Se tuvo que analizar las dimensiones y características de los elementos estructurales, por lo que se concluye que el sistema estructural es aporticado en la dirección XX. Para cumplir con los valores del Eo, se tuvo que determinar el factor de comportamiento estructural Cc.

Tabla 94

Factores de Eo en dirección XX – Bloque II-B

Factor	Valor
Cmar	0
Csc	0
Ca	0
Cma	0
Cw	0
Cc	Calcular

Elaboración: los autores

Para calcular el mencionado índice, se tomo en cuenta la fórmula que se presenta a continuación:

$$C_c = \frac{f'c}{200} \times \frac{10 \times \sum A_{c1} + 7 \times \sum A_{c2}}{\sum_{j=i}^{np} W_j}$$

Tabla 95

Factores Ac1 y Ac2 por nivel en la dirección XX - Pabellón B

Piso	Ac1	Ac2
1	0	21,600.00
2	0	21,600.00

Elaboración: los autores

Calculado, anteriormente, el f'c para el pabellón B (Figura 48), se aplica la fórmula general simplificada, resumiéndose en la siguiente tabla:

Tabla 96

Cálculo del Cc en la dirección XX - Pabellón B

Piso	f'c (kg/cm ²)	Ac1 (cm ²)	Ac2 (cm ²)	Wj (kg)	Cc
1er piso	240	0	21,600.00	167,989.98	1.08
2do piso	240	0	21,600.00	168,774.80	1.08

Elaboración: los autores

Adaptado al método de Hirosawa, según la Tabla 6 (condiciones de F) se determina un factor de ductilidad F igual a 1. Igualmente, se determina el coeficiente alfa según la Tabla 7 (alfa), por lo que se puede determinar el coeficiente alfa Tipo C debido a que las columnas son las que trabajan.

Se procede a simplificar la fórmula general del E_o, quedando de la siguiente forma:

$$E_o = \frac{(n_p + 1)}{(n_p + i)} \times [\alpha_3 \times C_c] \times F$$

- **Cálculo del Índice sísmico de configuración estructural (SD)**

Los valores de SD mostrados en la Tabla 8 surgen a partir de un análisis de los datos dimensionales de la edificación. A continuación, los ítems a detalle por piso.

- Regularidad (a_i): Según el método de Hirosawa, se tienen 3 factores. Para este proyecto se consideró el primero (a₃), puesto que la edificación es de forma irregular, es decir, no se considera regular, ya que el volado supera el 30% del área total para el segundo piso.
- Relación largo – ancho (B): Con respecto a esta razón, la relación de largo y ancho para los 2 niveles son:

Primer Piso

Largo (n) = 22.93 m

Ancho (m) = 8.00 m

$$B = \frac{n}{m} = \frac{22.93}{8.00} = 2.87 \quad \rightarrow \quad B \leq 5 \quad \therefore \quad G_i = 1$$

Segundo piso

Largo (n) = 22.93 m

Ancho (m) = 10.40 m

$$B = \frac{n}{m} = \frac{22.93}{10.40} = 2.20 \rightarrow B \leq 5 \therefore G_i = 1$$

- Junta de dilatación (S): La edificación en estudio muestra una junta sísmica de 0.0254 m. y la altura de cada nivel es de 3.00m. Por lo tanto, la razón S será igual a la división de estos valores:

$$\text{Primer piso (h}_{\text{nivel}} = 3.00 \text{ m)} \dots\dots\dots S = \frac{0.0254}{3.00} = 0.00847$$

$$\text{Segundo Piso (h}_{\text{nivel}} = 6.00 \text{ m)} \dots\dots\dots S = \frac{0.0254}{6.00} = 0.00423$$

Según la Tabla 8, le pertenece un $G_i = 0.8$.

- Uniformidad de altura de piso (R_p): Siendo todas las alturas de 3.00m., se considera una relación de 1. Para todos los casos, la relación R_h cumple con la primera condición especificada en la Tabla 8, por lo que se toma un $G_i = 1$.

Tabla 97

Valores de SD en la dirección XX – Bloque II-B

Piso	a_i	l/a	C	Atrio	e_{atrio}	R_{as}	S	R_h	SD
1	1	1	-	-	-	-	0.95	1	0.95
2	1	1	-	-	-	-	0.90	1	0.90

Elaboración: los autores

- **Cálculo del Índice de deterioro de la edificación (T)**

Según las Tablas 9, 10, 11, 12 y 13, se determina el índice de deterioro resumiéndose en la siguiente tabla:

Tabla 98

Condiciones para T en la dirección XX – Bloque II-B

Condiciones		Valor
T1	Deformación permanente	1
T2	Grietas en muros o columnas debido a corrosión de acero	1
T3	Incendio	1
T4	Uso del cuerpo o bloque	1
T5	Tipo de daño estructural	1

Elaboración: los autores

II. Cálculo del Índice de Juicio Estructural (Iso)

En la dirección XX

Para calcular el presente índice, lo primero en calcular fueron las aceleraciones espectrales, según norma sísmica Japonesa y norma sísmica Peruana. Luego de ese cálculo se procede a determinar el Iso para Japón y Perú, ambos basados en el método de Hirosawa.

- **Aceleración espectral (Sa)**

Según norma Japonesa

Según la fórmula:

$$Sa = Z \times R_t \times A_i \times C_o \times g$$

- Zonificación Z: Esta incógnita se determinó conforme a la sismicidad de la zona. Como se sabe, Lima se encuentra dentro del cinturón de fuego, además de pertenecer a la zona 4 (Perú), por lo que se consideró de mayor sismicidad, según el Anexo 2.
- Coeficiente espectral de diseño R_t : En este caso, se determinó primero el periodo de vibración de acuerdo a la fórmula $T=0.02xh$, en la cual "h" es la altura total de la edificación.

$$T = 0.02 \times 9.00 \rightarrow T = \mathbf{0.18}$$

Luego, se halló el T_c (Parámetro de suelo), según el Anexo 2, en el cual se obtiene un $T_c=0.6$.

El tipo de suelo se pudo conocer a través de la microzonificación del distrito del Rímac, en el cual está ubicada la muestra, teniéndose un suelo medio. Obtenido el T_c , se puede ubicar en el Anexo 2 el valor del coeficiente espectral igual a 1. Teniéndose $T=0.18$ y $T_c= 0.6$

- Factor de distribución de corte lateral: Se tomó la siguiente fórmula:

$$A_i = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \times \frac{1 + 2T}{1 + 3T}$$

Pero $\alpha_i = \frac{\sum w_j}{\sum w_j}$, por lo que $\alpha_i = 1$. Simplificando: **$A_i = 1$**

- Factor de cortante estándar: En Japón se hace uso de dos valores dependiendo de la magnitud del sismo: 0.2 para sismos moderados y 1 para sismos severos. Por lo tanto, el **Co será igual a 1**, ya que se evaluará en caso de un sismo severo. Por lo tanto:

$$Sa (\text{Japón}) = Z \times R_t \times A_i \times C_o \times g$$

$$S_a (\text{Japón}) = 1g$$

Según norma Peruana E-030

Según la fórmula:

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

- Zonificación Z: Ya mencionado en los primeros puntos del presente capítulo, el factor de zona **Z es de 0.45**, debido a la zonificación 4.
- Factor de uso U: Puesto que el presente pabellón pertenece a la categoría de edificación esencial, según el Anexo 2, le pertenece un factor de uso **U = 1.5**.
- Factor de Amplificación Sísmica (C): La determinación de este factor compete el periodo de vibración T y los periodos $T_p=0.6$ y $T_L = 2.0$ teniendo como dato el tipo de suelo S_2 .

Luego se calculó el periodo T definido por:

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

En donde, h_n es la altura total de la edificación y el C_T varía de acuerdo a: $C_T = 60$ para edificios de albañilería y sistemas duales. Se calculó para la altura de ambos pabellones, por lo que:

$$T_A = \frac{9.00}{60} = 0.15 \text{ s} \quad \text{y} \quad T_B = \frac{6.00}{60} = 0.1 \text{ s}$$

Teniendo los valores de T, T_p y T_L , se calcula el C igual a 2.5.

- Factor de Suelo (S): La presente edificación se encuentra en la zona 4, por lo que le corresponde un factor de suelo 1.05, según el Anexo 2.
- Coeficiente de Reducción de fuerzas sísmicas (R): Este factor se determina como la multiplicación del coeficiente R_0 , I_a y I_p .

Tabla 99

Coefficiente de reducción sísmica en la dirección XX

Sistema estructural	Pórticos	
R_0	8	
Irregularidad (No presenta irregularidades)	I_a	1
	I_p	1
R	8	

Fuente: SENCICO (2020)

Por lo tanto, para Perú:

$$S_a(\text{Perú}) = \frac{Z \times U \times C \times S}{R} \times g$$

$$S_a(\text{Perú}) = \frac{0.45 \times 1.5 \times 2.5 \times 1.05}{8} \times g$$

$$S_a(\text{Perú}) = 0.22g$$

- **Cálculo del Iso**

Calculada la aceleración espectral, se procedió a calcular el Iso sabiendo la fórmula general basada en Hirosawa.

$$Iso = E_{SO} \times Z \times G \times U$$

Iso para Japón basado en Hirosawa

➤ Índice de resistencia básica requerida (E_{SO})

Existen 2 valores: 0.8 y 0.6, los cuales dependen del grado de método a usar. En este caso será el primer método, por lo que se tomo el valor de **$E_{SO} = 0.8$** .

➤ Índice de suelo por topografía (G)

Este índice posee dos alternativas dependiendo de la pendiente de la zona:

G = 1.00 → Si la zona posee una pendiente baja.

G = 1.10 → Si la zona posee una pendiente alta.

➤ Factor de zona (Z)

Estos valores varían desde 0.7 a 1, dependiendo del grado de sismicidad de la zona, por lo que el valor de **Z es 1**.

➤ Factor de uso (U)

Este factor es **U = 1.0** por importancia general de edificaciones. Por lo tanto, para Japón:

$$Iso (Japón) = 0.8 \times 1 \times 1 \times 1$$

$$Iso (Japón) = 0.8$$

Iso para Perú basado en Hirosawa

Siguiendo la fórmula general de Hirosawa, pero haciendo uso de la norma peruana:

➤ Índice de resistencia básica requerida (E_{so})

Este índice se mantiene en incógnita E_{so} para su posterior cálculo.

➤ Factor de zona (Z)

Mencionado anteriormente, el factor Z es 0.45.

➤ Factor de uso (U) y factor topográfico (G)

Estos valores serán los mismos que el caso anterior; **U = 1.5** y **G = 1.0**.

Por lo tanto, para Perú:

$$Iso (Perú) = E_{so} \times 0.45 \times 1.5 \times 1$$

$$Iso (Perú) = 0.68E_{so}$$

Entonces, comparando e igualando:

$$\frac{Iso(Perú)}{Iso (Japón)} = \frac{Sa Perú}{Sa (Japón)}$$

$$\frac{0.68 E_{so}}{0.8} = \frac{0.22}{1}$$

$$E_{so} = 0.26 \quad \rightarrow \quad Iso(Perú) = 0.18$$

En la dirección YY

- **Aceleración espectral (Sa)**

Según norma Japonesa

Según la fórmula:

$$Sa = Z \times R_t \times A_i \times C_o \times g$$

➤ Zonificación Z: Esta incógnita se determinó conforme la sismicidad de la zona. Como se sabe, Lima se encuentra dentro del cinturón de fuego, además de pertenecer a la zona 4 (Perú), por lo que se consideró de mayor sismicidad, según el Anexo 2.

- Coeficiente espectral de diseño R_t : En este caso, se determinó primero el periodo de vibración de acuerdo a la fórmula $T=0.02xh$, en la cual “h” es la altura total de la edificación.

$$T = 0.02 \times 9.00 \rightarrow T = \mathbf{0.18}$$

Luego, se halló el T_c (Parámetro de suelo), según el Anexo 2. El tipo de suelo se pudo conocer a través de la microzonificación del distrito del Rímac, en el cual está ubicada la muestra, teniéndose un suelo medio. Obtenido el T_c , se puede ubicar en el Anexo 2 el valor del coeficiente espectral igual a 1. Teniéndose $T=0.18$ y $T_c= 0.6$

- Factor de distribución de corte lateral: Se tomó la siguiente fórmula:

$$A_i = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \times \frac{1 + 2T}{1 + 3T}$$

Pero $\alpha_i = \frac{\sum w_j}{\sum w_j}$, por lo que $\alpha_i = 1$. Simplificando: **$A_i = 1$**

- Factor de cortante estándar: En Japón se hace uso de dos valores dependiendo de la magnitud del sismo: 0.2 para sismos moderados y 1 para sismos severos. Por lo tanto, el **C_o será igual a**, ya que se evaluará en caso de un sismo severo. Por lo tanto:

$$S_a (\text{Japón}) = Z \times R_t \times A_i \times C_o \times g$$

$$\mathbf{S_a (\text{Japón}) = 1g}$$

Según norma Peruana E-030

Según la fórmula:

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

- Zonificación Z: Ya mencionado en los primeros puntos del presente capítulo, el factor de zona **Z es de 0.45**, debido a la zonificación 4.
- Factor de uso U: Puesto que el presente pabellón pertenece a la categoría de edificación esencial, según el Anexo 2, le pertenece un factor de uso **U = 1.5**.
- Factor de Amplificación Sísmica (C): La determinación de este factor compete el periodo de vibración T y los periodos T_p y T_L teniendo como dato el tipo de suelo S_2 .

Luego se calculó el periodo T definido por:

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

En donde h_n es la altura total de la edificación y el C_T varía de acuerdo a: $C_T = 60$ para edificios de albañilería y sistemas duales. Se calculó para la altura de ambos pabellones, por lo que:

$$T_A = \frac{9.00}{60} = 0.15 \text{ s} \quad y \quad T_B = \frac{6.00}{60} = 0.1 \text{ s}$$

Teniendo los valores de T , T_p y T_L , se calcula el C , obteniendo un valor de 2.5.

- Factor de Suelo (S): La presente edificación se encuentra en la zona 4, por lo que le corresponde un factor de suelo 1.05, según el Anexo 2.
- Coeficiente de Reducción de fuerzas sísmicas (R): Este factor se determina como la multiplicación del coeficiente R_0 , I_a y I_p .

Tabla 100

Coeficiente de reducción sísmica en dirección YY

Sistema estructural	Dual
R_0	3
Irregularidad (No presenta irregularidades)	I_a 1
	I_p 1
R	3

Fuente: SENCICO (2020)

Por lo tanto, para Perú:

$$S_a (\text{Perú}) = \frac{Z \times U \times C \times S}{R} \times g$$

$$S_a (\text{Perú}) = \frac{0.45 \times 1.5 \times 2.5 \times 1.05}{3} \times g$$

$$S_a (\text{Perú}) = 0.59g$$

- **Cálculo del Iso**

Calculada la aceleración espectral, se procedió a calcular el Iso sabiendo la fórmula general basada en Hirosawa.

$$Iso = E_{S0} \times Z \times G \times U$$

Iso para Japón basado en Hirosawa

- Índice de resistencia básica requerida (E_{so})

Existen 2 valores: 0.8 y 0.6, los cuales dependen del grado de método a usar. En este caso será el primer método, por lo que se tomó el valor de

$E_{so} = 0.8$.

- Índice de suelo por topografía (G)

Este índice posee dos alternativas dependiendo de la pendiente de la zona:

$G = 1.00$ → Si la zona posee una pendiente baja.

$G = 1.10$ → Si la zona posee una pendiente alta.

- Factor de zona (Z)

Estos valores varían desde 0.7 a 1, dependiendo del grado de sismicidad de la zona, por lo que el valor de **Z es 1.**

- Factor de uso (U)

Este factor es **$U = 1.0$** por importancia general de edificaciones. Por lo tanto, para Japón:

$$Iso(Japón) = 0.8 \times 1 \times 1 \times 1$$

$$Iso(Japón) = 0.8$$

Iso para Perú basado en Hirosawa

Siguiendo la fórmula general de Hirosawa, pero haciendo uso de la norma peruana:

- Índice de resistencia básica requerida (E_{so})

Este índice se mantiene en incógnita E_{so} para su posterior cálculo.

- Factor de zona (Z)

Mencionado anteriormente, el factor Z es 0.45.

- Factor de uso (U) y factor topográfico (G)

Estos valores serán los mismos que el caso anterior; **$U = 1.5$ y $G = 1.0$**

Por lo tanto, para Perú:

$$Iso(Perú) = E_{so} \times 0.45 \times 1.5 \times 1$$

$$Iso(Perú) = 0.68E_{so}$$

Entonces, comparando e igualando:

$$\frac{Iso(Perú)}{Iso(Japón)} = \frac{Sa(Perú)}{Sa(Japón)}$$

$$\frac{0.68 E_{so}}{0.8} = \frac{0.59}{1}$$

$$E_{so} = 0.69 \quad \rightarrow \quad Iso(Perú) = 0.47$$

4.2.2. Método de Benedetti y Petrini

Pabellón A:

- **Parámetro 1 - Tipo y organización del sistema resistente:**

Para el presente parámetro se valoró la antigüedad de ambos bloques del pabellón, para el cual, según trabajadores que llevan trabajando hace buen tiempo en la institución, ambos bloques del pabellón fueron construidos, aproximadamente, en el año 2000. Debido a los acabados y a las consideraciones de diseño de los componentes de la edificación, se determina que tuvo un adecuado proceso constructivo, por ende, se considera que contó con una asesoría técnica.

Bloque	Puntaje
I-A	A
II-A	A

Elaboración: los autores

- **Parámetro 2 - Calidad del sistema resistente:**

De igual manera que en el parámetro evaluado anteriormente, se determinó que ambos bloques del pabellón A fueron construidos en el año 2000 bajo un correcto proceso constructivo. De igual manera, al momento de realizar el retiro del tarrajeo en algunos elementos estructurales, se identifica el buen acabado estructural, por ende, la buena calidad y el correcto uso de los materiales de construcción.

Bloque	Puntaje
I-A	A
II-A	A

Elaboración: los autores

- **Parámetro 3 - Resistencia convencional:**

Para establecer la resistencia convencional del bloque I-A y II-A del pabellón A, se determina el valor del coeficiente “a_n”. Ambos bloques cuentan con una misma configuración estructural y características que comparten por pertenecer al mismo pabellón, así como, parámetros por pertenecer a la misma zonificación; por ende, se realizan los mismos cálculos iniciales para ambos.

✓ **Secciones transversales que soportan la carga (A_x; A_y):**

Tabla 101

Cálculo de A_x y A_y – Bloques I-A y II-A

A_x						
Columnas	Sección	N° de veces	Cantidad	b (m)	d (m)	Área (m²)
C-1	0.25m x0.45m (Rectangular)	2	4	0.25	0.45	0.90
C-2	0.30m x0.45m (Rectangular)	2	3	0.30	0.45	0.81
Total						1.71

A_y						
Columnas	Sección	N° de veces	Cantidad	b (m)	d (m)	Área (m²)
Muro estructural de ladrillo	0.24m x0.45m (Rectangular)	4	1	6.75	0.24	6.48
C-1	0.25m x0.45m (Rectangular)	4	2	0.45	0.25	0.90
C-2	0.30m x0.45m (Rectangular)	3	2	0.45	0.30	0.81
Total						8.19

Elaboración: los autores

✓ **Cálculo de resistencia a la cortante (τ):**

Mediante procesos empíricos que determinan los valores de 77, 83 y 89 ton/m² como resistencias a la cortante (τ) para muestras de concreto de 210, 245 y 280 kg/cm² respectivamente, se determina la resistencia a la cortante para un concreto (τ_c) de 225 kg/cm² (ensayo de esclerometría) bajo el siguiente procedimiento de interpolación:

Tabla 102

Cálculo de la resistencia cortante – Pabellón A

f'c (kg/cm²)	τ (ton/m²)
210	77
225	τ_{225}
245	83
280	89

Elaboración: los autores

$$\tau_{225} = 77 + \left(\frac{83 - 77}{245 - 210} \right) * (225 - 210)$$

$$\tau_{225} = \tau_c = 79.57 \text{ ton/m}^2$$

✓ **Fuerza cortante en la estructura (V_r):**

Para el presente caso, se trabaja con el valor 1.71 m², ya que es la menor área de las secciones que soportan la carga. Al considerar la menor área, se identifica que está conformado solo por columnas de concreto armado, por ende, se trabaja con la $\tau_c = 79.57 \text{ ton/m}^2$.

Entonces:

$$V_r = 1.71 \text{ m}^2 * 79.57 \text{ ton/m}^2$$

$$V_r = 136.06 \text{ ton}$$

✓ **Coefficiente sísmico exigido:**

Tabla 103

Parámetros de diseño sismorresistente

Z	0.45
U	1.50
C	2.50
S	1.05
R (presencia de pórticos de concreto armado en ambas direcciones)	8

Fuente: Norma Técnica E.030

Entonces:

$$CSE = \frac{0.45 * 1.50 * 2.50 * 1.05}{8}$$

$$CSE = 0.22$$

Bloque I-A

✓ **Peso de la edificación (W):**

Para obtener un valor más preciso del peso de la edificación, se realiza una adaptación o modificación de la formula inicial, utilizando el peso del bloque I-A calculado inicialmente mediante el metrado de los elementos estructurales, considerando el peso de la tabiquería y acabado, así como, el peso de las vigas en ambos ejes.

Entonces:

$$W = 522.60 \text{ ton}$$

✓ **Coefficiente sísmico resistente:**

$$CSR = \frac{136.06 \text{ ton}}{522.60 \text{ ton}}$$

$$CSR = 0.26$$

✓ **Coefficiente de relación a_h :**

$$a_h = \frac{0.26}{0.22}$$

$$a_h = 1.18$$

Habiendo determinado el coeficiente de resistencia convencional a_h del bloque I-A, se obtiene el resultado del parámetro:

Bloque	Puntaje
I-A	B

Bloque II-A

✓ **Peso de la edificación (W):**

Para obtener un valor más preciso del peso de la edificación, se realiza una adaptación o modificación de la formula inicial, utilizando el peso del bloque II-A calculado inicialmente mediante el metrado de los elementos estructurales, considerando el peso de la tabiquería y acabado, así como, el peso de las vigas en ambos ejes.

Entonces:

$$W = 529.47 \text{ ton}$$

✓ **Coefficiente sísmico resistente:**

$$CSR = \frac{136.06 \text{ ton}}{529.47 \text{ ton}}$$

$$CSR = 0.26$$

✓ **Coefficiente de relación a_h :**

$$a_h = \frac{0.26}{0.22}$$

$$a_h = 1.18$$

Habiendo determinado el coeficiente de resistencia convencional a_n del bloque II-A, se obtiene el resultado del parámetro:

Bloque	Puntaje
II-A	B

- **Parámetro 4 - Posición del edificio y cimentación:**

Se tiene en cuenta el estudio de microzonificación sísmica del CENEPRED que establece a la zona con un suelo rocoso y un tipo de suelo intermedio (S_2) establecido por la norma E.030. Se considera la presencia de sales y/o humedad debido a que los bloques del pabellón se encuentran rodeados por áreas verdes que son constantemente regadas con agua, humedeciendo de esa manera el suelo que hace contacto con la infraestructura del pabellón.

Bloque	Puntaje
I-A	B
II-A	B

- **Parámetro 5 - Diafragmas horizontales:**

Los diafragmas horizontales de los bloques del pabellón A se encuentran a un mismo nivel en cada piso, y cumplen con una correcta conexión con el resto de los elementos estructurales. Los bloques están conformados por losas aligeradas de 17 cm. de espesor y no cuentan con losas de concreto armado o macizas, a excepción de las zonas de la escalera, las cuales no pertenecen a la estructura del pabellón, ya que se encuentran aisladas por una junta sísmica.

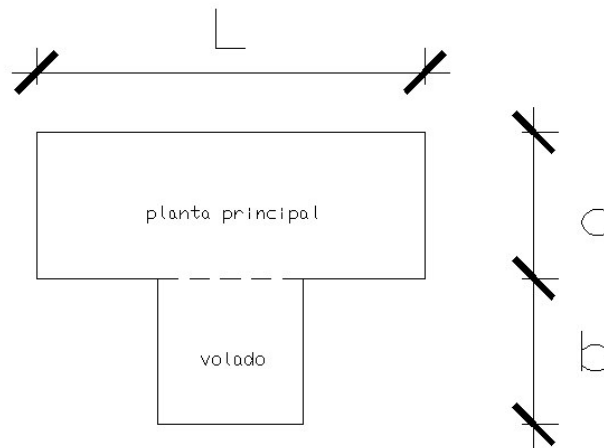
Bloque	Puntaje
I-A	A
II-A	A

- **Parámetro 6 - Configuración en planta:**

El parámetro de configuración en planta se define mediante la relación $\beta_1 = \frac{a}{L}$ y $\beta_2 = \frac{b}{L}$ para el cuál se toma la forma que representa al área en planta (dimensión principal) y el área del volado (área que sobresale) en los niveles superiores de cada bloque del pabellón, considerando la forma de la configuración en planta indicada en la siguiente figura:

Figura 51

Configuración en planta



Elaboración: los autores

Bloque I-A:

$$\beta_1 = \frac{7.65}{22.98}$$

$$\beta_2 = \frac{2.40}{22.98}$$

$$\beta_1 = 0.33$$

$$\beta_2 = 0.10$$

Bloque II-A:

$$\beta_1 = \frac{7.65}{23.44}$$

$$\beta_2 = \frac{2.40}{23.44}$$

$$\beta_1 = 0.33$$

$$\beta_2 = 0.10$$

Entonces:

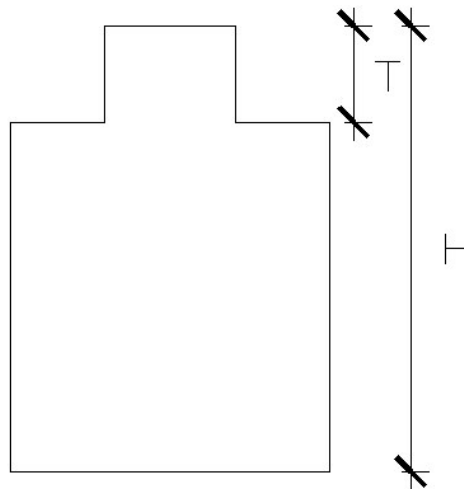
Bloque	Puntaje
I-A	A
II-A	A

- **Parámetro 7 - Configuración en elevación:**

La caracterización del presente parámetro busca las causas de irregularidad en elevación de la edificación. Se define mediante la identificación de las variables “H” (altura de la edificación) y “T” (variación de altura en la edificación), cuya función para obtener el valor del parámetro está determinado por la relación $RL = \frac{H-T}{H}$. El presenta caso, no presenta variaciones en su configuración en elevación, ya que mantiene la misma forma del primer al último nivel.

Figura 52

Configuración en elevación



Elaboración: los autores

Entonces:

Bloque	Puntaje
I-A	A
II-A	A

- **Parámetro 8 – Distancia máxima entre los muros y conexiones entre los elementos críticos:**

Los bloques del pabellón A fueron construidos en el año 2000 y cuentan con un sistema mixto (pórticos y albañilería confinada). Se considera como una construcción bajo asesoría técnica, debido a que los elementos constructivos de cada bloque se encuentran correctamente conectados, cumpliendo los criterios de un adecuado diseño estructural. Los muros bajos de tabiquería se encuentran correctamente aislados mediante juntas sísmicas y columnetas para evitar fallas por columna corta.

Bloque	Puntaje
I-A	A
II-A	A

- **Parámetro 9 – Tipo de cubierta:**

Para el presente análisis, como tipo de cubierta para la evaluación de cada bloque, se consideran a los techos de losa aligerada debidamente amarradas a las vigas que la rodean y de una estructuración estable. Esto debido a que las muestras en evaluación no cuentan con cubiertas externas a la estructura que provoquen daños según sus características.

Bloque	Puntaje
I-A	A
II-A	A

- **Parámetro 10 – Elementos no estructurales:**

Como elementos no estructurales, se tiene tabiquería en ambas direcciones y en cada nivel, en buen estado de conservación y correctamente conectada o aislada al sistema resistente, así como, también se cuentan con muros bajos en los parapetos apoyados correctamente en las vigas del volado.

Bloque	Puntaje
I-A	A
II-A	A

- **Parámetro 11 – Estado de conservación:**

A pesar de la antigüedad de cada bloque del pabellón, ambos se encuentran en buen estado de conservación a nivel estructural y arquitectónico; a esto se le suma que el tarrajeo general de cada pabellón tienen un espesor adecuado para la correcta protección de cada elemento estructural.

Bloque	Puntaje
I-A	A
II-A	A

Pabellón B:

- **Parámetro 1 - Tipo y organización del sistema resistente:**

Para el presente parámetro se valoró la antigüedad de ambos bloques del pabellón, para el cual, según trabajadores que llevan trabajando hace buen tiempo en la institución, ambos bloques del pabellón fueron construidos, aproximadamente, en el año 2000. Debido a los acabados y a las consideraciones de diseño de los componentes de la edificación, se determina que tuvo un adecuado proceso constructivo, por ende, se considera que contó con una asesoría técnica.

Bloque	Puntaje
I-B	A
II-B	A

- **Parámetro 2 - Calidad del sistema resistente:**

De igual manera que en el parámetro evaluado anteriormente, se determinó que ambos bloques del pabellón B fueron construidos en el año 2000 bajo un correcto proceso constructivo. De igual manera, al momento de realizar el

retiro del tarrajeo en algunos elementos estructurales, se identifica el buen acabado estructural, por ende, la buena calidad y el correcto uso de los materiales de construcción.

Bloque	Puntaje
I-B	A
II-B	A

- **Parámetro 3 - Resistencia convencional:**

Para establecer la resistencia convencional del bloque I-B y II-B del pabellón B, se determina el valor del coeficiente “ a_n ”. Ambos bloques cuentan con una misma configuración estructural y características que comparten por pertenecer al mismo pabellón, así como, parámetros por pertenecer a la misma zonificación; por ende, se realizan los mismos cálculos iniciales para ambos.

✓ Secciones transversales que soportan la carga (A_x ; A_y):

Tabla 104

Cálculo de A_x y A_y – Bloques I-B y II-B

A_x						
Columnas	Sección	N° de veces	Cantidad	b (m)	d (m)	Área (m ²)
C-1	0.25m x0.45m (Rectangular)	2	4	0.25	0.45	0.90
C-2	0.30m x0.45m (Rectangular)	2	3	0.30	0.45	0.81
Total						1.71

A_y						
Columnas	Sección	N° de veces	Cantidad	b (m)	d (m)	Área (m ²)
Muro estructural de ladrillo	0.24m x0.45m (Rectangular)	4	1	7.10	0.24	6.82
C-1	0.25m x0.45m (Rectangular)	4	2	0.45	0.25	0.90
C-2	0.30m x0.45m (Rectangular)	3	2	0.45	0.30	0.81
Total						8.53

Elaboración: los autores

✓ **Cálculo de resistencia a la cortante (τ):**

Mediante procesos empíricos que determinan los valores de 77, 83 y 89 ton/m² como resistencias a la cortante (τ) para muestras de concreto de 210, 245 y 280 kg/cm² respectivamente, se determina la resistencia a la cortante para un concreto (τ_c) de 240 kg/cm² (ensayo de esclerometría) bajo el siguiente procedimiento de interpolación:

Tabla 105

Cálculo de la resistencia cortante – Pabellón B

f'c (kg/cm²)	τ (ton/m²)
210	77
240	τ_{240}
245	83
280	89

Elaboración: los autores

$$\tau_{240} = 77 + \left(\frac{83 - 77}{245 - 210} \right) * (240 - 210)$$

$$\tau_{240} = \tau_c = 82.15 \text{ ton/m}^2$$

✓ **Fuerza cortante en la estructura (V_r):**

Para el presente caso, se trabaja con el valor 1.71 m², ya que es la menor área de las secciones que soportan la carga. Al considerar la menor área, se identifica que está conformado solo por columnas de concreto armado, por ende, se trabaja con la $\tau_c = 82.15 \text{ ton/m}^2$.

Entonces:

$$V_r = 1.71 \text{ m}^2 * 82.15 \text{ ton/m}^2$$

$$V_r = 140.48 \text{ ton}$$

✓ **Coefficiente sísmico exigido:**

Tabla 106

Parámetros de diseño sismorresistente

Z	0.45
U	1.50
C	2.50
S	1.05
R	
(presencia de pórticos de concreto armado en ambas direcciones)	8

Fuente: Norma Técnica E.030

Entonces:

$$CSE = \frac{0.45 * 1.50 * 2.50 * 1.05}{8}$$

$$CSE = 0.22$$

Bloque I-B

✓ **Peso de la edificación (W):**

Para obtener un valor más preciso del peso de la edificación, se realiza una adaptación o modificación de la formula inicial, utilizando el peso del bloque I-B calculado inicialmente mediante el metrado de los elementos estructurales, considerando el peso de la tabiquería y acabado, así como, el peso de las vigas en ambos ejes.

Entonces:

$$W = 356.78 \text{ ton}$$

✓ **Coefficiente sísmico resistente:**

$$CSR = \frac{140.48 \text{ ton}}{356.78 \text{ ton}}$$

$$CSR = 0.39$$

✓ **Coefficiente de relación a_h :**

$$a_h = \frac{0.39}{0.22}$$

$$a_h = 1.77$$

Habiendo determinado el coeficiente de resistencia convencional a_h del bloque I-B, se obtiene el resultado del parámetro:

Bloque	Puntaje
I-B	A

Bloque II-B

✓ **Peso de la edificación (W):**

Para obtener un valor más preciso del peso de la edificación, se realiza una adaptación o modificación de la formula inicial, utilizando el peso del bloque II-B calculado inicialmente mediante el metrado de los elementos estructurales, considerando el peso de la tabiquería y acabado, así como, el peso de las vigas en ambos ejes.

Entonces:

$$W = 336.76 \text{ ton}$$

✓ **Coefficiente sísmico resistente:**

$$CSR = \frac{140.48 \text{ ton}}{336.76 \text{ ton}}$$

$$CSR = 0.42$$

✓ **Coefficiente de relación ah:**

$$a_h = \frac{0.42}{0.22}$$

$$a_h = 1.91$$

Habiendo determinado el coeficiente de resistencia convencional a_h del bloque II-B, se obtiene el resultado del parámetro:

Bloque	Puntaje
II-B	A

- **Parámetro 4 - Posición del edificio y cimentación:**

Se tiene en cuenta el estudio de microzonificación sísmica del CENEPRED que establece a la zona con un suelo rocoso y un tipo de suelo intermedio (S_2) establecido por la norma E.030. Se considera la presencia de sales y/o humedad debido a que los bloques del pabellón se encuentran rodeados por áreas verdes que son constantemente regadas con agua, humedeciendo de esa manera el suelo que hace contacto con la infraestructura del pabellón.

Bloque	Puntaje
I-B	B
II-B	B

- **Parámetro 5 - Diafragmas horizontales:**

Los diafragmas horizontales de los bloques del pabellón B se encuentran a un mismo nivel en cada piso, y cumplen con una correcta conexión con el resto de los elementos estructurales. Los bloques están conformados por losas aligeradas de 17 cm. de espesor y no cuentan con losas de concreto armado o macizas, a excepción de las zonas de la escalera, las cuales no pertenecen a la estructura del pabellón, ya que se encuentran aisladas por una junta sísmica.

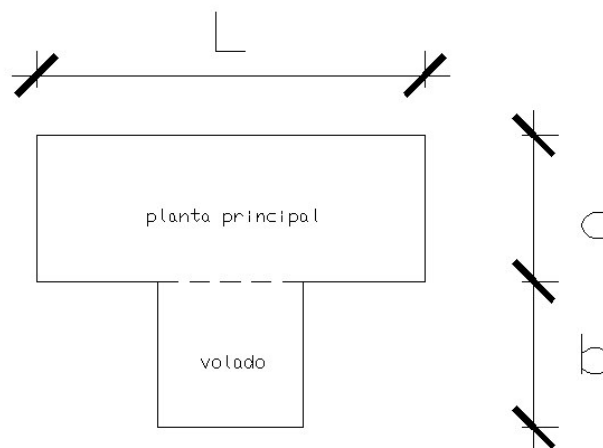
Bloque	Puntaje
I-B	A

- **Parámetro 6 - Configuración en planta:**

El parámetro de configuración en planta se define mediante la relación $\beta_1 = \frac{a}{L}$ y $\beta_2 = \frac{b}{L}$ para el cuál se toma la forma que representa al área en planta (dimensión principal) y el área del volado (área que sobresale) en los niveles superiores de cada bloque del pabellón, considerando la forma de la configuración en planta indicada en la siguiente figura:

Figura 53

Configuración en planta



Elaboración: los autores

Bloque I-B:

$$\beta_1 = \frac{8.00}{23.90}$$

$$\beta_1 = 0.33$$

$$\beta_2 = \frac{2.40}{23.90}$$

$$\beta_2 = 0.10$$

Bloque II-B:

$$\beta_1 = \frac{8.00}{22.93}$$

$$\beta_1 = 0.35$$

$$\beta_2 = \frac{2.40}{22.93}$$

$$\beta_2 = 0.10$$

Entonces:

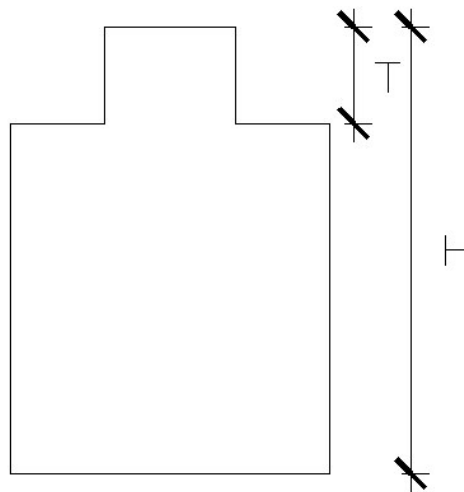
Bloque	Puntaje
I-B	A
II-B	A

- **Parámetro 7 - Configuración en elevación:**

La caracterización del presente parámetro busca las causas de irregularidad en elevación de la edificación. Se define mediante la identificación de las variables “H” (altura de la edificación) y “T” (variación de altura en la edificación), cuya función para obtener el valor del parámetro está determinado por la relación $RL = \frac{H-T}{H}$. El presente caso, no presenta variaciones en su configuración en elevación, ya que mantiene la misma forma del primer al último nivel.

Figura 54

Configuración en elevación



Elaboración: los autores

Entonces:

Bloque	Puntaje
I-B	A
II-B	A

- **Parámetro 8 – Distancia máxima entre los muros y conexiones entre los elementos críticos:**

Los bloques del pabellón B fueron construidos en el año 2000 y cuentan con un sistema mixto (pórticos y albañilería confinada). Se considera como una construcción bajo asesoría técnica, debido a que los elementos constructivos de cada bloque se encuentran correctamente conectados, cumpliendo los criterios de un adecuado diseño estructural. Los muros bajos de tabiquería se encuentran correctamente aislados mediante juntas sísmicas y columnetas para evitar fallas por columna corta.

Bloque	Puntaje
I-B	A
II-B	A

- **Parámetro 9 – Tipo de cubierta:**

Para el presente análisis, como tipo de cubierta para la evaluación de cada bloque, se consideran a los techos de losa aligerada debidamente amarradas a las vigas que la rodean y de una estructuración estable. Esto debido a que las muestras en evaluación no cuentan con cubiertas externas a la estructura que provoquen daños según sus características.

Bloque	Puntaje
I-B	A
II-B	A

- **Parámetro 10 – Elementos no estructurales:**

Como elementos no estructurales, se tiene tabiquería en ambas direcciones y en cada nivel, en buen estado de conservación y correctamente conectada o aislada al sistema resistente, así como, también se cuentan con muros bajos en los parapetos apoyados correctamente en las vigas del volado.

Bloque	Puntaje
I-B	A
II-B	A

- **Parámetro 11 – Estado de conservación:**

A pesar de la antigüedad de cada bloque del pabellón, ambos se encuentran en buen estado de conservación a nivel estructural y arquitectónico; a esto se le suma que el tarrajeo general de cada pabellón tienen un espesor adecuado para la correcta protección de cada elemento estructural.

Bloque	Puntaje
I-B	A
II-B	A

4.2.3. Método de análisis estático no lineal - Pushover

a) Características de los materiales:

Para ambos pabellones, el f_c en vigas es de 210 kg/cm² y un f_y de 4200 kg/cm² para el acero de refuerzo. Con respecto a las columnas, para el Pabellón A se determinó, mediante ensayos de esclerometría, un f_c de 225 kg/cm² y para el pabellón B un f_c de 240 kg/cm².

Figura 55

Características del Concreto en vigas

Material Property Data

General Data

Material Name: FC 210KG/CM2

Material Type: Concrete

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: Change ...

Material Notes: Modify/Show Notes ...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 2.4 tonf/m³

Mass per Unit Volume: 0.244732 tonf-s²/m⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 217370.651192841 tonf/m²

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C

Shear Modulus, G: 90571.1 tonf/m²

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data ...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data ...

Material Damping Properties ...

Time Dependent Properties ...

OK Cancel

Elaboración: los autores

Figura 56

Características del acero

Material Property Data

General Data

Material Name: FY 4200 KG/CM2

Material Type: Rebar

Directional Symmetry Type: Uniaxial

Material Display Color: Change ...

Material Notes: Modify/Show Notes ...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 7.849 tonf/m³

Mass per Unit Volume: 0.80038 tonf-s²/m⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 20389019.16 tonf/m²

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data ...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data ...

Material Damping Properties ...

Time Dependent Properties ...

OK Cancel

Elaboración: los autores

Figura 57

Características del concreto en columnas – Pabellón A

Material Property Data

General Data

Material Name: FC 225 KG/CM2

Material Type: Concrete

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 2.4 tonf/m³

Mass per Unit Volume: 0.244732 tonf-s³/m⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 225000 tonf/m²

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C

Shear Modulus, G: 93750 tonf/m²

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

OK Cancel

Elaboración: los autores

Figura 58

Propiedades del concreto en columnas - Pabellón B

Material Property Data

General Data

Material Name: FC 240 KG/CM2

Material Type: Concrete

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 2.4 tonf/m³

Mass per Unit Volume: 0.244732 tonf-s³/m⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 232379.000772445 tonf/m²

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C

Shear Modulus, G: 96824.58 tonf/m²

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

OK Cancel

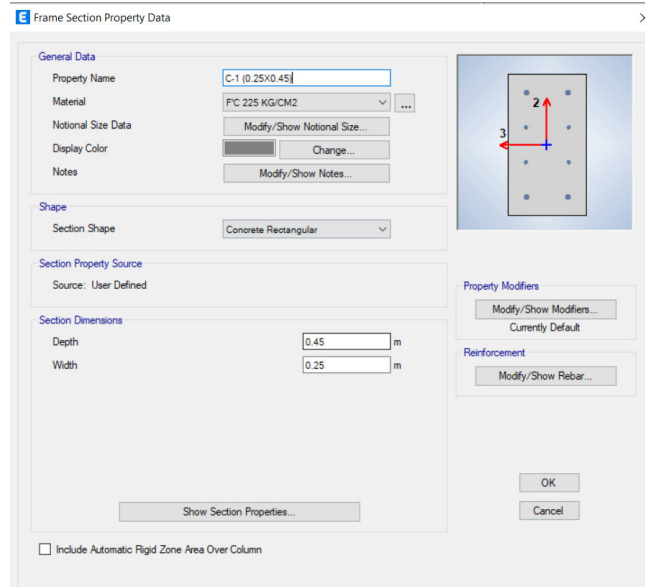
Elaboración: los autores

b) Dimensiones de los componentes estructurales

Según los metrados expuestos anteriormente, las secciones de las columnas y vigas para ambos pabellones tienen las mismas dimensiones, como se presentan a continuación:

Figura 59

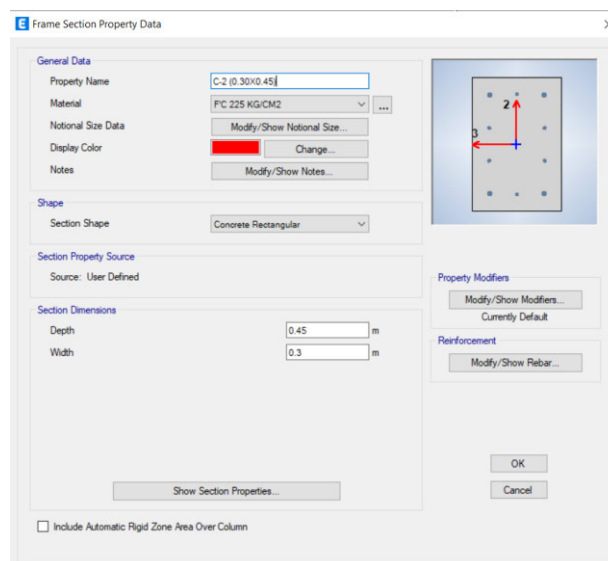
Dimensiones de la columna C-1



Elaboración: los autores

Figura 60

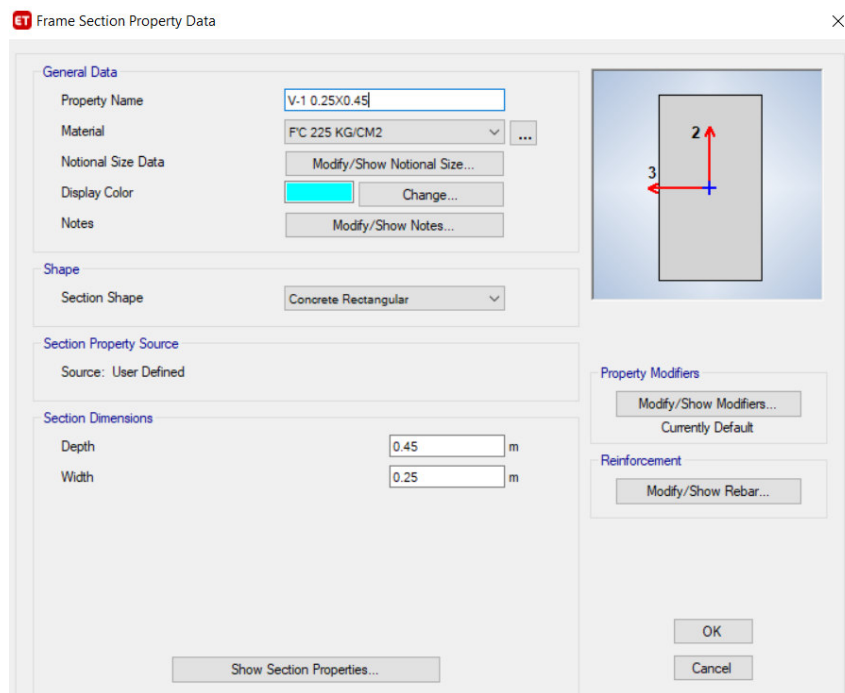
Dimensiones de la columna C-2



Elaboración: los autores

Figura 61

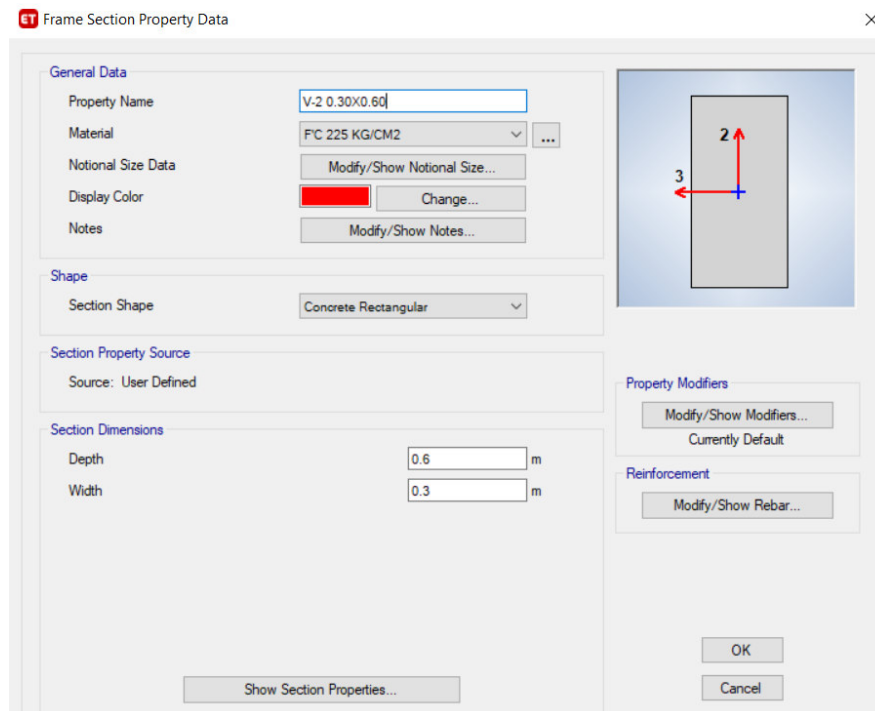
Dimensiones de la viga V-1



Elaboración: los autores

Figura 62

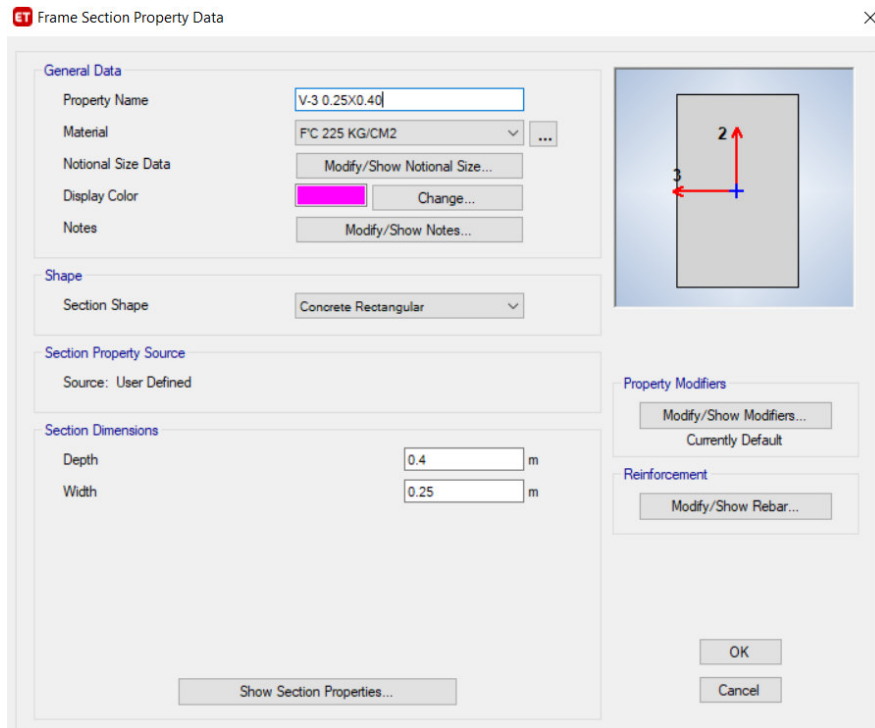
Dimensiones de la viga V-2



Elaboración: los autores

Figura 63

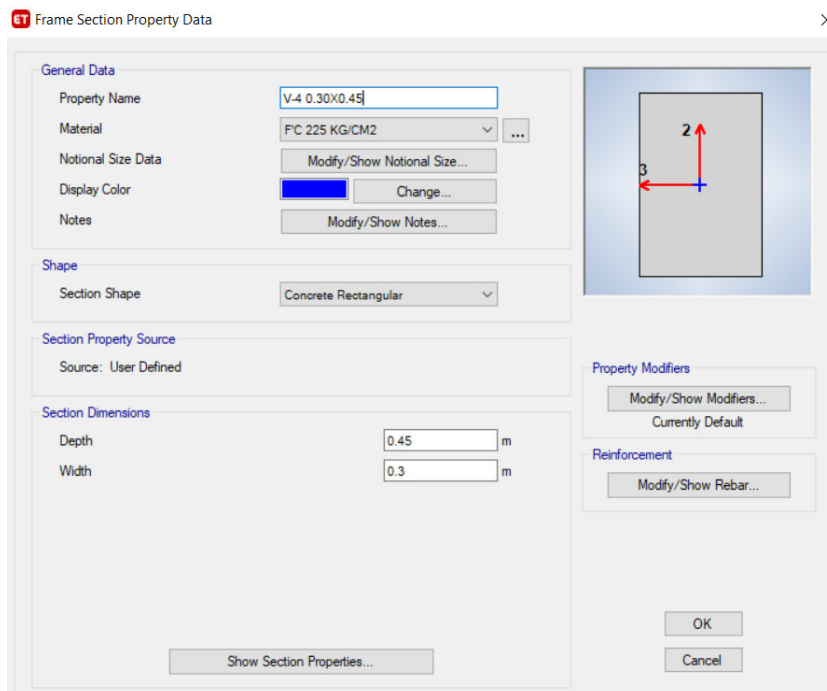
Dimensiones de la viga V-3



Elaboración: los autores

Figura 64

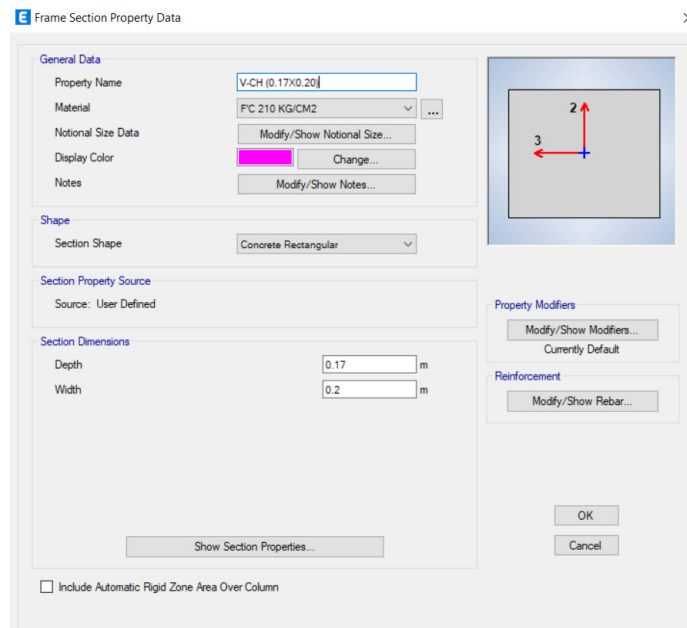
Dimensiones de la viga V-4



Elaboración: los autores

Figura 65

Dimensiones de la viga V-CH



Elaboración: los autores

La cuantía de aceros para vigas y columnas se obtuvieron del escaneo realizado a cada elemento estructural, obteniéndose los diámetros y el número de varillas para poder considerarlo en el desarrollo, tal como muestran las Figuras 66 y 67.

Figura 66

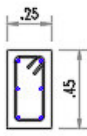
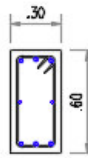
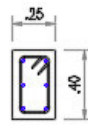
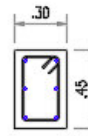
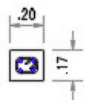
Aceros para columnas

COLUMNAS		
	C-1	C-2
b x t	0.25x0.45	0.30x0.45
φ	4φ5/8" + 4φ1/2"	4φ5/8" + 6φ1/2"
	1 □ #3/8" 2@.05, 3@.10, Rt.@.25	1 □ #3/8" 2@.05, 3@.10, Rt.@.25

Elaboración: los autores

Figura 67

Aceros para vigas

VIGAS					
	V-01	V-02	V-03	V-04	V-CH
bxt	0.25x0.45	0.30x0.60	0.25x0.40	0.30x0.45	0.17x0.20
φ	6φ1/2"	6φ5/8" + 2φ1/2"	4φ5/8" + 2φ1/2"	6φ1/2"	4φ1/2"
□	1 □ #3/8" 2Ø.05, ØØ.10, Rt.Ø.20	1 □ #3/8" 2Ø.05, ØØ.10, Rt.Ø.20	1 □ #3/8" 2Ø.05, ØØ.10, Rt.Ø.20	1 □ #3/8" 2Ø.05, ØØ.10, Rt.Ø.20	1 □ #3/8" 2Ø.05, ØØ.10, Rt.Ø.20
					

Elaboración: los autores

Con respecto a las cargas que se introducen, según la norma E.020 Cargas, se consideran las siguientes:

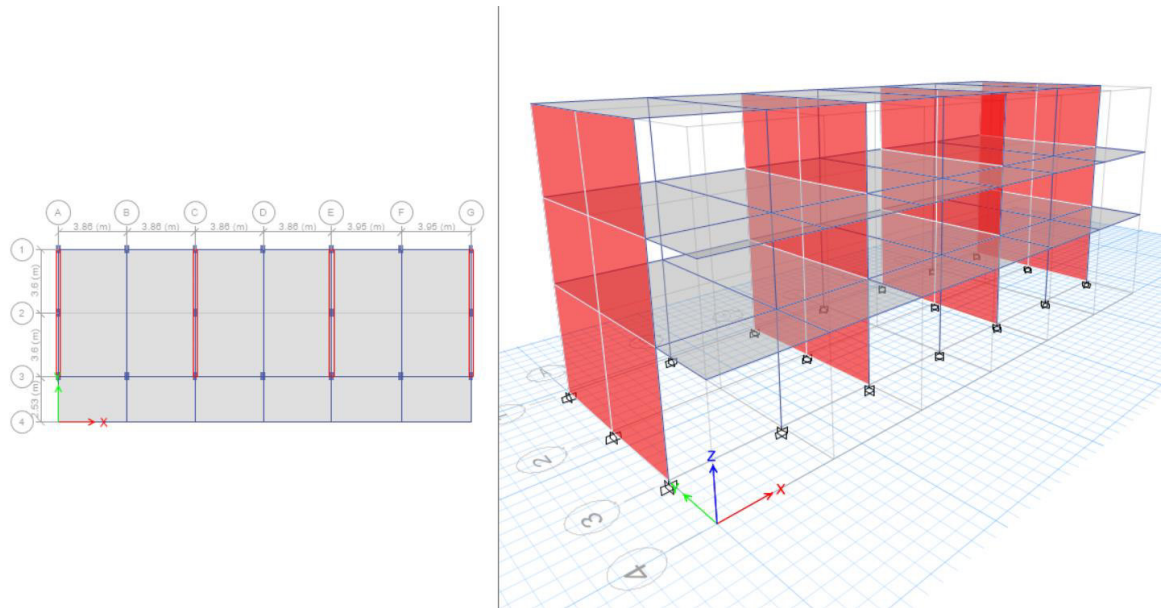
- Carga viva según norma E.020 Cargas
 - Para aulas: 250 kg/m²
 - Corredores y escaleras: 400 kg/m²
 - Carga viva de Techo: 100 kg/m²
- Pesos unitarios según norma E.020 Cargas
 - Unidades de arcilla cocina sólidas 1,800 kg/m³
 - Concreto armado: 2,400 kg/m³
 - Acero: 7,850 kg/m³

c) Modelamiento estructural

Habiendo definido los elementos estructurales, se procede a modelar conjuntamente con la adición de las cargas vivas, cargas muertas, cargas de entrepiso y las cargas distribuidas, obteniendo el modelado estructural tal como muestran las Figuras 68, 69, 70 y 71.

Figura 68

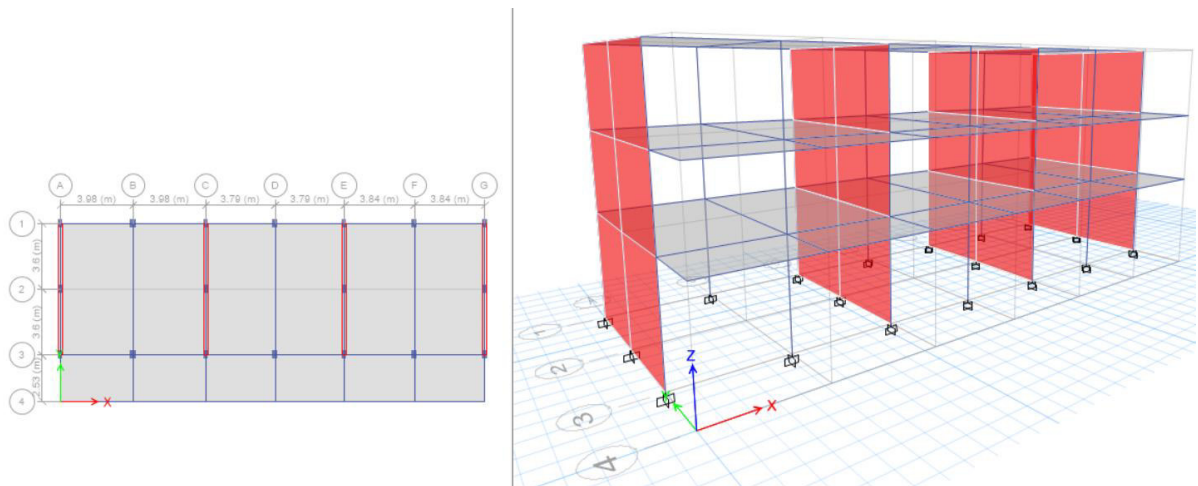
Modelamiento del bloque I-A



Elaboración: los autores

Figura 69

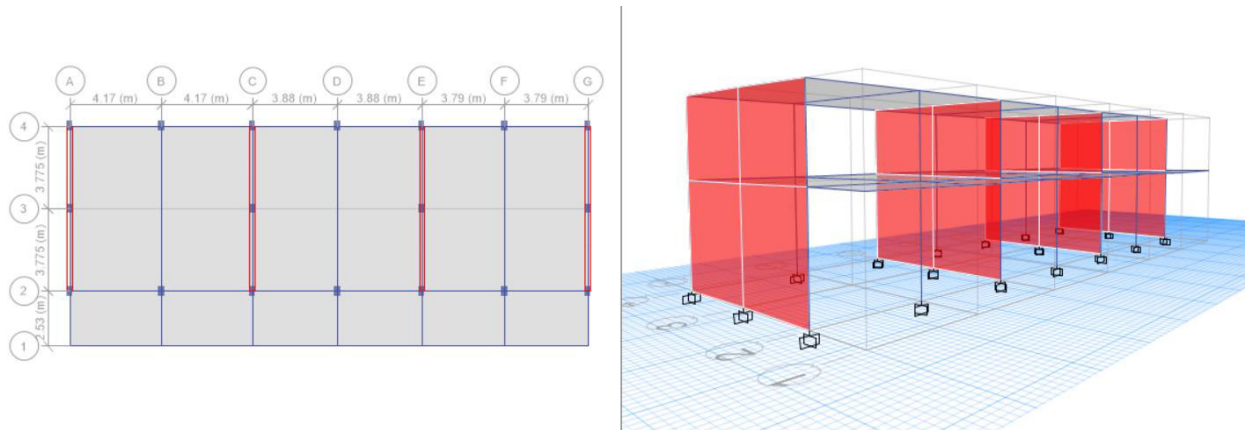
Modelamiento del bloque II-A



Elaboración: los autores

Figura 70

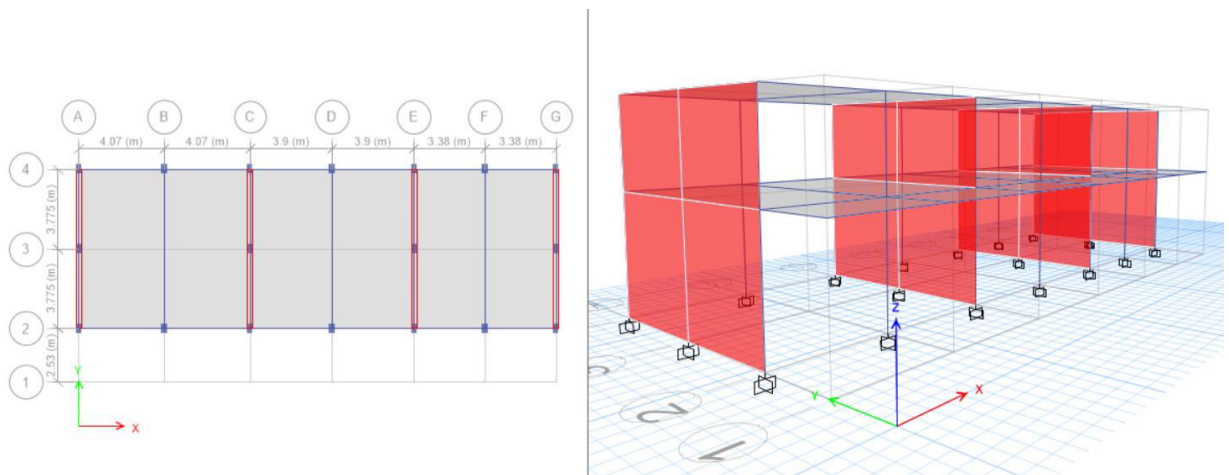
Modelamiento del bloque I-B



Elaboración: los autores

Figura 71

Modelamiento del bloque II-B

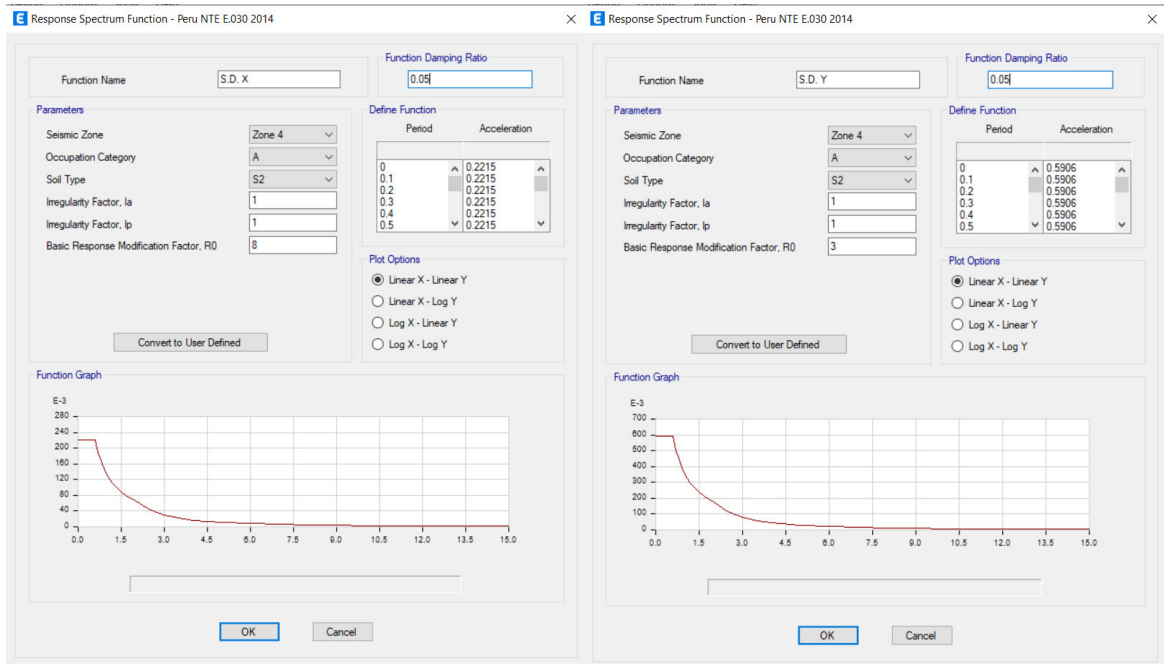


Elaboración: los autores

Creación de los espectros de respuesta para cada dirección.

Figura 72

Espectros de diseño



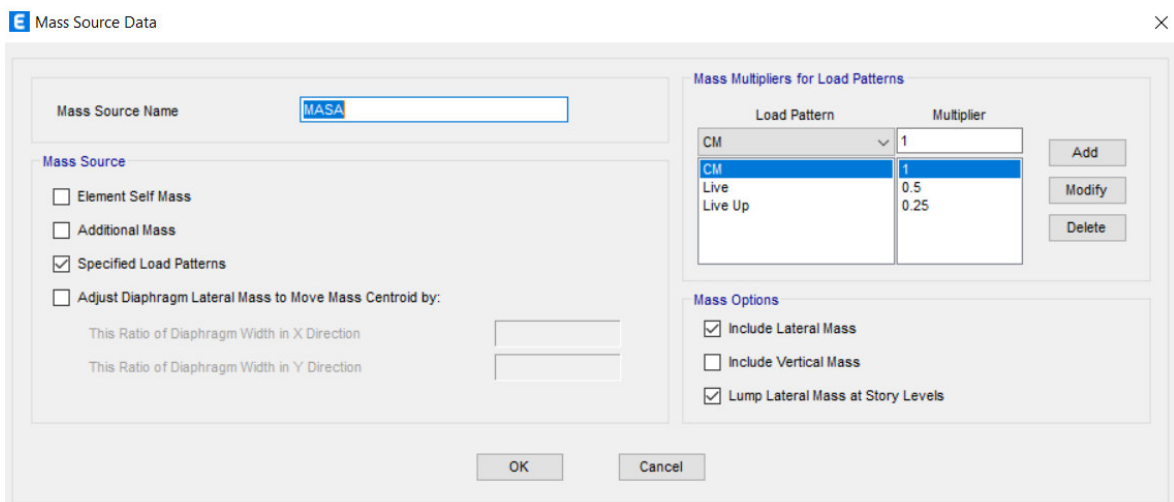
Elaboración: los autores

d) Creación de Masa (Mass Source)

Cálculo del peso propio (P) de la edificación: Según la normativa Sismorresistente, se toma el 50% de la carga viva por ser edificación esencial, ingresándose a través de la definición de masa o “Mass source” en el software.

Figura 73

Interfaz de Mass Souce Data

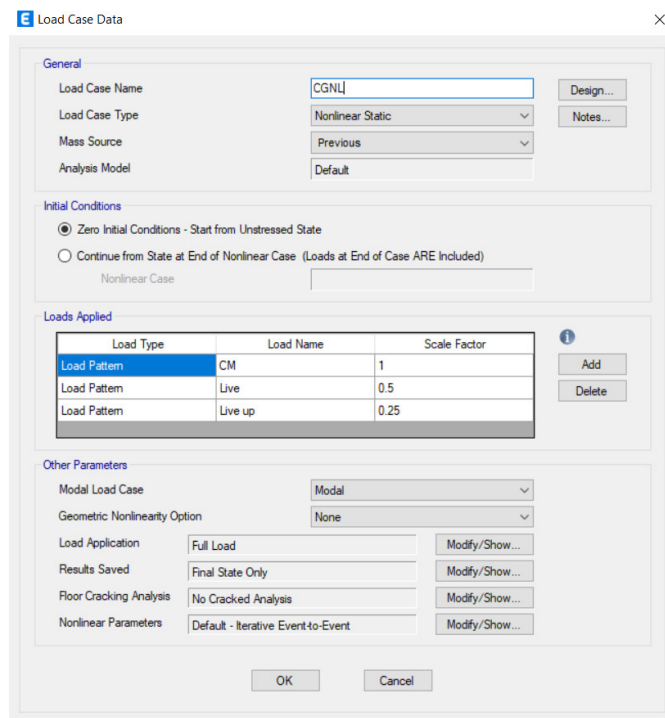


Elaboración: los autores

e) Asignación de la carga gravitacional no lineal (CGNL)

Figura 74

Asignación de carga gravitacional

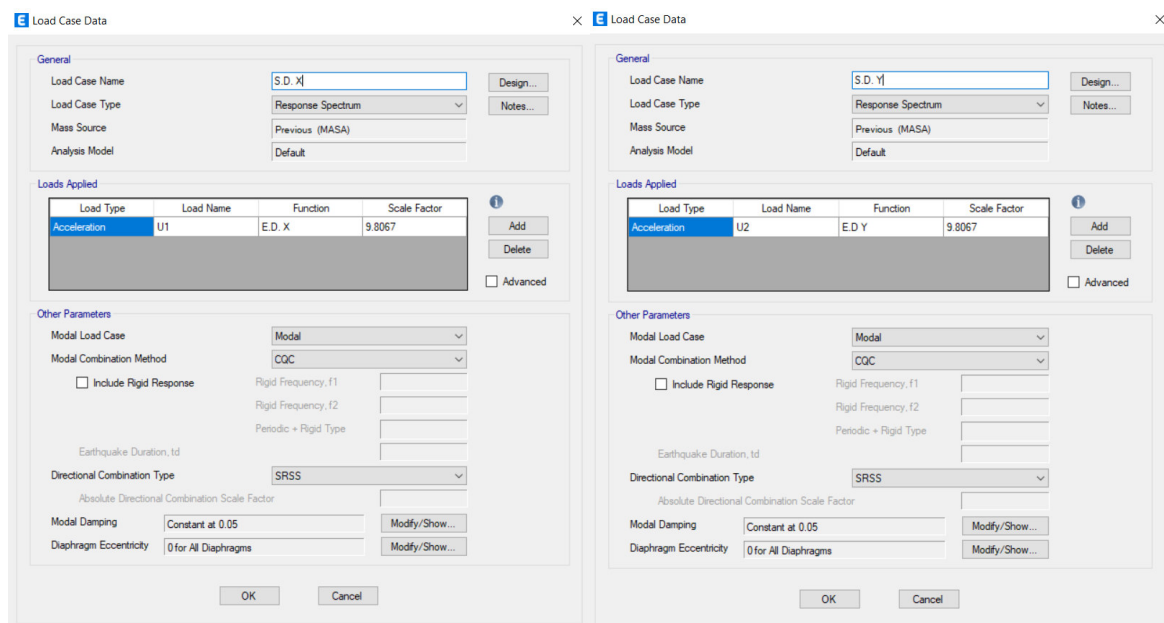


Elaboración: los autores

f) Asignación de cargas: Espectro de diseño en X e Y

Figura 75

Asignación de los espectros de diseño en cada dirección

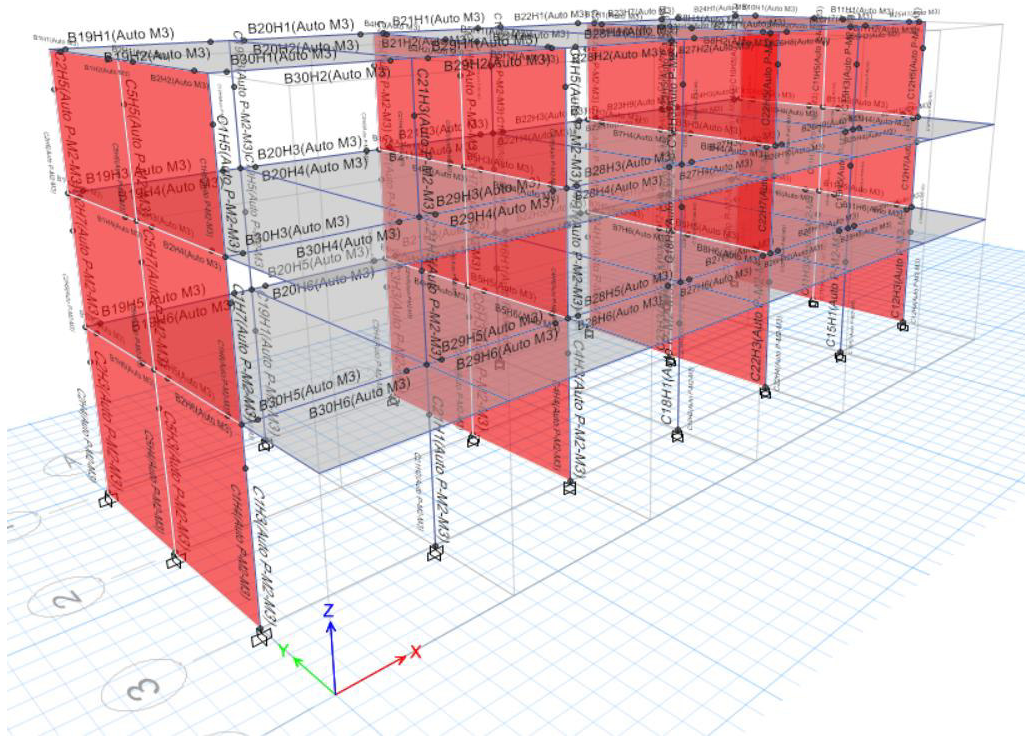


Elaboración: los autores

g) Asignación de rótulas para columnas y vigas

Figura 76

Asignación de rótulas



Elaboración: los autores

h) Asignación de patrón de cargas

Figura 77

Cargas para cada dirección

Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
Story3	D3	28.6394	0	0
Story2	D2	26.9237	0	0
Story1	D1	19.6064	0	0

Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
Story3	D3	0	75.9062	0
Story2	D2	0	81.036	0
Story1	D1	0	49.475	0

Elaboración: los autores

CAPÍTULO V

RESULTADOS

5.1 Comportamiento sísmico mediante el método de Hirosawa

5.1.1 Pabellón A

- Índice de Vulnerabilidad Estructural (Is)

Se presentan los resultados del Is para cada piso, bloque y dirección, tal como muestran las tablas a continuación:

Tabla 107

Resultados Eo – Pabellón A

Piso	Bloque I-A		Bloque II-A	
	Dirección XX	Dirección YY	Dirección XX	Dirección YY
1	1.02	4.83	1.00	4.76
2	0.73	3.44	0.72	3.40
3	0.68	3.20	0.67	3.16

Elaboración: los autores

- Comparación de Índices (Is-Iso)

Tabla 108

Comparación de índices - Pabellón A

Piso	Bloque I-A			
	Dirección XX		Dirección YY	
	Is	Iso	Is	Iso
1	0.97	0.18	4.59	0.47
2	0.65	0.18	3.10	0.47
3	0.61	0.18	2.88	0.47
Resultado	Is>Iso No vulnerable		Is>Iso No vulnerable	

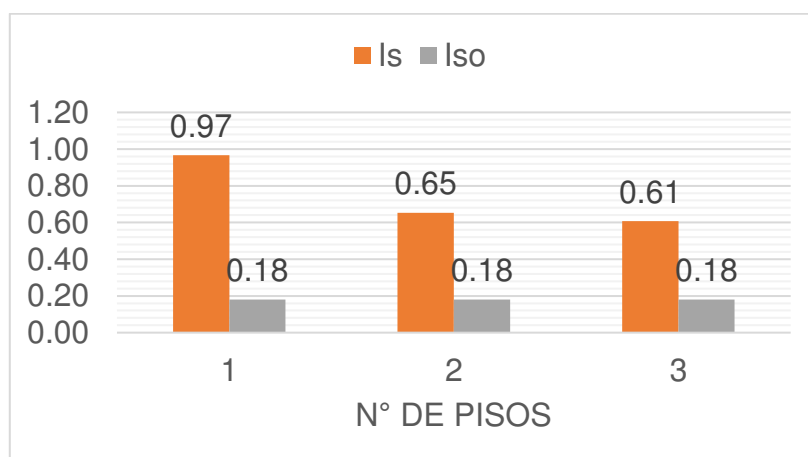
Bloque II-A

Piso	Dirección XX		Dirección YY	
	Is	Iso	Is	Iso
1	0.95	0.18	4.52	0.47
2	0.64	0.18	3.06	0.47
3	0.60	0.18	2.84	0.47
Resultado	Is>Iso No vulnerable		Is>Iso No vulnerable	

Elaboración: los autores

Figura 78

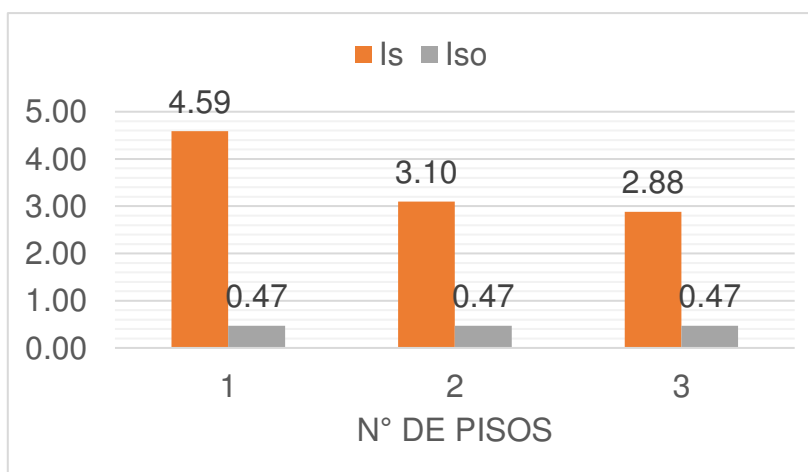
Resultados del método de Hirosawa - Bloque I-A (dirección XX)



Elaboración: los autores

Figura 79

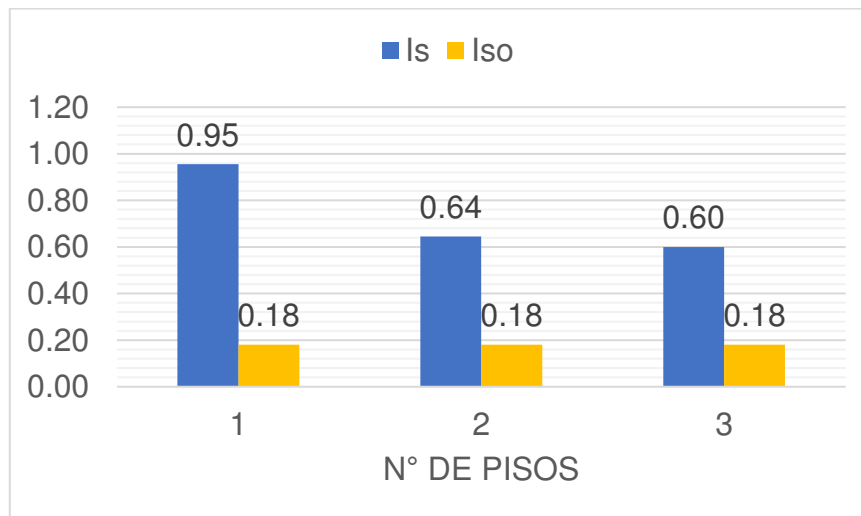
Resultados del método de Hirosawa - Bloque I-A (dirección YY)



Elaboración: los autores

Figura 80

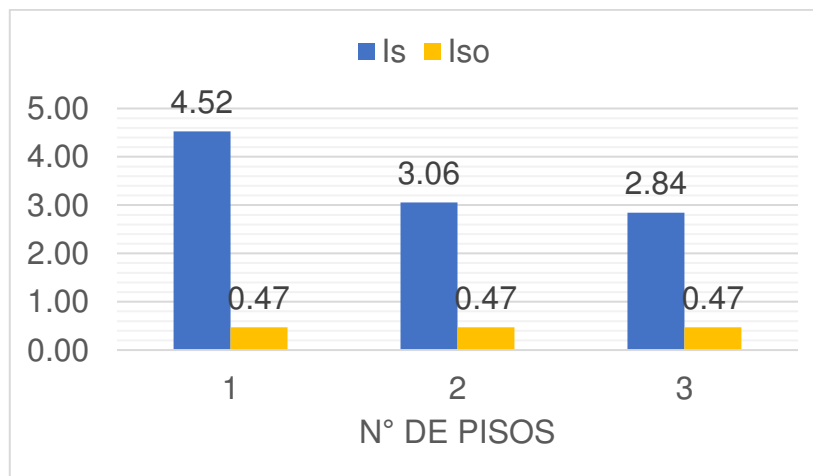
Resultados del método de Hirosawa - Bloque II-A (dirección XX)



Elaboración: los autores

Figura 81

Resultados del método de Hirosawa - Bloque II-A (dirección YY)



Elaboración: los autores

5.1.1. Pabellón B

Tabla 109

Resultados Eo - Pabellón B

Piso	Bloque I-B		Bloque II-B	
	Dirección XX	Dirección YY	Dirección XX	Dirección YY
1	1.02	4.79	1.08	5.08
2	0.76	3.58	0.81	3.79

Elaboración: los autores

- Comparación de Índices (Is-Iso)

Tabla 110

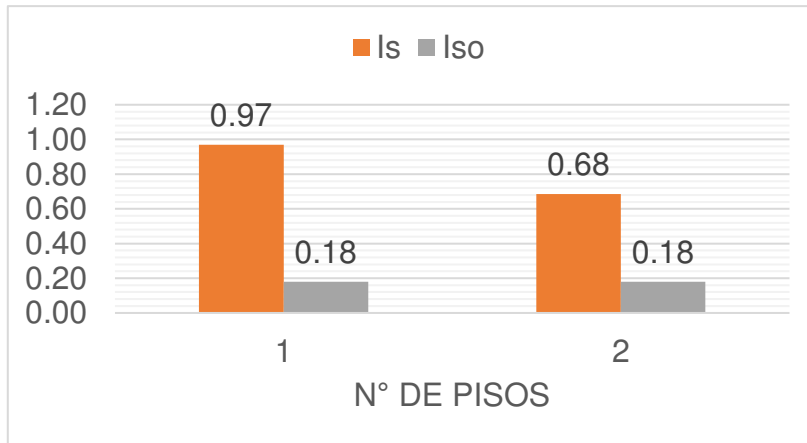
Comparación de Índices - Pabellón B

Bloque I-B				
Piso	Dirección XX		Dirección YY	
	Is	Iso	Is	Iso
1	0.97	0.18	4.55	0.47
2	0.68	0.18	3.22	0.47
Resultado	Is>Iso No vulnerable		Is>Iso No vulnerable	
Bloque II-B				
Piso	Dirección XX		Dirección YY	
	Is	Iso	Is	Iso
1	1.03	0.18	4.83	0.47
2	0.73	0.18	3.41	0.47
Resultado	Is>Iso No vulnerable		Is>Iso No vulnerable	

Elaboración: los autores

Figura 82

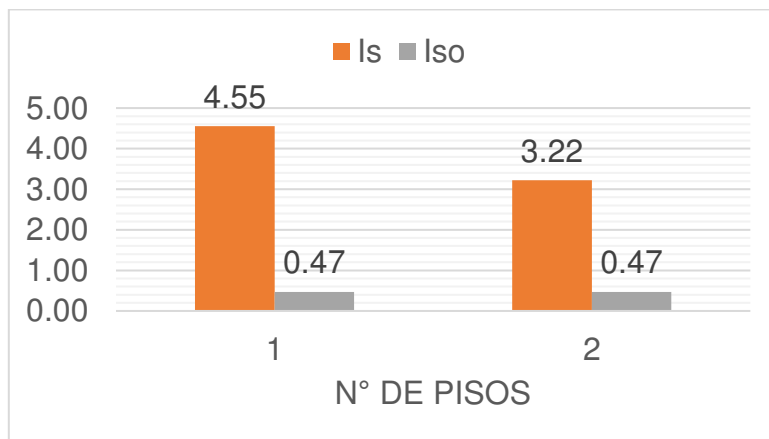
Resultados del método de Hirosawa - Bloque I-B (dirección XX)



Elaboración: los autores

Figura 83

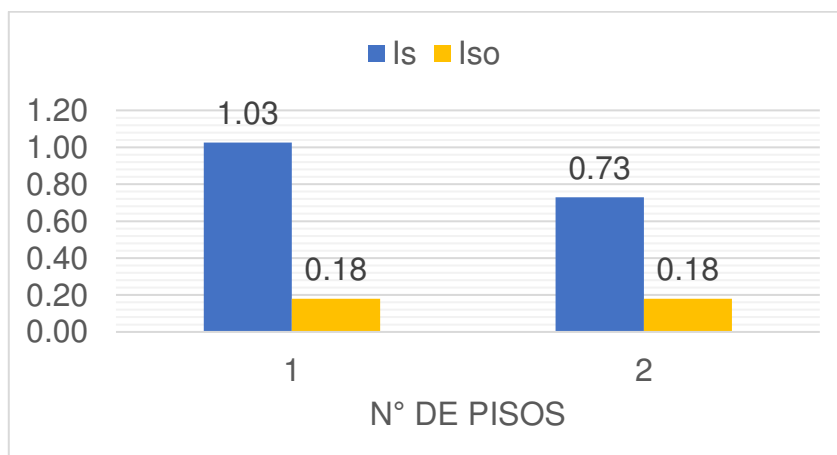
Resultados del método de Hirosawa - Bloque I-B (dirección YY)



Elaboración: los autores

Figura 84

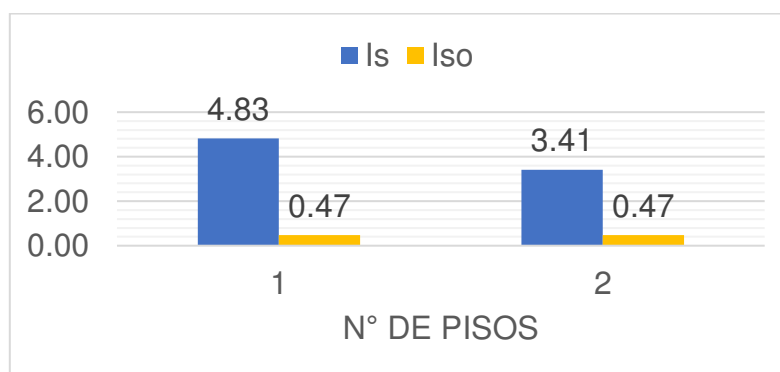
Resultados del método de Hirosawa - Bloque II-B (dirección XX)



Elaboración: los autores

Figura 85

Resultados del método de Hirosawa - Bloque II-B (dirección YY)



Elaboración: los autores

5.2 Comportamiento sísmico mediante el método de Benedetti y Petri

5.2.1 Pabellón A

a. Bloque I-A

- Índice de Vulnerabilidad

Parámetro	Puntaje por clase (Ki)	Peso (Wi)
1. Organización del sistema resistente	0	4.00
2. Calidad del sistema resistente	0	1.00
3. Resistencia convencional	0	1.00
4. Posición del edificio y cimentación	1	1.00
5. Diafragmas horizontales	0	1.00
6. Configuración planta	0	1.00
7. Configuración en elevación	0	2.00
8. Distancia máxima entre los muros y conexiones entre los elementos críticos	0	1.00
9. Tipo de cubierta	0	1.00
10. Elementos no estructurales	0	1.00
11. Estado de conservación	0	1.00

Elaboración: los autores

Calculando la sumatoria:

$$\sum_{i=1}^{11} K_i * W_i = 1$$

- Cálculo del índice de vulnerabilidad

$$Iv = \left(\frac{(1 + 1)}{34} \right) * 100$$

$$Iv = 5.88$$

Entonces:

$$0 \leq Iv < 20$$

Vulnerabilidad Baja

b. Bloque II-A

- Índice de Vulnerabilidad

Parámetro	Puntaje por clase (Ki)	Peso (Wi)
1. Organización del sistema resistente	0	4.00
2. Calidad del sistema resistente	0	1.00
3. Resistencia convencional	0	1.00
4. Posición del edificio y cimentación	1	1.00
5. Diafragmas horizontales	0	1.00
6. Configuración planta	0	1.00
7. Configuración en elevación	0	2.00
8. Distancia máxima entre los muros y conexiones entre los elementos críticos	0	1.00
9. Tipo de cubierta	0	1.00
10. Elementos no estructurales	0	1.00
11. Estado de conservación	0	1.00

Elaboración: los autores

Calculando la sumatoria:

$$\sum_{i=1}^{11} K_i * W_i = 1$$

- Cálculo del índice de vulnerabilidad

$$Iv = \left(\frac{(1 + 1)}{34} \right) * 100$$

$$Iv = 5.88$$

Entonces:

$$0 \leq Iv < 20$$

Vulnerabilidad Baja

5.2.2 Pabellón B

a. Bloque I-B

- Índice de Vulnerabilidad

Parámetro	Puntaje (Ki)	Peso (Wi)
1. Organización del sistema resistente	0	4.00
2. Calidad del sistema resistente	0	1.00
3. Resistencia convencional	-1	1.00
4. Posición del edificio y cimentación	1	1.00
5. Diafragmas horizontales	0	1.00
6. Configuración planta	0	1.00
7. Configuración en elevación	0	2.00
8. Distancia máxima entre los muros y conexiones entre los elementos críticos	0	1.00
9. Tipo de cubierta	0	1.00
10. Elementos no estructurales	0	1.00
11. Estado de conservación	0	1.00

Elaboración: los autores

Calculando la sumatoria:

$$\sum_{i=1}^{11} Ki * Wi = 0$$

- Cálculo del índice de vulnerabilidad

$$Iv = \left(\frac{(0 + 1)}{34} \right) * 100$$

$$Iv = 2.94$$

Entonces:

$$0 \leq Iv < 20$$

Vulnerabilidad Baja

b. Bloque II-B

- Índice de Vulnerabilidad

Parámetro	Puntaje por clase (Ki)	Peso (Wi)
1. Organización del sistema resistente	0	4.00
2. Calidad del sistema resistente	0	1.00
3. Resistencia convencional	-1	1.00
4. Posición del edificio y cimentación	1	1.00
5. Diafragmas horizontales	0	1.00
6. Configuración planta	0	1.00
7. Configuración en elevación	0	2.00
8. Distancia máxima entre los muros y conexiones entre los elementos críticos	0	1.00
9. Tipo de cubierta	0	1.00
10. Elementos no estructurales	0	1.00
11. Estado de conservación	0	1.00

Elaboración: los autores

Calculando la sumatoria:

$$\sum_{i=1}^{11} Ki * Wi = 0$$

- Cálculo del índice de vulnerabilidad

$$Iv = \left(\frac{0 + 1}{34} \right) * 100$$

$$Iv = 2.94$$

Entonces:

$$0 \leq Iv < 20$$

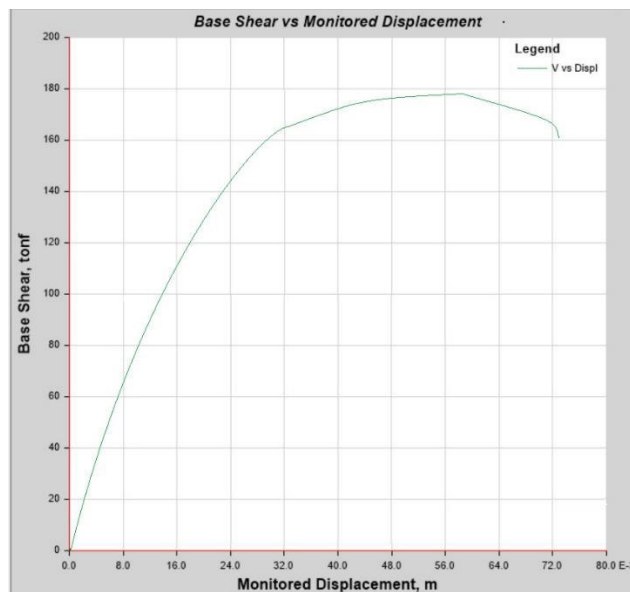
Vulnerabilidad Baja

5.3 Comportamiento sísmico mediante el método de análisis estático no lineal - Pushover

5.3.1 Bloque I-A

Figura 86

Curva de capacidad en la dirección XX – Bloque I-A

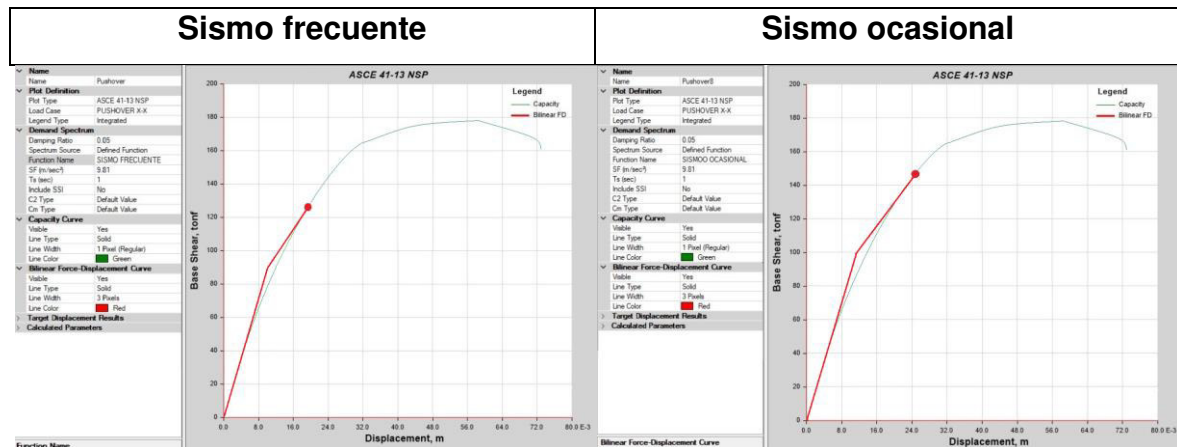


Elaboración: los autores

Se observa que el punto de fluencia efectiva (Δy) se encuentra determinada por un desplazamiento límite elástico de 2.94cm. y un desplazamiento de la capacidad inelástica (Δp) de 4.26cm., ambos en la dirección XX, alcanzando un desplazamiento máximo de 7.20cm.

Figura 87

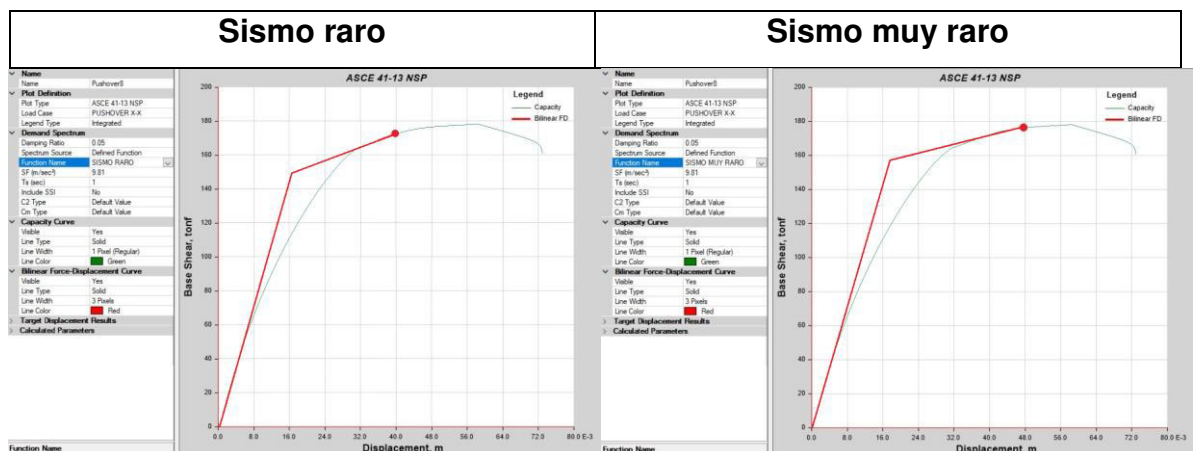
Punto de desempeño para los sismos en la dirección XX



Elaboración: los autores

Para el caso de un sismo frecuente, se aprecia que el punto de desempeño se encuentra dentro de la curva de capacidad, con un desplazamiento de 1.98cm. en función a una cortante basal de 123.26 tonf.

Para el caso de un sismo ocasional, se aprecia que el punto de desempeño se sigue manteniendo dentro de la curva de capacidad, con una cortante basal de 145.72 tonf., generando un desplazamiento de 2.47cm.



Elaboración: los autores

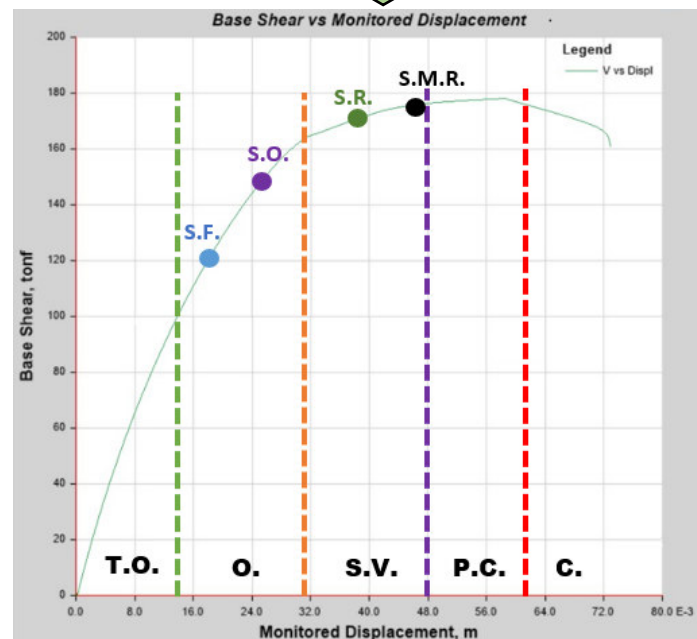
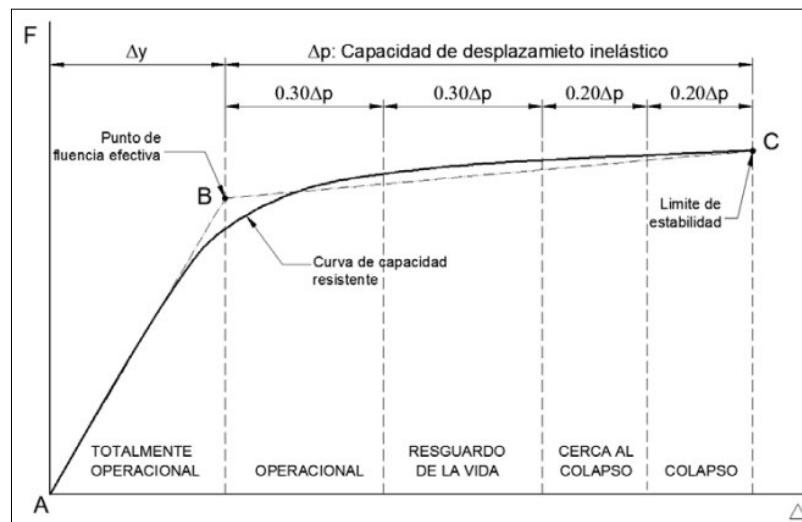
Para el caso de un sismo raro, se determina un desplazamiento de 3.99cm. con una cortante basal de 173.64 tonf., resultando al punto de desempeño dentro de la curva de capacidad.

Para el caso de un sismo muy raro, se obtiene un desplazamiento de 4.79cm. y una cortante basal de 178.23 tonf., dando como resultado un punto de desempeño el cual se sigue manteniendo dentro de la curva de capacidad.

Cálculo del nivel de desempeño propuestos por VISION 2000

Figura 88

Sectorización de la curva de capacidad Bloque I-A en "X"

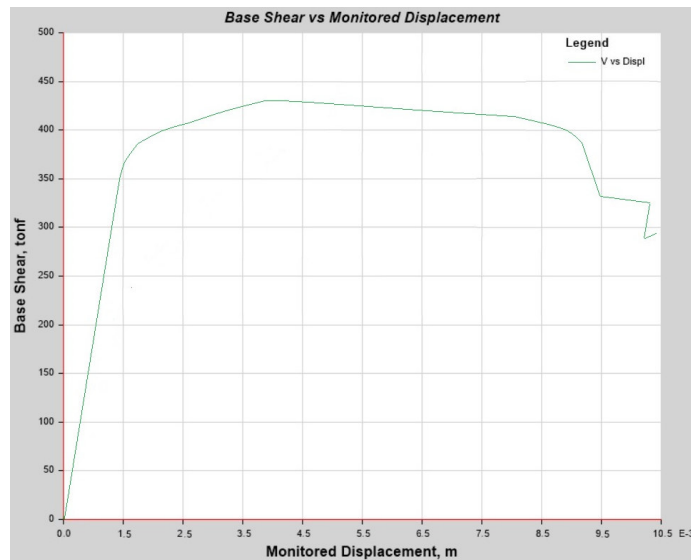


Elaboración: los autores

Se muestra la sectorización de la curva de capacidad en la dirección XX, en la cual, para un Sismo Frecuente (S.F.) y Sismo Ocasional (S.O) se encuentran en un nivel de desempeño Operacional (O), mientras que, el Sismo Raro (S.R.) y Sismo Muy Raro (S.M.R.) en un nivel de desempeño de Seguridad de Vida (S.V.).

Figura 89

Curva de capacidad en la dirección YY – Bloque I-A

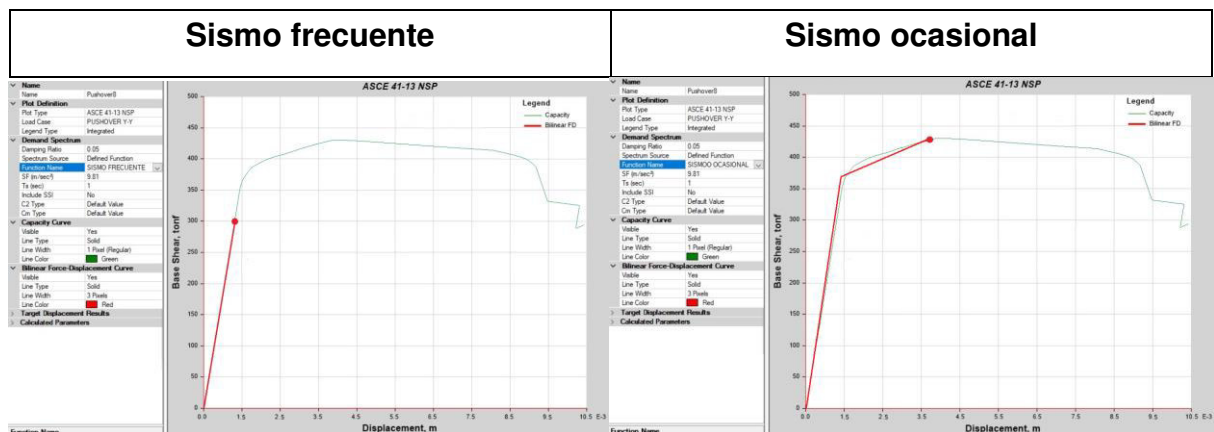


Elaboración: los autores

Se observa que el punto de fluencia efectiva (Δy) se encuentra determinada por un desplazamiento límite elástico de 0.16cm. y un desplazamiento de la capacidad inelástica (Δp) de 0.76cm., ambos en la dirección YY, alcanzando un desplazamiento máximo de 0.92cm.

Figura 90

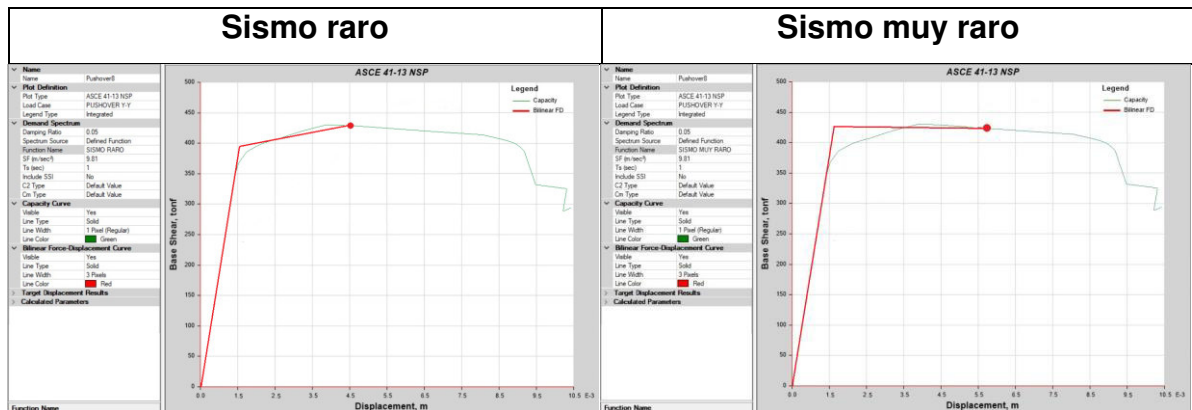
Punto de desempeño para los sismos en la dirección YY



Elaboración: los autores

Para el caso de un sismo frecuente, se aprecia que el punto de desempeño se encuentra dentro de la curva de capacidad, con un desplazamiento de 0.14cm. en función a una cortante basal de 299.99 tonf.

Para el caso de un sismo ocasional, se aprecia que el punto de desempeño se sigue manteniendo dentro de la curva de capacidad, con una cortante basal de 429.62 tonf., generando un desplazamiento de 0.36cm.



Elaboración: los autores

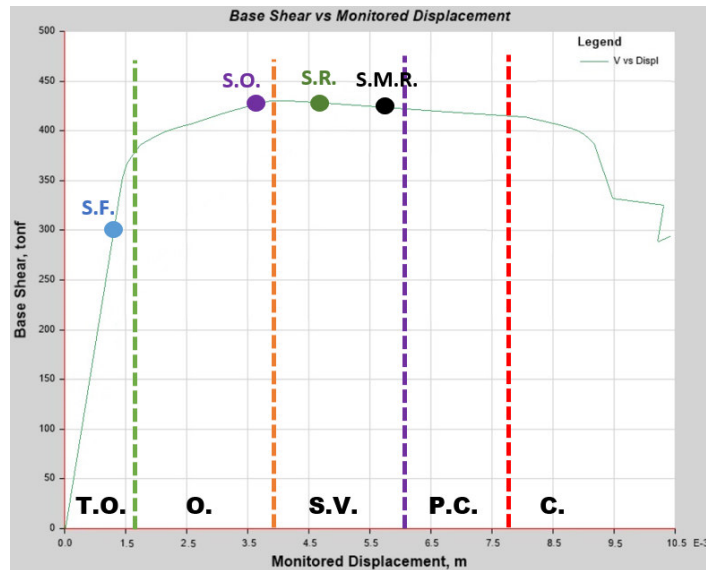
Para el caso de un sismo raro, se determina un desplazamiento de 0.45cm. con una cortante basal de 427.13 tonf., resultando al punto de desempeño dentro de la curva de capacidad.

Para el caso de un sismo muy raro, se obtiene un desplazamiento de 0.57cm y una cortante basal de 425.11 tonf., dando como resultado un punto de desempeño el cual se sigue manteniendo dentro de la curva de capacidad.

Cálculo del nivel de desempeño propuesto por VISION 2000

Figura 91

Sectorización de la curva de capacidad Bloque I-A en “Y”



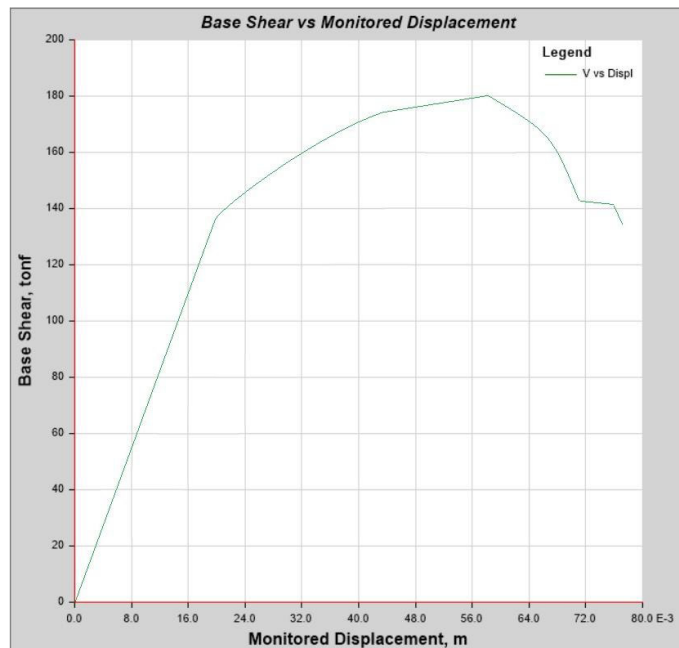
Elaboración: los autores

Se muestra la sectorización de la curva de capacidad en la dirección YY, en la cual, para un Sismo Frecuente (S.F.) se encuentra en un nivel desempeño Totalmente Operacional (T.O.) y Sismo Ocasional (S.O) en un nivel de desempeño Operacional (O), mientras que, el Sismo Raro (S.R.) y Sismo Muy Raro (S.M.R.) en un nivel de desempeño de Seguridad de Vida (S.V.).

5.3.2 Bloque II-A

Figura 92

Curva de capacidad en la dirección XX – Bloque II-A

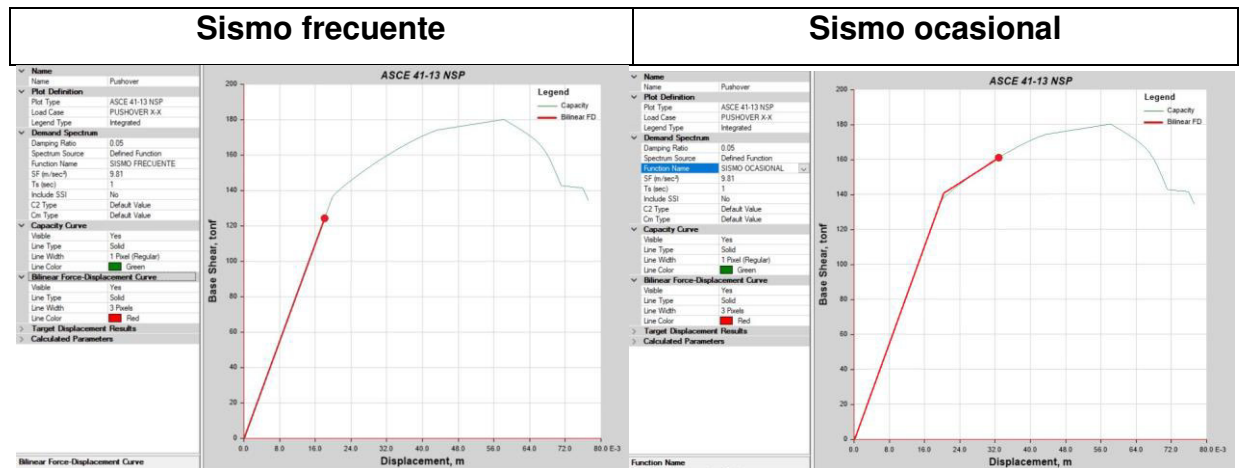


Elaboración: los autores

Se observa que el punto de fluencia efectiva (Δy) se encuentra determinada por un desplazamiento límite elástico de 1.90cm. y un desplazamiento de la capacidad inelástica (Δp) de 5.20cm., ambos en la dirección XX, alcanzando un desplazamiento máximo de 7.10cm.

Figura 93

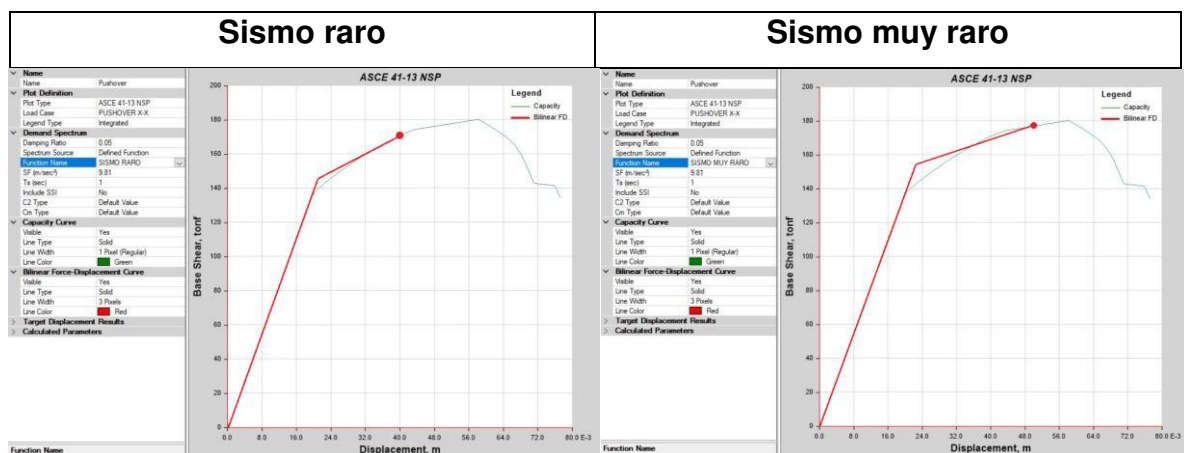
Punto de desempeño para los sismos en la dirección XX



Elaboración: los autores

Para el caso de un sismo frecuente, se aprecia que el punto de desempeño se encuentra dentro de la curva de capacidad, con un desplazamiento de 1.87cm. en función a una cortante basal de 124.51 tonf.

Para el caso de un sismo ocasional, se aprecia que el punto de desempeño se sigue manteniendo dentro de la curva de capacidad, con una cortante basal de 160.98 tonf., generando un desplazamiento de 3.29cm.



Elaboración: los autores

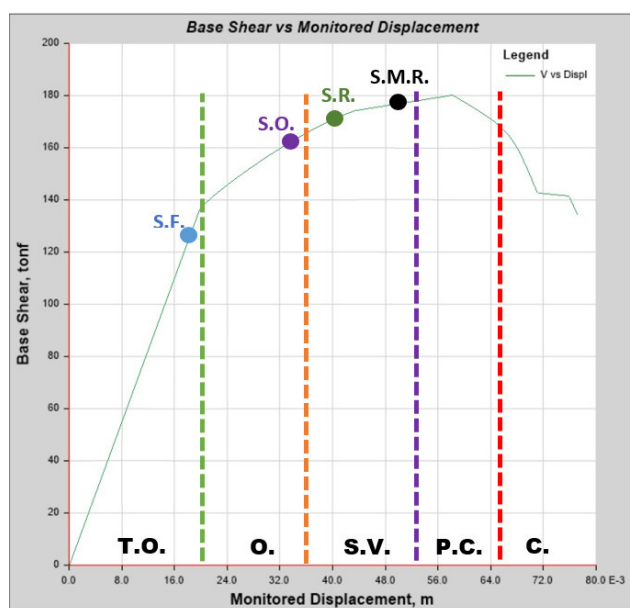
Para el caso de un sismo raro, se determina un desplazamiento de 0.41cm. con una cortante basal de 170.14 tonf., resultando al punto de desempeño dentro de la curva de capacidad.

Para el caso de un sismo muy raro, se obtiene un desplazamiento de 0.51cm y una cortante basal de 177.96 tonf., dando como resultado un punto de desempeño el cual se sigue manteniendo dentro de la curva de capacidad.

Cálculo del nivel de desempeño propuesto por VISION 2000

Figura 94

Sectorización de la curva de capacidad Bloque II-A en "X"

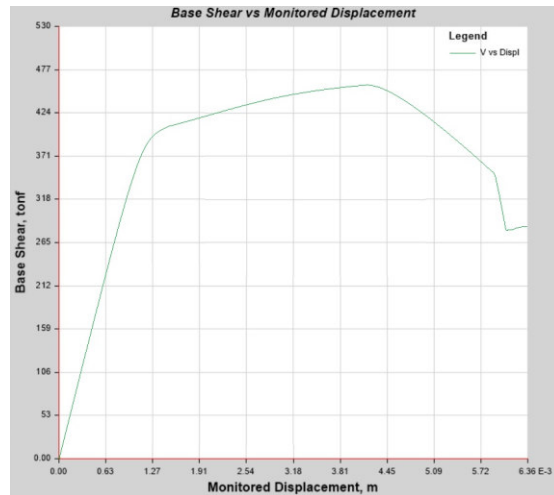


Elaboración: los autores

Se muestra la sectorización de la curva de capacidad en la dirección XX, en la cual, para un Sismo Frecuente (S.F.) se encuentra en un nivel de desempeño Totalmente Operacional (T.O.) y Sismo Ocasional (S.O) en un nivel de desempeño Operacional (O), mientras que, el Sismo Raro (S.R.) y Sismo Muy Raro (S.M.R.) en un nivel de desempeño de Seguridad de Vida (S.V.).

Figura 95

Curva de capacidad en la dirección YY – Bloque II-A

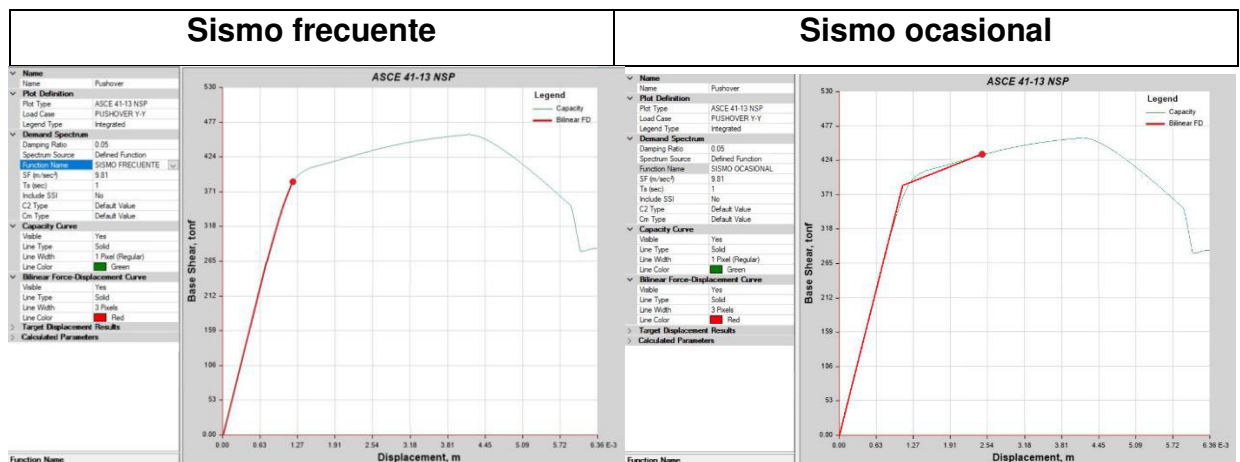


Elaboración: los autores

Se observa que el punto de fluencia efectiva (Δy) se encuentra determinada por un desplazamiento límite elástico de 0.13cm. y un desplazamiento de la capacidad inelástica (Δp) de 0.46cm., ambos en la dirección YY, alcanzando un desplazamiento máximo de 0.59cm.

Figura 96

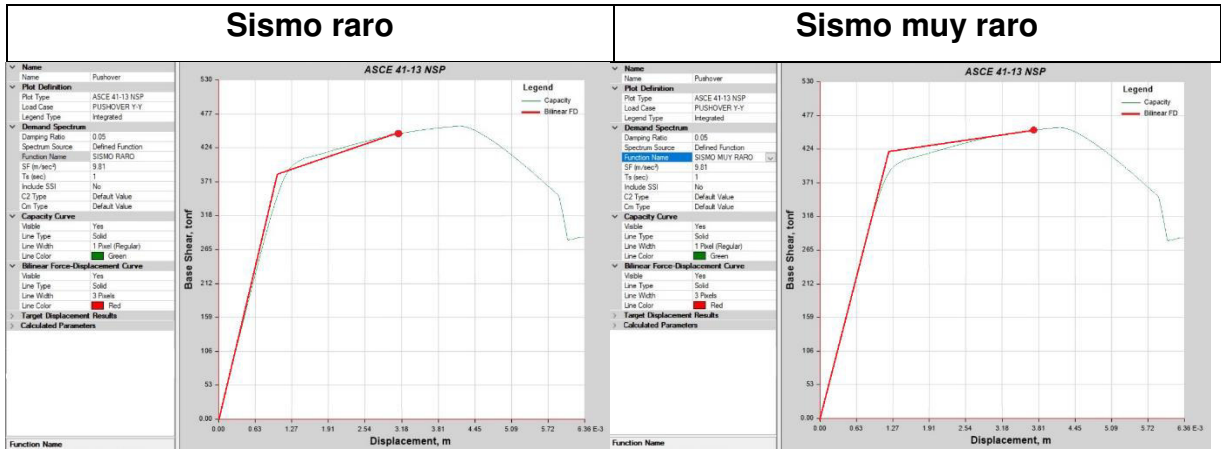
Punto de desempeño para los sismos en la dirección YY



Elaboración: los autores

Para el caso de un sismo frecuente, se aprecia que el punto de desempeño se encuentra dentro de la curva de capacidad, con un desplazamiento de 0.12cm. en función a una cortante basal de 386.31 tonf.

Para el caso de un sismo ocasional, se aprecia que el punto de desempeño se sigue manteniendo dentro de la curva de capacidad, con una cortante basal de 430.63 tonf., generando un desplazamiento de 0.25cm.



Elaboración: los autores

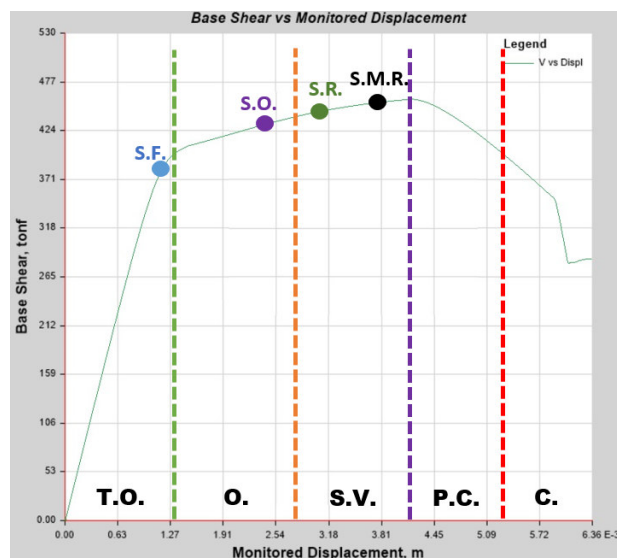
Para el caso de un sismo raro, se determina un desplazamiento de 0.31cm. con una cortante basal de 447.55 tonf., resultando al punto de desempeño dentro de la curva de capacidad.

Para el caso de un sismo muy raro, se obtiene un desplazamiento de 0.37cm. y una cortante basal de 447.56 tonf., dando como resultado un punto de desempeño el cual se sigue manteniendo dentro de la curva de capacidad.

Cálculo del nivel de desempeño propuesto por VISION 2000

Figura 97

Sectorización de la curva de capacidad Bloque II-A en “Y”



Elaboración: los autores

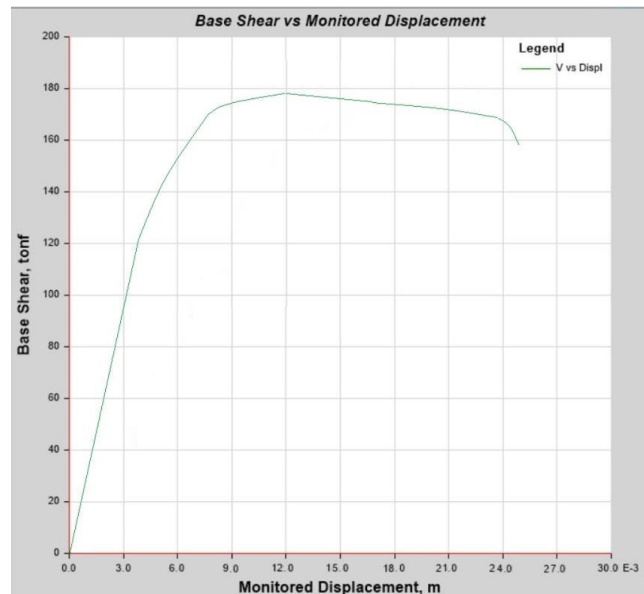
Se muestra la sectorización de la curva de capacidad en la dirección YY, en la cual, para un Sismo Frecuente (S.F.) se encuentra en un nivel desempeño Totalmente

Operacional (T.O.) y Sismo Ocasional (S.O) en un nivel de desempeño Operacional (O), mientras que, el Sismo Raro (S.R.) y Sismo Muy Raro (S.M.R.) en un nivel de desempeño de Seguridad de Vida (S.V.).

5.3.3 Bloque I-B

Figura 98

Curva de capacidad en la dirección XX – Bloque I-B

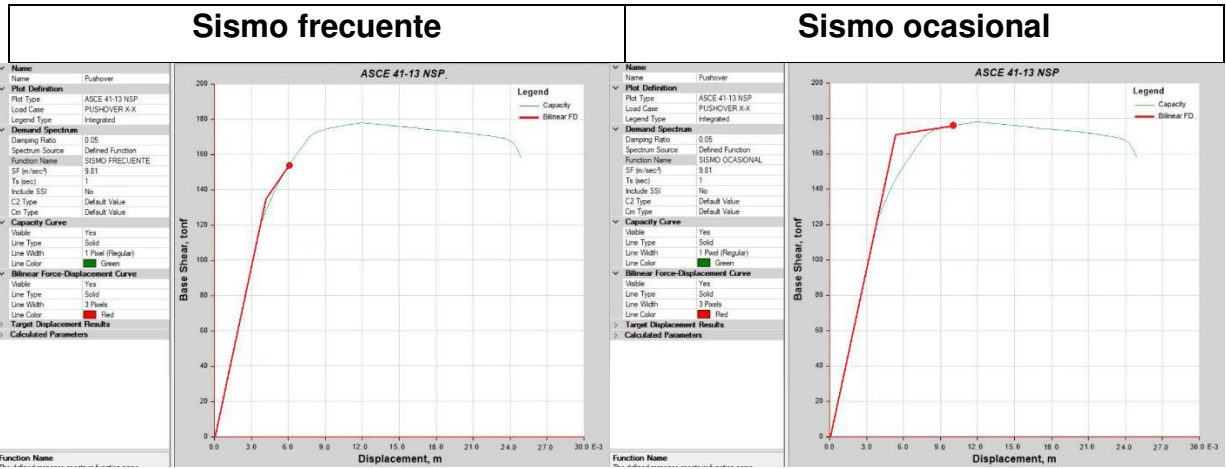


Elaboración: los autores

Se observa que el punto de fluencia efectiva (Δ_y) se encuentra determinada por un desplazamiento límite elástico de 0.66cm. y un desplazamiento de la capacidad inelástica (Δ_p) de 1.87cm., ambos en la dirección XX, alcanzando un desplazamiento máximo de 2.53cm.

Figura 99

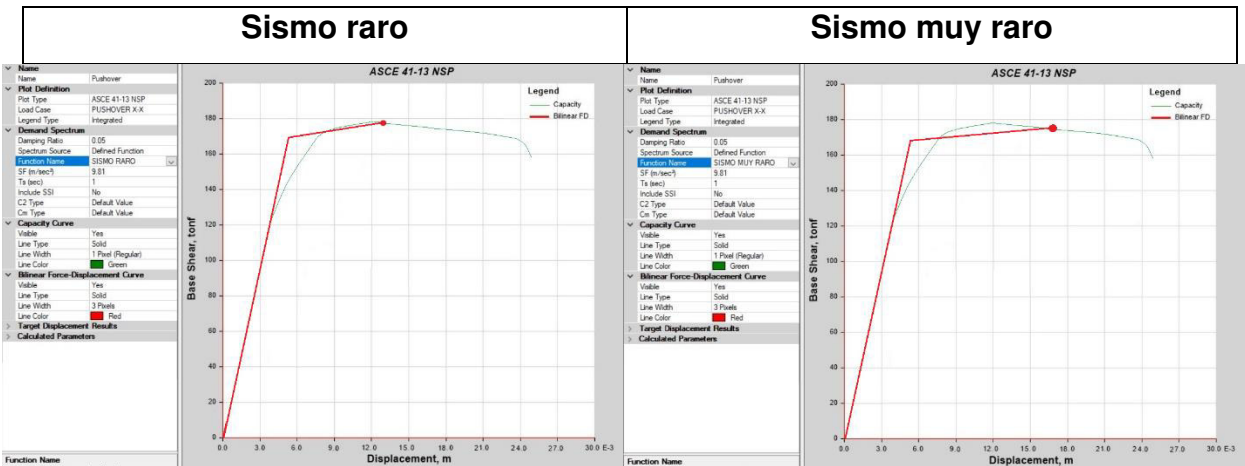
Punto de desempeño para los sismos en la dirección XX



Elaboración: los autores

Para el caso de un sismo frecuente, se aprecia que el punto de desempeño se encuentra dentro de la curva de capacidad, con un desplazamiento de 0.63cm. en función a una cortante basal de 155.32 tonf.

Para el caso de un sismo ocasional, se aprecia que el punto de desempeño se sigue manteniendo dentro de la curva de capacidad, con una cortante basal de 176.98 tonf., generando un desplazamiento de 1.01cm.



Elaboración: los autores

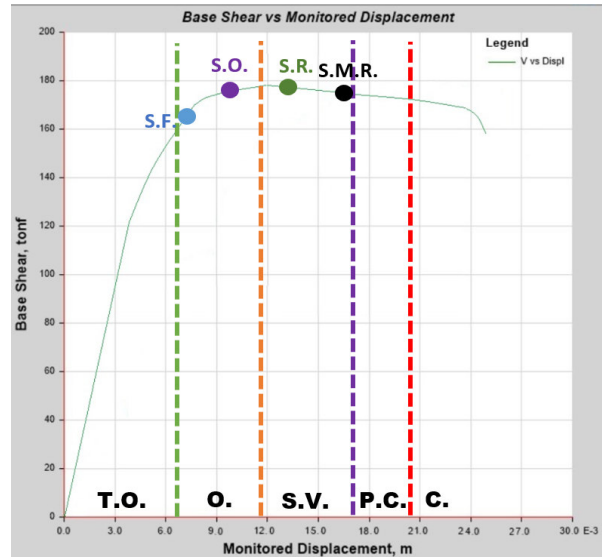
Para el caso de un sismo raro, se determina un desplazamiento de 1.29cm. con una cortante basal de 176.12 tonf., resultando al punto de desempeño dentro de la curva de capacidad.

Para el caso de un sismo muy raro, se obtiene un desplazamiento de 1.68cm. y una cortante basal de 174.77 tonf., dando como resultado un punto de desempeño el cual se sigue manteniendo dentro de la curva de capacidad.

Cálculo del nivel de desempeño propuesto por VISION 2000

Figura 100

Sectorización de la curva de capacidad Bloque I-B en "X"

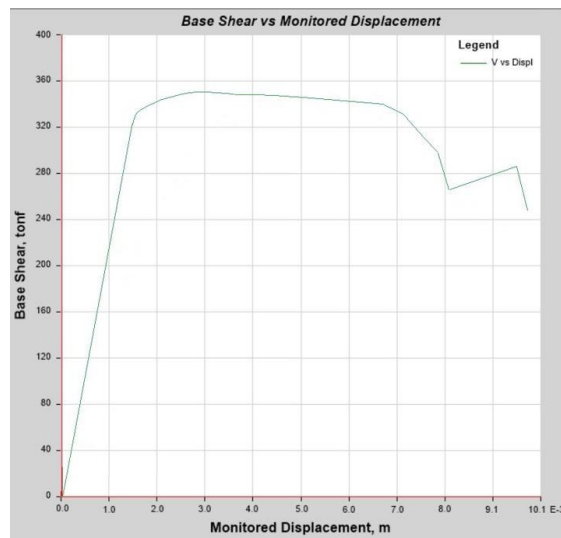


Elaboración: los autores

Se muestra la sectorización de la curva de capacidad en la dirección XX, en la cual, para un Sismo Frecuente (S.F.) y Sismo Ocasional (S.O) se encuentran en un nivel de desempeño Operacional (O), mientras que, el Sismo Raro (S.R.) y Sismo Muy Raro (S.M.R.) en un nivel de desempeño de Seguridad de Vida (S.V.).

Figura 101

Curva de capacidad en la dirección YY – Bloque I-B

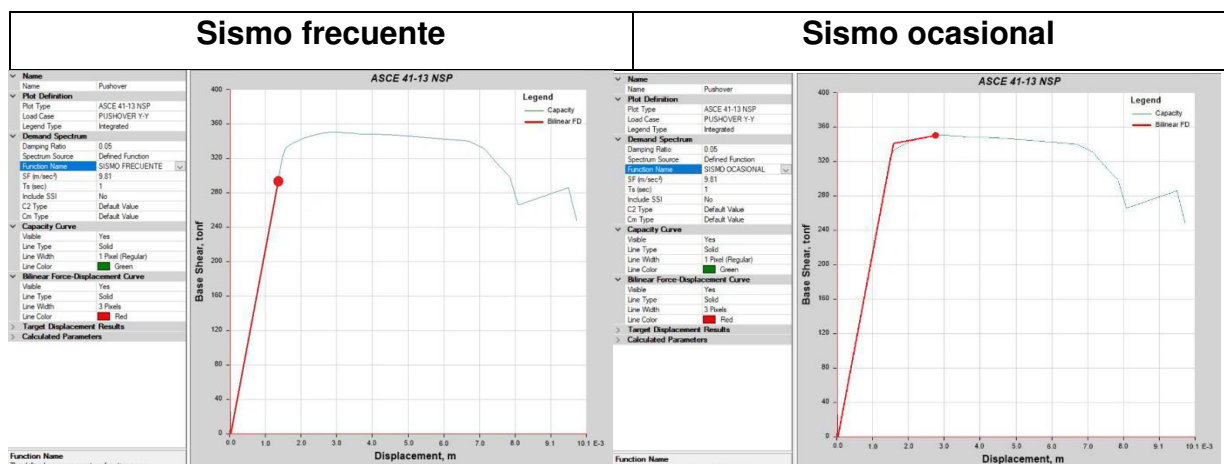


Elaboración: los autores

Se observa que el punto de fluencia efectiva (Δ_y) se encuentra determinada por un desplazamiento límite elástico de 0.17cm. y un desplazamiento de la capacidad inelástica (Δ_p) de 0.61cm., ambos en la dirección YY, alcanzando un desplazamiento máximo de 0.78cm.

Figura 102

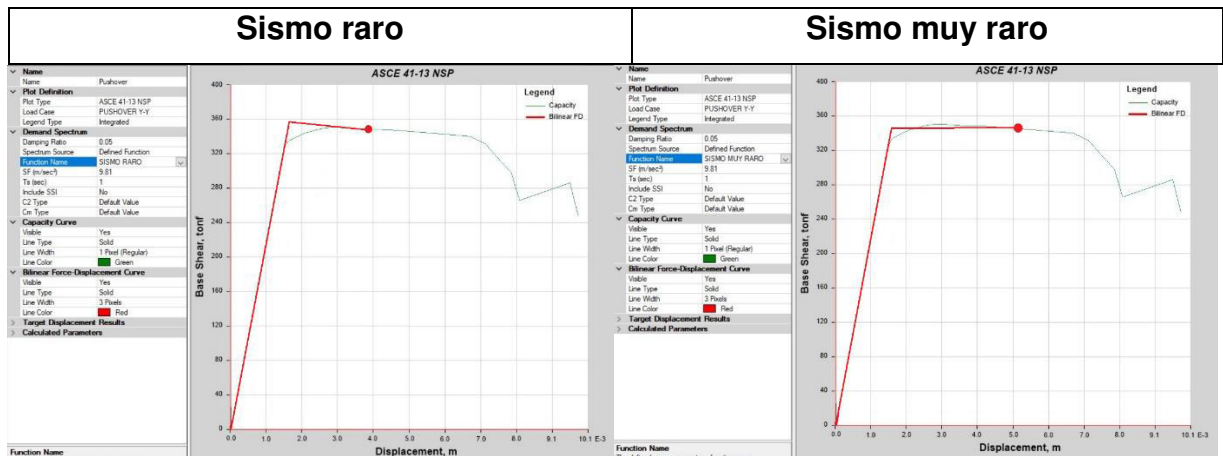
Punto de desempeño para los sismos en la dirección YY



Elaboración: los autores

Para el caso de un sismo frecuente, se aprecia que el punto de desempeño se encuentra dentro de la curva de capacidad, con un desplazamiento de 0.14cm. en función a una cortante basal de 290.03 tonf.

Para el caso de un sismo ocasional, se aprecia que el punto de desempeño se sigue manteniendo dentro de la curva de capacidad, con una cortante basal de 350.13 tonf., generando un desplazamiento de 0.28cm.



Elaboración: los autores

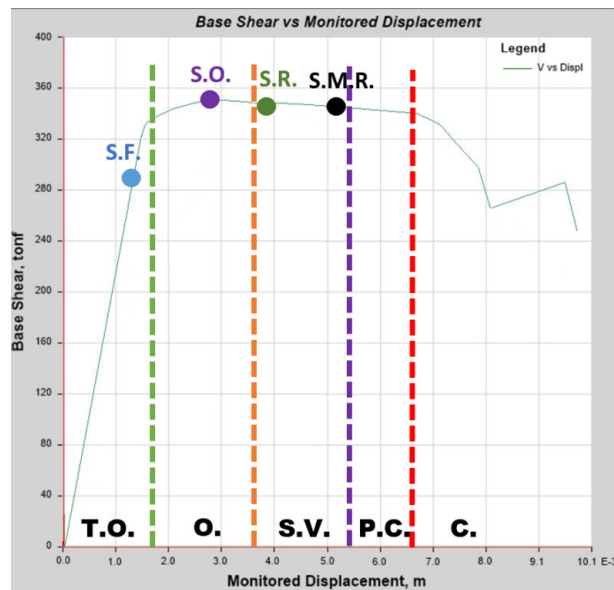
Para el caso de un sismo raro, se determina un desplazamiento de 0.39cm. con una cortante basal de 343.53 tonf., resultando al punto de desempeño dentro de la curva de capacidad.

Para el caso de un sismo muy raro, se obtiene un desplazamiento de 0.52cm. y una cortante basal de 341.35 tonf., dando como resultado un punto de desempeño el cual se sigue manteniendo dentro de la curva de capacidad.

Cálculo del nivel de desempeño propuesto por VISION 2000

Figura 103

Sectorización de la curva de capacidad Bloque I-B en “Y”



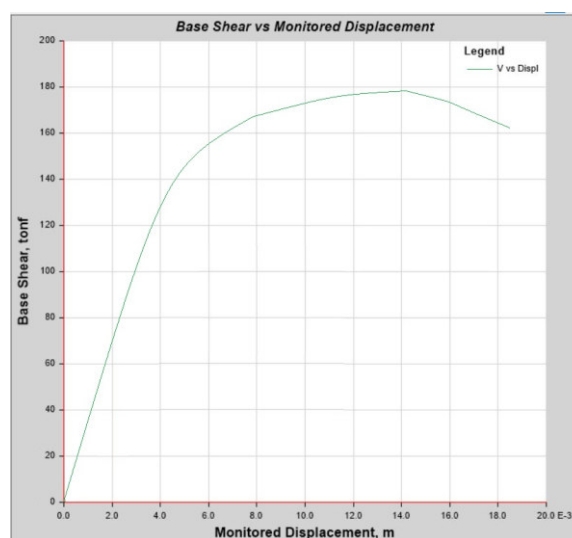
Elaboración: los autores

Se muestra la sectorización de la curva de capacidad en la dirección YY, en la cual, para un Sismo Frecuente (S.F.) se encuentra en un nivel desempeño Totalmente Operacional (T.O.) y Sismo Ocasional (S.O) en un nivel de desempeño Operacional (O), mientras que, el Sismo Raro (S.R.) y Sismo Muy Raro (S.M.R.) en un nivel de desempeño de Seguridad de Vida (S.V.).

5.3.4 Bloque II-B

Figura 104

Curva de capacidad en la dirección XX – Bloque II-B

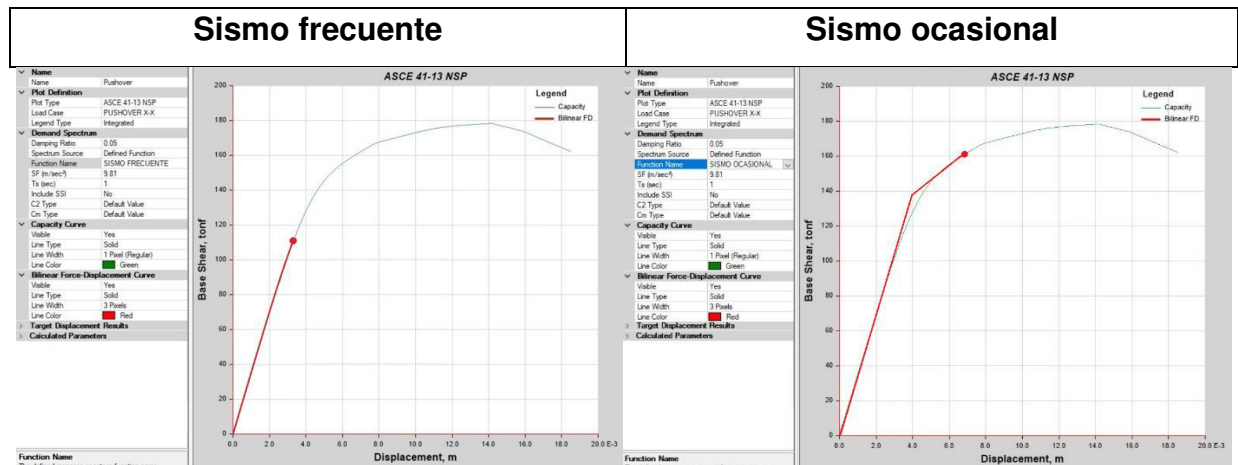


Elaboración: los autores

Se observa que el punto de fluencia efectiva (Δy) se encuentra determinada por un desplazamiento límite elástico de 0.43cm. y un desplazamiento de la capacidad inelástica (Δp) de 1.40cm., ambos en la dirección XX, alcanzando un desplazamiento máximo de 1.83cm.

Figura 105

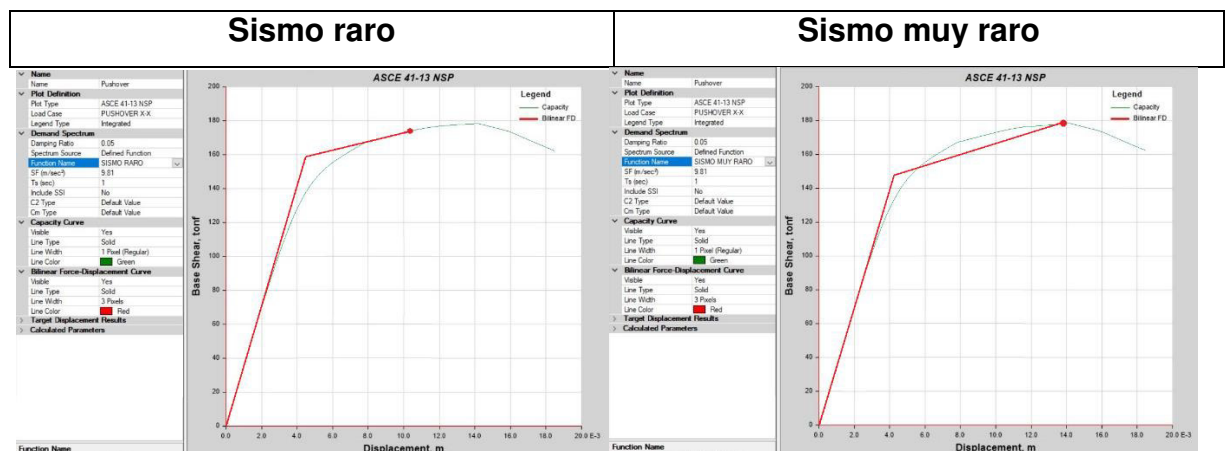
Punto de desempeño para los sismos en la dirección XX



Elaboración: los autores

Para el caso de un sismo frecuente, se aprecia que el punto de desempeño se encuentra dentro de la curva de capacidad, con un desplazamiento de 0.33cm. en función a una cortante basal de 112.11 tonf.

Para el caso de un sismo ocasional, se aprecia que el punto de desempeño se sigue manteniendo dentro de la curva de capacidad, con una cortante basal de 160.28 tonf., generando un desplazamiento de 0.67cm.



Elaboración: los autores

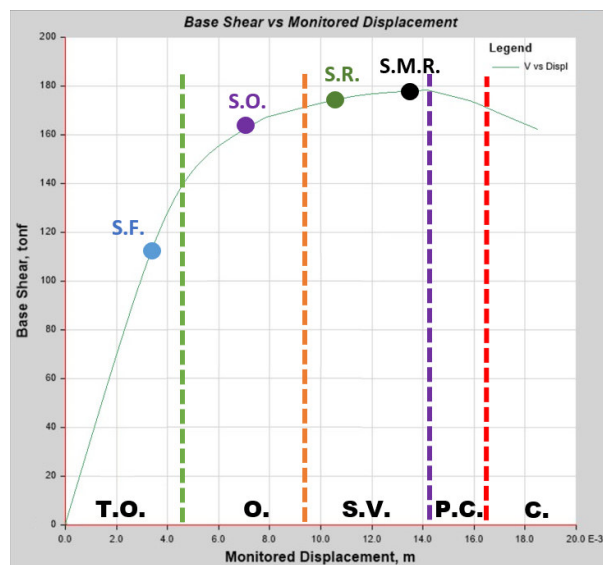
Para el caso de un sismo raro, se determina un desplazamiento de 1.03cm. con una cortante basal de 175.27 tonf., resultando al punto de desempeño dentro de la curva de capacidad.

Para el caso de un sismo muy raro, se obtiene un desplazamiento de 1.39cm. y una cortante basal de 179.21 tonf., dando como resultado un punto de desempeño el cual se sigue manteniendo dentro de la curva de capacidad.

Cálculo del nivel de desempeño propuesto por VISION 2000

Figura 106

Sectorización de la curva de capacidad Bloque II-B en "X"

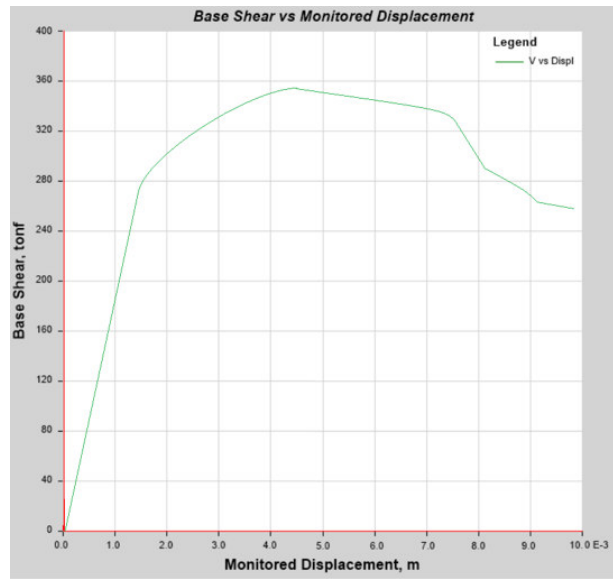


Elaboración: los autores

Se muestra la sectorización de la curva de capacidad en la dirección XX, en la cual, para un Sismo Frecuente (S.F.) se encuentra en un nivel de desempeño Totalmente Operacional (T.O.) y Sismo Ocasional (S.O) en un nivel de desempeño Operacional (O), mientras que, el Sismo Raro (S.R.) y Sismo Muy Raro (S.M.R.) en un nivel de desempeño de Seguridad de Vida (S.V.).

Figura 107

Curva de capacidad en la dirección YY – Bloque II-B

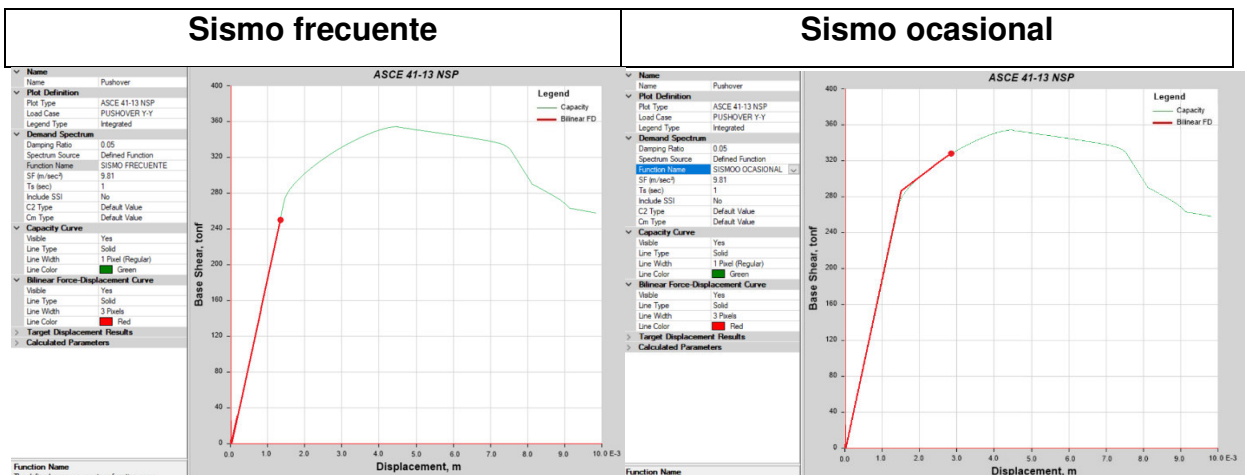


Elaboración: los autores

Se observa que el punto de fluencia efectiva (Δy) se encuentra determinada por un desplazamiento límite elástico de 0.18cm. y un desplazamiento de la capacidad inelástica (Δp) de 0.80cm, ambos en la dirección YY, alcanzando un desplazamiento máximo de 0.98cm.

Figura 108

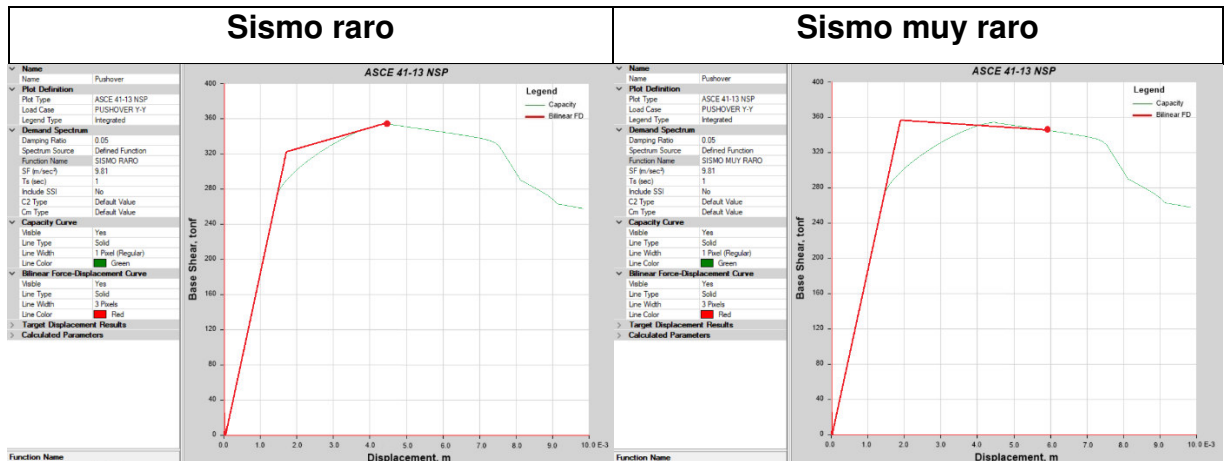
Punto de desempeño para los sismos en la dirección YY



Elaboración: los autores

Para el caso de un sismo frecuente, se aprecia que el punto de desempeño se encuentra dentro de la curva de capacidad, con un desplazamiento de 0.14cm. en función a una cortante basal de 251.92 tonf.

Para el caso de un sismo ocasional, se aprecia que el punto de desempeño se sigue manteniendo dentro de la curva de capacidad, con una cortante basal de 328.15 tonf., generando un desplazamiento de 0.29cm.



Elaboración: los autores

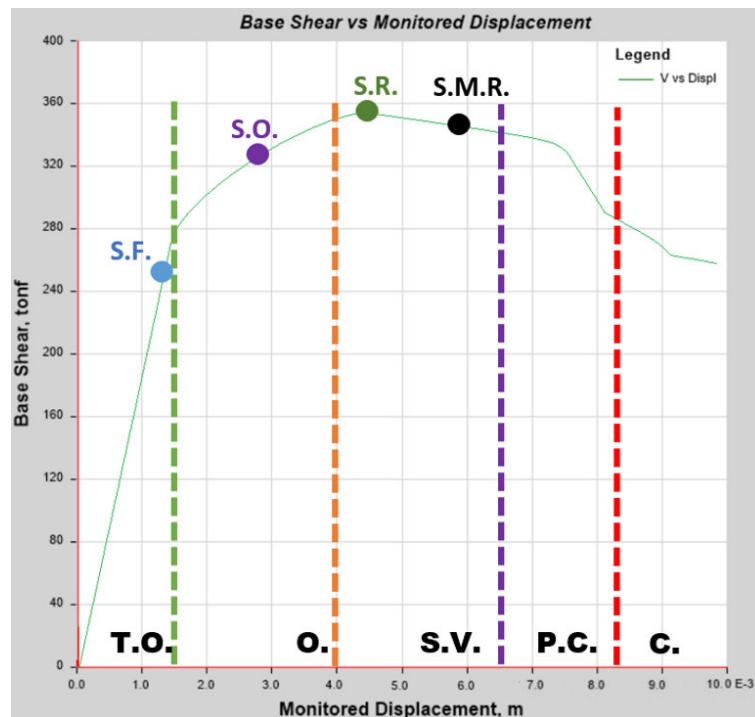
Para el caso de un sismo raro, se determina un desplazamiento de 0.44cm. con una cortante basal de 353.08 tonf., resultando al punto de desempeño dentro de la curva de capacidad.

Para el caso de un sismo muy raro, se obtiene un desplazamiento de 0.59cm y una cortante basal de 346.27 tonf., dando como resultado un punto de desempeño el cual se sigue manteniendo dentro de la curva de capacidad.

Cálculo del nivel de desempeño propuesto por VISION 2000

Figura 109

Sectorización de la curva de capacidad Bloque II-B en “Y”



Elaboración: los autores

Se muestra la sectorización de la curva de capacidad en la dirección YY, en la cual, para un Sismo Frecuente (S.F.) se encuentra en un nivel desempeño Totalmente Operacional (T.O.) y Sismo Ocasional (S.O.) en un nivel de desempeño Operacional (O), mientras que, el Sismo Raro (S.R.) y Sismo Muy Raro (S.M.R.) en un nivel de desempeño de Seguridad de Vida (S.V.).

CAPÍTULO VI

DISCUSIÓN

6.1 Contrastación de Hipótesis

6.1.1 Hipótesis general

Los métodos cualitativos y cuantitativo determinan un comportamiento sísmico favorable en los pabellones de una institución educativa, ubicada en Lima Metropolitana.

Se determinó un comportamiento sísmico favorable para los pabellones A y B debido a que se encuentran dentro de un rango no vulnerable a través de los distintos métodos aplicados.

Es válida la hipótesis general, debido a que los pabellones muestran un comportamiento sísmico favorable.

Tabla 111

Contrastación de hipótesis general

Hipótesis general	Métodos aplicados	Resultados obtenidos	Observaciones
Los métodos cualitativos y cuantitativo determinan un comportamiento sísmico favorable en los pabellones de una institución educativa, ubicada en Lima Metropolitana	Método de Hirosawa Método de Benedetti y Petrini Método de análisis estático no lineal - Pushover	Se determinó un comportamiento sísmico favorable para los pabellones debido a que se encuentran dentro de un rango no vulnerable a través de los distintos métodos aplicados	Es válida la hipótesis general debido a que los pabellones muestran un comportamiento sísmico favorable por los distintos métodos planteados.

Elaboración: los autores

6.1.2 Hipótesis específica 1

El método de Hirosawa determina un comportamiento sísmico no vulnerable obteniendo un Índice de resistencia sísmica (I_s) mayor al Índice de demanda sísmica (I_{so}) en los pabellones de una institución educativa, ubicada en Lima Metropolitana.

Con respecto a los resultados para esta metodología, se aprecia que para ambos pabellones, el Iso en dirección XX es de 0.18 y en dirección YY es de 0.47. Para el pabellón A, el Iso menor para la dirección XX es de 0.60, siendo Iso<Iso, y para el Iso menor en la dirección YY es de 2.84, siendo Iso<Iso. Para el pabellón B, el Iso menor para la dirección XX es de 0.68, siendo Iso<Iso, y para el Iso menor en la dirección YY es de 3.22, siendo Iso<Iso.

Por lo tanto, es válida la hipótesis planteada inicialmente, ya que al aplicar el método cualitativo de Hirosawa para ambos pabellones de la institución educativa se determinó un comportamiento sísmico no vulnerable ante un sismo severo. Se justifica, ya que el índice de vulnerabilidad estructural se basa en los sistemas estructurales presentes en ambas direcciones, en estos casos, muros portantes de albañilería y pórticos.

6.1.3 Hipótesis específica 2

El método de Benedetti y Petrini determina un comportamiento sísmico vulnerable de categoría baja obteniendo un Índice de vulnerabilidad (Iv) mayor o igual a 0 y menor a 20 en los pabellones de una institución educativa, ubicada en Lima Metropolitana.

En base a los resultados obtenidos, se determinó para los dos bloques del pabellón A un Iv igual a 5.88 y un Iv de 2.94 para ambos bloques del pabellón B. Teniendo en cuenta que los rangos de clasificación del Índice de Vulnerabilidad es baja para un valor mayor o igual a 0 y menor a 20, media para un valor mayor o igual a 20 y menor a 40, y alta para un valor mayor o igual a 40 y menor a 100.

Por lo tanto, es válida la hipótesis planteada inicialmente puesto que, al aplicar el método cualitativo de Benedetti y Petrini se determinó un comportamiento sísmico de categoría baja para ambos pabellones. Se justifica debido a que ambos pabellones cuentan con buenas características estructurales en relación a los parámetros planteados por el método.

6.1.4 Hipótesis específica 3

El método de análisis estático no lineal - Pushover determina un comportamiento sísmico con un nivel de desempeño máximo de seguridad de vida para un sismo raro en los pabellones de una institución educativa, ubicada en Lima Metropolitana.

En base a los resultados obtenidos para los pabellones A y B, para un sismo frecuente y ocasional se determinó un nivel máximo de desempeño operacional. Para un sismo raro y muy raro se determinó un nivel límite de desempeño de seguridad de vida.

Es válida la hipótesis 3, debido a que al aplicar el método de análisis estático no lineal - Pushover, se determinó un comportamiento sísmico con un nivel máximo de seguridad de vida para un sismo raro, el cuál es considerado un sismo de diseño.

Tabla 112

Contrastación de las hipótesis específicas

Hipótesis específicas	Método aplicado	Resultados obtenidos	Observaciones
<p>H1: El método de Hirosawa determina un comportamiento sísmico no vulnerable obteniendo un Índice de resistencia sísmica (I_s) mayor al Índice de demanda sísmica (I_{so}) en los pabellones de una institución educativa, ubicada en Lima Metropolitana.</p>	<p>Método de Hirosawa</p>	<p>Se determinó que para ambos pabellones, el I_{so} en dirección XX es de 0.18 y en dirección YY es de 0.47. Para el pabellón A, el I_s menor para la dirección XX es de 0.60, siendo $I_{so} < I_s$, y para el I_s menor en la dirección YY es de 2.84, siendo $I_{so} < I_s$. Para el pabellón B, el I_s menor para la dirección XX es de 0.68, siendo $I_{so} < I_s$, y para el I_s menor en la dirección YY es de 3.22, siendo $I_{so} < I_s$.</p>	<p>Es válida la hipótesis 1, ya que al aplicar el método de Hirosawa para ambos pabellones de la Institución Educativa se determina un comportamiento sísmico no vulnerable ante un sismo severo. Se justifica, ya que el índice de vulnerabilidad estructural se basa en los sistemas estructurales presentes en ambas direcciones, en estos casos, muros portantes de albañilería y pórticos.</p>

<p>H2: El método de Benedetti y Petrini determina un comportamiento sísmico vulnerable de categoría baja obteniendo un Índice de vulnerabilidad (Iv) mayor o igual a 0 y menor a 20 en los pabellones de una institución educativa, ubicada en Lima Metropolitana.</p>	<p>Método de Benedetti y Petrini</p>	<p>Se determinó para los dos bloques del pabellón A un Iv igual a 5.88 y un Iv de 2.94 para ambos bloques del pabellón B. Teniendo en cuenta que los rangos de clasificación del Índice de Vulnerabilidad es baja para un valor mayor o igual a 0 y menor a 20, media para un valor mayor o igual a 20 y menor a 40, y alta para un valor mayor o igual a 40 y menor a 100.</p>	<p>Es válida la hipótesis 2, puesto que al aplicar el método cualitativo de Benedetti y Petrini se determinó un comportamiento sísmico de categoría baja para ambos pabellones. Se justifica debido a que ambos pabellones cuentan con buenas características estructurales en relación a los parámetros planteados por el método.</p>
<p>H3: El método de análisis estático no lineal – Pushover determina un comportamiento sísmico con un nivel de desempeño máximo de seguridad de vida para un sismo raro en los pabellones de una institución educativa, ubicada en Lima Metropolitana.</p>	<p>Método de análisis estático no lineal - Pushover</p>	<p>En base a los resultados obtenidos para los pabellones A y B, para un sismo frecuente y ocasional se determinó un nivel máximo de desempeño operacional. Para un sismo raro y muy raro se determinó un nivel límite de desempeño de seguridad de vida.</p>	<p>Es válida la hipótesis 3, debido a que al aplicar el método de análisis estático no lineal - Pushover, se determinó un comportamiento sísmico con un nivel máximo de seguridad de vida para un sismo raro, el cuál es considerado un sismo de diseño.</p>

Elaboración: los autores

6.2 Contrastación de antecedentes

6.2.1 Antecedentes Internacionales

Malavé (2022) en su investigación denominada: **Análisis de Vulnerabilidad sísmica en estructuras de la parroquia Manglaralto del Cantón Santa Elena, provincia de Santa Elena**, para poder cumplir con el objetivo planteado se empleó el método de Benedetti y Petrini a la edificación más vulnerable, considerando los 11 parámetros, las características geométricas e identificando el tipo de estructura y su antigüedad. Se obtuvo como resultado un puntaje de 227.94, mostrando un nivel de categoría muy alta. Esta ponderación final no coincide con la investigación presente, debido a que presenta irregularidad significativa en elevación, así como, también una baja calidad en cuanto a la resistencia convencional.

Montalvo (2019) según su investigación "**Análisis cuantitativo y cualitativo del grado de vulnerabilidad sísmica de la Facultad de Ciencias Administrativas de la Universidad Técnica de Ambato, Huachi**", se empleó la normativa ASCE 41-13, NEC 2015 y el software ETABS. Los resultados que se obtuvieron de los dos bloques tomados como muestra tienen grandes posibilidades de daño con un nivel de pre colapso, según lo estipulado en la norma empleada. Respecto a este resultado y debido a que en ambos bloques se presentan columnas cortas y columnas con gran esbeltez, difiere con el resultado del método cuantitativo empleado en la presente investigación.

Tabla 113

Contrastación con antecedentes internacionales

Antecedente Internacional	Método aplicado	Resultados obtenidos	Observaciones
Malavé (2022) según su investigación " Análisis de Vulnerabilidad sísmica en estructuras de la parroquia Manglaralto del Cantón Santa Elena, provincia de Santa Elena ", Chile	Método de Benedetti y Petrini	Se obtuvo como resultado un puntaje de 227.94, mostrando un nivel de categoría muy alta.	Esta ponderación final no coincide con la investigación presente, debido a que presenta irregularidad significativa en elevación, así como, también una baja calidad en

			cuanto a la resistencia convencional.
Montalvo (2019) según su investigación “ <i>Análisis cuantitativo y cualitativo del grado de vulnerabilidad sísmica de la Facultad de Ciencias Administrativas de la Universidad Técnica de Ambato, Huachi</i> ”, Ecuador	Método Pushover	Los resultados que se obtuvieron mediante el método de análisis estático no lineal fueron que los dos bloques tomados como muestra tienen grandes posibilidades de daño con un nivel de pre colapso, según lo estipulado en la norma ASCE 41-13 y NEC 2015	Debido a que en ambos bloques se presentan columnas cortas y columnas con gran esbeltez, estos resultados difieren con el resultado del método cuantitativo empleado en la presente investigación.

Elaboración: los autores

6.2.2 Antecedentes Nacionales

Soto (2020) según su tesis publicada: ***Comparación de los Métodos: Fema 154, Hirosawa y Demanda-Resistencia para analizar la vulnerabilidad sísmica en infraestructura educativa – Baños del Inca***, con respecto al método Hirosawa, se obtuvo un I_s de 0.41 y un I_{so} de 0.16, determinando un comportamiento no vulnerable. Por lo que, según los resultados obtenidos en la presente investigación, coinciden, ya que los pabellones tienen un comportamiento no vulnerable.

Tuesta, C. et al (2021) según su artículo de investigación titulado ***Vulnerabilidad sísmica estructural de instituciones educativas públicas, aplicando el método de Benedetti y Petrini***, para cumplir con el objetivo general, se usó este método adaptado al R.N.E. aplicado a tres instituciones educativas. El resultado del comportamiento sísmico o vulnerabilidad obtenido para las tres edificaciones fue baja, exceptuando 4 módulos, ya que estos presentaron un nivel de media a baja. Este resultado coincide con lo obtenido en esta investigación, determinando un comportamiento sísmico de categoría baja para los pabellones A y B.

Orihuela & Orihuela (2021) mediante su tesis denominada: ***Desempeño sísmico del pabellón D de la IE Francisco Bolognesi, mediante el***

análisis estático no lineal, Chilca, Huancayo, se emplearon las normas internacionales VISION 2000 y el ASCE 41-17. Los resultados obtenidos en esta tesis fueron que, para sismos de nivel frecuente y ocasional, se encuentra en un estado totalmente operacional, y para sismos de nivel raro y muy raro, se encuentra en un estado operacional. Los autores recomiendan realizar este análisis puesto que se asemeja más a la realidad. Este resultado no coincide con lo determinado en la presente investigación debido que, para un sismo frecuente y ocasional, se encuentra en un estado operacional. Y para sismos de nivel raro y muy raro, se encuentra en seguridad de vida.

Tabla 114

Contrastación con antecedentes nacionales

Antecedente Internacional	Método aplicado	Resultados obtenidos	Observaciones
Soto (2020) según su tesis “ <i>Comparación de los Métodos: Fema 154, Hirosawa y Demanda-Resistencia para analizar la vulnerabilidad sísmica en infraestructura educativa – Baños del Inca</i> ”	Método de Hirosawa	El resultado obtenido en cuanto al método seleccionado fueron un β de 0.41 y un β de 0.16, determinando un comportamiento no vulnerable	Este resultado coincide con la presente investigación, ya que los pabellones tienen un comportamiento no vulnerable.
Tuesta, C. et al (2021) según su artículo de investigación titulado “ <i>Vulnerabilidad sísmica estructural de instituciones educativas públicas, aplicando el método de Benedetti y Petrini</i> ”	Método de Benedetti y Petrini	El resultado del comportamiento sísmico o vulnerabilidad obtenido para las tres Instituciones Educativas tomadas como muestra fue baja, exceptuando 4 módulos, ya que estos presentaron un nivel de media a baja.	Este resultado coincide con lo obtenido en esta investigación, ya que se determina un comportamiento sísmico de categoría baja para los pabellones A y B.

<p>Orihuela & Orihuela (2021) mediante su tesis denominado: <i>“Desempeño sísmico del pabellón D de la IE Francisco Bolognesi, mediante el análisis estático no lineal, Chilca, Huancayo”</i></p>	<p>Análisis estático no lineal</p>	<p>Los resultados obtenidos en esta tesis fueron que, para sismos de nivel frecuente y ocasional, se encuentra en un estado totalmente operacional, y para sismos de nivel raro y muy raro, se encuentra en un estado operacional.</p>	<p>Este resultado no coincide con lo determinado en la presente investigación debido a que para un sismo frecuente y ocasional se encuentra en un estado operacional. Y para sismos de nivel raro y muy raro, se encuentra en seguridad de vida.</p>
---	------------------------------------	--	--

Elaboración: los autores

CONCLUSIONES

1. Los resultados obtenidos por los distintos métodos aplicados determinan comportamientos favorables en ambos pabellones ante eventos sísmicos de baja intensidad y de diseño (alta intensidad).
2. Con respecto al método cualitativo de Hirosawa aplicado a ambos bloques de cada pabellón en estudio de la institución educativa, se obtuvo un Índice de resistencia sísmica (I_s) mayor al Índice de demanda sísmica (I_{sd}), lo cual los cataloga con un comportamiento sísmico no vulnerable en las direcciones XX e YY. Este resultado se ve influenciado porque cuenta con una buena estructuración y relación entre el sistema de pórticos de concreto armado y el sistema de albañilería confinada.
3. En función a los objetivos de la presente investigación, el método cualitativo de Benedetti y Petrini determinó que el índice de vulnerabilidad (I_v) es igual a 5.88 y 2.94 para los pabellones A y B, respectivamente, el cual los clasifica en un rango de $0 \leq I_v < 20$ con un comportamiento sísmico de vulnerabilidad baja. Esta categoría se obtuvo debido a que los pabellones contaron con un correcto proceso constructivo que se refleja en la actualidad por el estado estructural y arquitectónico de las muestras, además, de presentar una correcta configuración estructural en planta y elevación.
4. De acuerdo al tercer objetivo específico, según el método cuantitativo de análisis estático no lineal – Pushover, se sectorizó la curva de capacidad propuesta por el Comité VISIÓN 2000, aplicando para cada dirección de ambos pabellones y determinando los niveles de desempeño para cada tipo de sismo. Para un sismo frecuente, el nivel de desempeño se encuentra entre “Totalmente Operacional” y “Operacional”, mientras que para un sismo muy raro se encuentra en un nivel de “Seguridad de vida”. Según la Norma E.030, considerando el sismo raro como sismo de diseño con un periodo de retorno de 475 años, el punto de desempeño se localiza dentro de los límites de “Seguridad de vida” para ambos pabellones.

RECOMENDACIONES

1. Realizar el método cualitativo de Hirosawa para ambas direcciones considerando cada sistema estructural, teniendo en cuenta la correcta aplicación y adaptación del reglamento japonés al reglamento peruano.
2. Identificar rigurosamente lo que conlleva cada parámetro establecido por el método cualitativo de Benedetti y Petrini, teniendo en cuenta el correcto proceso constructivo de una edificación, con el fin de obtener resultados más precisos y próximos a la realidad.
3. Definir correctamente los materiales y las cargas de diseño en el modelado de la estructura de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones (R.N.E.), así como, una correcta aplicación de la norma internacional ASCE 41-17 y el código de VISION 2000.
4. Realizar un exhaustivo levantamiento de información con el fin de corroborar lo establecido en los planos, ya que pueden haber variaciones durante el proceso constructivo. En caso la edificación solo cuente con planos de arquitectura, más no de estructuras, se realizan los procedimientos y ensayos en campo con el fin de determinar las características estructurales para la obtención de resultados más precisos.
5. Realizar ensayos no destructivos, como el de esclerometría, con el fin de preservar el estado de la estructura y determinar el $f'c$ de los elementos estructurales previa estandarización mediante una curva propia de resistencia-rebote, para establecer una correcta relación entre la resistencia real y la dureza superficial del concreto. Además, es de suma importancia hacer uso de los EPP's para cualquier trabajo de riesgo físico.
6. Trabajar con las normativas y reglamentos actualizados, como es el caso del Reglamento Nacional de Edificaciones (R.N.E.). De la misma manera, hacer uso de fuentes provenientes de entidades o instituciones especializadas, que acrediten los datos y conceptos considerados para el desarrollo de la presente investigación.

FUENTES DE INFORMACIÓN

Aguilar E. (2016). Importancia de la vulnerabilidad estructural de la vivienda unifamiliar en el riesgo urbano. Modelo de estudio ciudad de Managua, Nicaragua. Revista de urbanismo de la Universidad de Chile, 197-219.

<https://revistaurbanismo.uchile.cl/index.php/RU/article/view/43090/46768>

American Society of Civil Engineers (2017). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. ASCE 41-17. <https://doi.org/10.1061/9780784414859>

Andina (2022). IGP: ¿Cuántos años de silencio sísmico tiene Lima? <https://andina.pe/agencia/noticia-igp-sabes-cuantos-anos-silencio-sismico-tiene-lima-857936.aspx>

Applied Technology Council (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. Vol (1). <http://tanbakoochi.com/File/www.tanbakoochi.com-ATC40.pdf>

Ayala, R. & Delgadillo, A. & Ferrer, C. (2017). Amenaza sísmica en Latinoamérica. Revista Geográfica Venezolana, Vol. 58 (2), 258-262. <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=347753793001>

British Broadcasting Corporation Mundo (2017). Los 10 terremotos más potentes y mortíferos de la historia en América Latina. <https://www.bbc.com/mundo/noticias-america-latina-41343606>

Calcina R. (2017). Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de once pisos utilizando análisis estático y dinámico no lineal. [Tesis de maestría, Universidad Privada de Tacna]. <http://hdl.handle.net/20.500.12969/499>

Centro nacional de Estimación, Prevención y Reducción del Riesgo de Desastres (2019). Escenario de riesgo por sismo y tsunami para Lima Metropolitana y la provincia constitucional del Callao. https://sigrid.cenepred.gob.pe/sigridv3/storage/biblioteca/9901_escenario-de-riesgo-por-sismo-y-tsunami-para-lima-metropolitana-y-la-provincia-constitucional-del-callao.pdf

Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (2015). Microzonificación sísmica del distrito de Rímac. Sistema de Información para la Gestión del Riesgo de Desastres (SIGRID). <http://sigrid.cenepred.gob.pe/docs/PARA%20PUBLICAR/CISMID/Informe%20Rimac.pdf>

Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (2018). Mapa de riesgo sísmico de la ciudad de Lima al año 2018. Sistema de Información para la Gestión del Riesgo de Desastres (SIGRID). <https://sigrid.cenepred.gob.pe/sigridv3/documento/6989>

Chavarria, D. & Gómez, D. (2001). Estudio piloto de vulnerabilidad sísmica en viviendas de 1 y 2 pisos del barrio Cuarto de Legua en el Cono Cañaveralejo. Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales – INETER. <https://webserver2.ineter.gob.ni/sis/vulne/cali/index.html>

Comisión Nacional de Emergencias (s.f). ¿Qué es un sismo? https://www.cne.go.cr/reduccion_riesgo/informacion_educativa/recomentaciones_consejos/sismo.aspx

El Comercio (2022). Sismos: ¿Qué es el Cinturón de Fuego del Pacífico y dónde se localiza? <https://elcomercio.pe/respuestas/sismo-que-es-el-cinturon-de-fuego-del-pacifico-y-donde-se-localiza-mapa-anillo-de-fuego-del-pacifico-sismos-temblores-terremotos-volcanes-revtli-noticia/>

El Peruano (2021). IGP advierte que Lima es la zona con mayor acumulación de energía sísmica. [https://elperuano.pe/noticia/127611-igp-advierte-que-lima-es-la-zona-con-mayor-acumulacion-de-energia-sismica#:~:text=24%2F08%2F2021%20Lima%20es,Geof%C3%ADsico%20del%20Per%C3%BA%20\(IGP\)](https://elperuano.pe/noticia/127611-igp-advierte-que-lima-es-la-zona-con-mayor-acumulacion-de-energia-sismica#:~:text=24%2F08%2F2021%20Lima%20es,Geof%C3%ADsico%20del%20Per%C3%BA%20(IGP))

Feilden B. (1991). Entre dos terremotos: Los bienes culturales en Zonas Sísmicas. <https://www.getty.edu/publications/resources/virtuallibrary/0892361808.pdf>

Galarza D. (2019). Evaluación del desempeño sísmico del edificio de la Oscus mediante comparación del análisis estático no lineal (Pushover), análisis estático modal (Pushover Multimodal) y dinámico no-lineal (Historia de Respuesta). [Tesis de grado, Universidad Técnica de Ambato]. <http://repositorio.uta.edu.ec/jspui/handle/123456789/29942>

Galván-Rodríguez, L. (2021). Aspectos teórico-metodológicos sobre la predicción de terremotos. Boletín de ciencias de la Tierra, (49), 39-46. <https://doi.org/10.15446/rbct.n49.93823>

Gerencia de Gestión de Riesgo y Desastres (2021). Plan de contingencia ante sismo de gran magnitud seguido de tsunami de la provincia de Lima. https://www.munlima.gob.pe/images/PC_Ante_Sismo_y_Tsunami_MML- V 11-5-2021 -Vfinal_VB-SDC.pdf

Gil Z. (2015). Evaluación de daño estructural post-sismo en edificaciones: Estado del arte. [Tesis de Maestría con mención en Estructuras, Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito]. <https://repositorio.escuelaing.edu.co/handle/001/284>

Giraldo, J. & Méndez, D. (2006). Evaluación de Vulnerabilidad Sísmica en viviendas de mampostería en estratos uno y dos según tipificación de la estructura. [Tesis de grado, Universidad de los Andes]. <https://repositorio.uniandes.edu.co/handle/1992/22940>

Hanampa J. (2021). Evaluación cualitativa y cuantitativa de la vulnerabilidad sísmica estructural de una infraestructura educativa aporricada de concreto armado. [Tesis de grado, Universidad Peruana Unión] <http://hdl.handle.net/20.500.12840/4452>

Hernández E. (2022). Aplicación del Método del espectro de capacidad para la evaluación del desempeño sísmico de estructuras. Inesa Tech. <https://www.inesa-tech.com/blog/aplicacion-metodo-espectro-de-capacidad-evaluacion-desempeno-sismico-estructuras>

Instituto Geofísico del Perú (2017, 16 de agosto). Mapa de aoplamiento sísmico. [Imagen adjunta] <https://www.facebook.com/igp.peru/photos/el-mapa-muestra-las-%C3%A1reas-donde-se-viene-acumulando-deformaci%C3%B3n-en-el-futuro-la-/4586338531376699/>

Instituto Geofísico del Perú (2020). IGP: Detalles tras cumplirse 274 años del peor terremoto que destruyó Lima y Callao. Nota informativa. <https://www.gob.pe/institucion/igp/noticias/311605-igp-detalles-tras-cumplirse-274-anos-del-peor-terremoto-que-destruyo-lima-y-callao>

Instituto Geofísico del Perú (2020). Análisis y evaluación de los patrones de sismicidad y escenarios sísmicos en el borde occidental del Perú. Informe Técnico N°004-2020/IGP. <http://hdl.handle.net/20.500.12816/4893>

Instituto Geofísico del Perú (2021). Mapas sísmicos. IGP. <https://ultimosismo.igp.gob.pe/mapas-sismicos>

Instituto Geofísico del Perú (2022). Datos sísmicos. Portal IGP. <https://www.igp.gob.pe/servicios/centro-sismologico-nacional/descargar-datos-sismicos>

Instituto Geográfico Nacional (2019). Medio natural en el mundo. [http://atlasnacional.ign.es/wane/Medio natural en el mundo](http://atlasnacional.ign.es/wane/Medio%20natural%20en%20el%20mundo)

Instituto Geológico Minero y Metalúrgico (2018). Los peligros geológicos en Perú.
https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/1114216/Peligros_Geologicos_en_Peru.pdf

Instituto Nacional de Calidad (2020). Norma Técnica Peruana 339.181 Concreto. Determinación del número de rebote del concreto endurecido. Método de ensayo. 3era edición. Lima: Perú.

Instituto Nacional de Defensa Civil (2006). Manual básico para la estimación del riesgo. Lima: Perú
http://bvpad.indeci.gob.pe/doc/pdf/esp/doc319/doc319_contenido.pdf

Instituto Nacional de Defensa Civil (2011). Riesgo sísmico y medidas de reducción del riesgo en el centro histórico de Lima.
<http://bvpad.indeci.gob.pe/doc/pdf/esp/doc2136/doc2136.htm>

Instituto Geográfico Nacional (2019). Medio Natural en el mundo. Centro Nacional de Información Geográfica.
http://atlasnacional.ign.es/wane/Medio_natural_en_el_mundo

Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (s.f.). Método del índice de vulnerabilidad
<https://webserver2.ineter.gob.ni//sis/vulne/cali/6.6.2.7-indice-vul.htm#:~:text=De%20acuerdo%20con%20la%20escala,papel%20importante%20en%20el%20comportamiento>

Malavé, J. (2022). Análisis de vulnerabilidad sísmica en estructuras de la parroquia Manglaralto del cantón Santa Elena, provincia de Santa Elena. [Tesis de grado, Universidad Estatal Península de Santa Elena]
<https://repositorio.upse.edu.ec/handle/46000/8439>

Maldonado, R. (2012). Sensibilidad y seguridad de estructuras de hormigón en régimen no lineal. [Tesis de Maestría con mención en Estructuras, Universitat Politècnica de Catalunya].
<http://hdl.handle.net/2099.1/14777>

Maldonado, C. (2021). Un mundo con temblores y terremotos. Le Monde Diplomatique. 36-37.

Manjhi, R. & Singh, R. & Paliwal, M.C. (2018). Approaches for analysis of seismic behavior of structures: A review. International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET), Vol. 5, 1306-1313.

<https://www.researchgate.net/publication/334029928> Approaches for analysis of seismic behavior of structures A review

Mena, U. (2002). Evaluación del riesgo sísmico en zonas urbanas. (Tesis de Grado, Universitat Politècnica de Catalunya)

<http://hdl.handle.net/10803/6222>

Mesta, C. (2014). Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones comunes en la ciudad de Pimentel. [Tesis de grado, Universidad de San Martín de Porres] <https://hdl.handle.net/20.500.12727/4014>

Ministerio de Educación (2019). Suspenden clases en 511 colegios de zonas afectadas por sismo. MINEDU.

<https://www.gob.pe/institucion/minedu/noticias/28825-suspenden-clases-en-511-colegios-de-zonas-afectadas-por-sismo>

Montalvo, G. (2019). Análisis cuantitativo y cualitativo del grado de vulnerabilidad sísmica de la Facultad de Ciencias Administrativas de la Universidad Técnica de Ambato, Campus Huachi. [Tesis de grado, Universidad Técnica de Ambato].

<https://repositorio.uta.edu.ec/jspui/handle/123456789/29870>

National Geographic España (2022). El palpitante cinturón de fuego.

<https://www.nationalgeographic.com.es/ciencia/palpitante-cinturon-fuego> 15178

Organización Panamericana de la Salud (2000). Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud. Washington, D.C.

<http://www.disaster-info.net/edan/publicaciones/Fundamentos/FundamentosAll.pdf>

Orihuela, E. & Orihuela, M. (2021). Desempeño sísmico del pabellón “D” de la I. E. Francisco Bolognesi, mediante el análisis estático no lineal “pushover”, distrito Chilca, Huancayo, 2021. [Tesis de grado, Universidad Continental]

<https://hdl.handle.net/20.500.12394/11451>

Parodi, C. & Letelier, V. (2020). Application of Hirosawa Method to compare seismic performance of reinforced concrete buildings during the earthquake of 2010 in Chile.

International Journal of Structural and Civil Engineering Research, Vol. 9 (1), 46 – 52. <http://www.ijscer.com/uploadfile/2020/0120/20200120052748135.pdf>

Peralta, H., Sánchez, S. & Arroyo, R. (2014). Incertidumbre en la evaluación de periodos en edificios de mampostería tipo INFONAVIT ubicados en Chilpancingo, Guerrero. Investigación y Ciencia, 22 (63), 32 – 39.

<https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=67435407005>


- Reque, K. & Ríos, F. (2019, 3 de marzo). Estudios de vulnerabilidad sísmica de edificaciones con aplicaciones de sistemas de información geográfica. Departamento de Planeamiento y Mitigación de Desastres – CISMID. <http://www.cismid.uni.edu.pe/wp-content/uploads/2020/01/PM01A.pdf>
- Rodríguez R. (2019). Vulnerabilidad estructural ante riesgo sísmico de las viviendas de la subcuenca Chucchun – Carhuaz. [Tesis de Doctorado, Universidad Nacional Mayor de San Marcos] <https://hdl.handle.net/20.500.12672/10316>
- Safina S. (2003). Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico. [Tesis de doctorado, Universidad Politécnica de Cataluña] <http://hdl.handle.net/10803/6226>
- Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (2020). Reglamento Nacional de Edificaciones. <https://www.gob.pe/institucion/vivienda/informes-publicaciones/2309793-reglamento-nacional-de-edificaciones-rne>
- Soto E. (2018). Comparación de los métodos: fema 154, Hirosawa y demanda - resistencia para evaluar vulnerabilidad sísmica en infraestructura educativa – Baños del Inca. [Tesis de grado, Universidad Privada del Norte] <http://hdl.handle.net/11537/13477>
- Tavera, H., Centeno, E. & Mamani, C. (2022). Sismo de Lima del 07 de enero, 2022 (M5.6) y niveles de sacudimiento del suelo en Lima y Callao. Informe Técnico: IGP https://repositorio.igp.gob.pe/bitstream/handle/20.500.12816/5039/IGP_2022_Sismo-Lima.pdf?sequence=1&isAllowed=y
- Tuesta, C., Mechato M. & Díaz, G. (2021). Vulnerabilidad sísmica estructural de instituciones educativas públicas, aplicando el método de benedetti-petrini. Revista científica UNTRM: Ciencias Naturales e Ingeniería. Vol. 4 (2), 57 – 65. <http://dx.doi.org/10.25127/ucni.v4i2.728>
- Vizconde A. (2004). Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de un edificio existente: Clínica San Miguel, Piura. (Tesis de Grado, Universidad de Piura) https://pirhua.udep.edu.pe/bitstream/handle/11042/1367/ICI_120.pdf?sequence=4&isAllowed=y
- Wilson, E. (2004). Análisis estático y dinámico de estructuras. (4ta ed.) Morrison Ingenieros.

Yugcha, B. & Villalba, P. (2018). Evaluación estructural por desempeño para una construcción informal mediante el método Pushover, sector la Forestal, cantón Quito, Provincia Pichincha. [Tesis de grado, Universidad Central del Ecuador]. <http://www.dspace.uce.edu.ec/handle/25000/17316>

ANEXOS

Anexo 1. Matriz de consistencia	221
Anexo 2. Parámetros sísmicos	222
Anexo 3. Carta de visita y presentación por parte de la universidad	225
Anexo 4. Informe de resultados de ensayo a compresión	226
Anexo 5. Certificado de calibración	236
Anexo 6. Panel fotográfico	241
Anexo 7. Plano estructural del pabellón A	244
Anexo 8. Plano estructural del pabellón B	245

Anexo 1. Matriz de consistencia

 MATRIZ DE CONSISTENCIA						
Título de la Tesis: APLICACIÓN DE MÉTODOS CUALITATIVOS Y CUANTITATIVO PARA DETERMINAR EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO EN LOS PABELLONES DE UNA INSTITUCIÓN EDUCATIVA, UBICADA EN LIMA METROPOLITANA						
Elaborado por: Evelyn Milagros Apolaya Loayza Carlos Quezada Espinoza						
Problemas	Objetivos	Hipótesis	Variables	Dimensión	Indicadores	Metodología
Problema General	Objetivo General	Hipótesis General	Variable Independiente			
Los métodos cualitativos y cuantitativo determinan un comportamiento sísmico desfavorable en los pabellones de una institución educativa, ubicada en Lima Metropolitana	Determinar el comportamiento sísmico mediante métodos cualitativos y cuantitativo en los pabellones de una institución educativa, ubicada en Lima Metropolitana.	Los métodos cualitativos y cuantitativo determinan un comportamiento sísmico favorable en los pabellones de una institución educativa, ubicada en Lima Metropolitana		Método de Hirosawa	Índice de configuración estructural Índice de juicio estructural Índice de deterioro Índice de vulnerabilidad estructural	Enfoque: Mixto Tipo de Investigación: Aplicada Nivel de la Investigación: Descriptiva
Problemas Específicos	Objetivos Específicos	Hipótesis Específicas	VI: Métodos cualitativos y cuantitativo	Método de Benedetti y Petrini	Sistema estructural Tipo de suelo Configuración estructural Estado de conservación	Diseño de la Investigación: No Experimental - Transversal
¿Cuál es el comportamiento sísmico mediante el método de Hirosawa en los pabellones de una institución educativa, ubicada en Lima Metropolitana?	Determinar el comportamiento sísmico mediante el método de Hirosawa en los pabellones de una institución educativa, ubicada en Lima Metropolitana	El método de Hirosawa determina un comportamiento sísmico no vulnerable obteniendo un Índice de resistencia sísmica (Is) mayor al Índice de demanda sísmica (Iso) en los pabellones de una institución educativa, ubicada en Lima Metropolitana.		Método de análisis estático no lineal - Pushover	Cargas laterales Desplazamientos laterales Cortante basal Capacidad estructural	Población y muestra La población es la Institución Educativa Tte. CrI. Alfredo Bonifaz Fonseca ubicada en Lima Metropolitana - distrito del Rímac. La muestra está conformada por los pabellones A y B de la institución educativa.
¿Cuál es el comportamiento sísmico mediante el método de Benedetti y Petrini en los pabellones de una institución educativa, ubicada en Lima Metropolitana?	Determinar el comportamiento sísmico mediante el método de Benedetti y Petrini en los pabellones de una institución educativa, ubicada en Lima Metropolitana	El método de Benedetti y Petrini determina un comportamiento sísmico vulnerable de categoría baja obteniendo un Índice de vulnerabilidad (Iv) mayor o igual a 0 y menor a 20 en los pabellones de una institución educativa, ubicada en Lima Metropolitana.		Variable Dependiente	Vulnerabilidad	No Vulnerable Baja Media Alta
¿Cuál es el comportamiento sísmico mediante el método de análisis estático no lineal - Pushover en los pabellones de una institución educativa, ubicada en Lima Metropolitana?	Determinar el comportamiento sísmico mediante el método de análisis estático no lineal - Pushover en los pabellones de una institución educativa, ubicada en Lima Metropolitana	El método de análisis estático no lineal - Pushover determina un comportamiento sísmico con un nivel de desempeño máximo de seguridad de vida para un sismo raro en los pabellones de una institución educativa, ubicada en Lima Metropolitana	VD: Comportamiento sísmico	Niveles de desempeño	Totalmente Operacional Operacional Seguridad de Vida Pre - Colapso Colapso	Procedimiento Determinar la resistencia del concreto mediante el ensayo de esclerometría y escaneo para la cuantía de aceros en ambos pabellones, además de las características geométricas y dimensiones. Aplicar los métodos para determinar el comportamiento sísmico en ambos pabellones.

Elaboración: los autores

Anexo 2. Parámetros sísmicos

Factor de suelo

Zona \ Suelo	Suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0.80	1.00	1.05	1.10
Z ₃	0.80	1.00	1.15	1.20
Z ₂	0.80	1.00	1.20	1.40
Z ₁	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente: SENCICO (2020)

Periodos T_P Y T_L

	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _P (S)	0.3	0.4	0.6	1.0
T _L (S)	3.0	2.5	2.0	1.6

Fuente: SENCICO (2020)

Factor de amplificación sísmica

T < T _P	C = 2.5
T _P < T < T _L	C = 2.5 * (T _P /T _L)
T > T _L	C = 2.5 * (T _P .T _L /T ²)

Fuente: SENCICO (2020)

Categoría de las edificaciones y factor “U”

Categoría	Descripción	Factor U
Edificaciones esenciales	<p>A1: Establecimientos del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.</p> <p>A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno, y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A. - Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistema masivo de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones. - Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. - Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. - Edificaciones cuyo colapso puede representar algún riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. - Edificios que almacenen archivos de información esencial del Estado. 	<p>Ver nota 1</p> <p style="text-align: center;">1.5</p>
Nota 1:	<p>Las nuevas edificaciones de categoría A1 tienen aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmica 4 y 3. Y en las zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable puede decidir si usa o no aislamiento sísmico. Si no se utiliza aislamiento sísmico en las zonas sísmicas 1 y 2, el valor de U es como mínimo 1.5.</p>	

Fuente: SENCICO (2020)

Sistemas estructurales

Sistema estructural	Coeficiente Básico de Reducción (Ro)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	4
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	7
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	4
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería armada o confinada	3
Madera	7

Fuente: SENCICO (2020)

Anexo 3. Carta de visita y presentación por parte de la universidad



La Molina, 24 de noviembre de 2022

CARTA VISITA N° 014-2022-SF-FIA

CrI. EP.
SMITH HERRERA IBAÑEZ
Director
INSTITUCIÓN EDUCATIVA Tte. CrI. ALFREDO BONIFAZ FONSECA

Presente.-

Es grato dirigirme a usted para saludarlo cordialmente y hacer de su conocimiento que, la Facultad de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad de San Martín de Porres, con la finalidad de desarrollar las competencias de nuestros egresados y relacionar el quehacer universitario con el entorno institucional, complementa sus actividades académicas con visitas a entidades que desempeñan un rol de vanguardia en nuestro medio.

En correlación con lo expuesto solicito a usted que autorice la visita de investigación de los graduados, que menciono a continuación, a fin de que contrasten y complementen sus conocimientos con los aportes que gentilmente brindará el personal profesional y/o técnico designado por su despacho:

CÓDIGO	APELLIDOS Y NOMBRES	DNI	CELULAR
2017143164	APOLAYA LOAYZA, EVELYN MILAGROS	77800234	948 440 651
2016215208	QUEZADA ESPINOZA, CARLOS	72524571	963 870 677

Los mencionados egresados han cursado estudios en la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de esta Facultad, y requieren realizar un trabajo de investigación, para la elaboración de su Plan de Tesis, para la obtención del Título Profesional, y para una mejor comunicación brindo el número telefónico y correos electrónicos de los integrantes: evelyn_apolaya@usmp.pe y carlos_quezada1@usmp.pe.

Por lo tanto, agradeceré autorizar el ingreso, a los mencionados egresados, a sus instalaciones para que realice con éxito su investigación.

Agradeciendo anticipadamente la atención brindada, quedo de usted.

Atentamente,



Firmado digitalmente
por CESAR AUGUSTO
SANCHEZ MONTALVAN


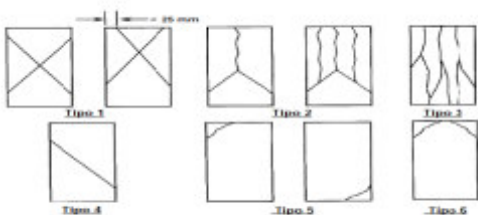
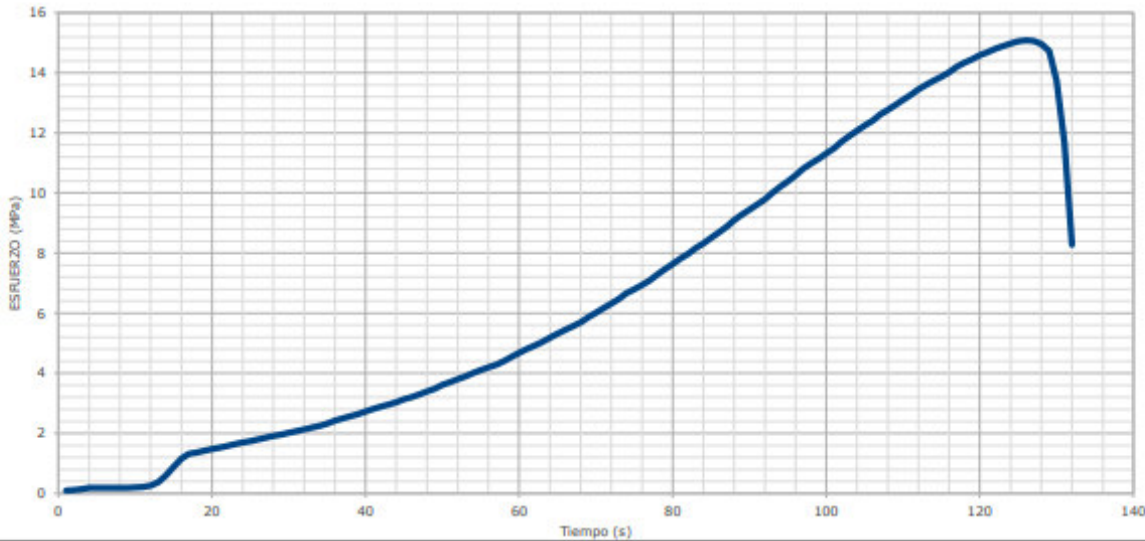

Fecha: 2022.11.24

18:47:57 -05'00'

CASM/lfm.

Facultad de Ingeniería y Arquitectura
Av. La Fontana N° 1250 Urb. Sta. Patricia
2da. Etapa - La Molina
Telf: 208-6000
fia@usmp.pe
<http://www.usmp.edu.pe/fia/index.php>

Anexo 4. Informe de resultados de ensayo a compresión

		LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES			
		Código		Revisión No.	
				Fecha Revisión	
COMPRESIÓN DE PROBETAS DE CONCRETO HIDRÁULICO (ASTM C39)					
FECHA IMPRESIÓN	2022-09-06	No. ENSAYO	MATERIAL		
FECHA ENSAYO	2022-09-06	1	Testigo de Concreto		
INFORMACIÓN GENERAL					
ID. MUESTRA	1	VELOCIDAD	0.25 MPa/s	FECHA MUESTREO	2022-08-09
CLIENTE	Evelyn Apolaya / Carlos Quezada			FECHA RECEPCIÓN	2022-08-09
PROYECTO	Tesis de grado			SLUMP (cm)	11.43
LOCALIZACIÓN	Lima			EDAD (días)	28
ASPECTOS DIMENSIONALES DEL ENSAYO					
DIÁMETRO	150.00	mm	TIPO DE FALLA		2
ALTURA	300.00	mm			
ÁREA	17 671.44	mm ²			
PESO	12.87	kg			
DENSIDAD	2 427.65	kg/m ³			
FUERZA MÁXIMA	266.50	kN			
RESISTENCIA	15.08	MPa			
RESISTENCIA NOMINAL	17.16	MPa			
DESARROLLO	87.88	%			
GRÁFICA ESFUERZO vs. TIEMPO					
					
OBSERVACIONES:					
LABORATORISTA	Rodnnier Sullon	DIRECTOR LABORATORIO	 CEMTECC Jairo Niño Hernández GERENTE GENERAL		



LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES

Código	Revisión No.
	Fecha Revisión

COMPRESIÓN DE PROBETAS DE CONCRETO HIDRÁULICO (ASTM C39)

FECHA IMPRESIÓN	2022-09-06	No. ENSAYO	MATERIAL
FECHA ENSAYO	2022-09-06	1	Testigo de Concreto

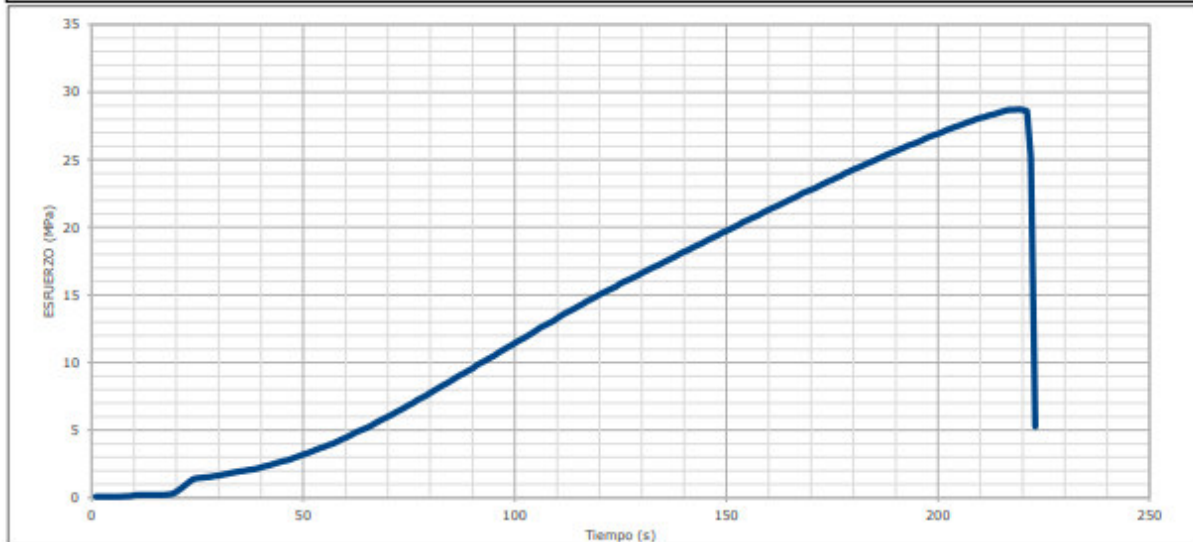
INFORMACIÓN GENERAL

ID. MUESTRA	1	VELOCIDAD	0.25 MPa/s	FECHA MUESTREO	2022-08-08
CLIENTE	Evelyn Apolaya / Carlos Quezada			FECHA RECEPCIÓN	2022-08-30
PROYECTO	Tesis de grado			SLUMP (cm)	-
LOCALIZACIÓN	Lima			EDAD (días)	29

ASPECTOS DIMENSIONALES DEL ENSAYO

DIÁMETRO	149.00	mm	TIPO DE FALLA	3
ALTURA	300.00	mm		
ÁREA	17 436.61	mm ²		
PESO	12.62	kg		
DENSIDAD	2 412.55	kg/m ³		
FUERZA MÁXIMA	500.80	kN		
RESISTENCIA	28.72	MPa		
RESISTENCIA NOMINAL	30.89	MPa		
DESARROLLO	92.98	%		

GRÁFICA ESFUERZO vs. TIEMPO



OBSERVACIONES:

LABORATORISTA

Rodnnier Sullon

DIRECTOR LABORATORIO

CEMTECC
Jairo Niño
 Jairo Niño Hernandez
 GERENTE GENERAL



LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES

Código

Revisión No.

Fecha Revisión

COMPRESIÓN DE PROBETAS DE CONCRETO HIDRÁULICO (ASTM C39)

FECHA IMPRESIÓN	2022-09-06	No. ENSAYO	MATERIAL
FECHA ENSAYO	2022-09-06	1	Testigo de Concreto

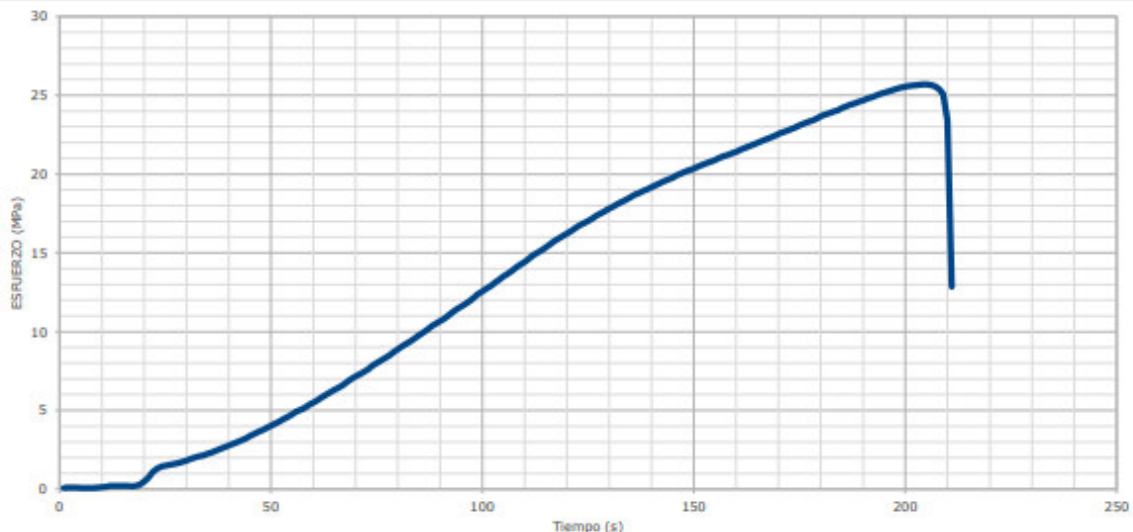
INFORMACIÓN GENERAL

ID. MUESTRA	1	VELOCIDAD	0.25 MPa/s	FECHA MUESTREO	2022-08-09
CLIENTE	Evelyn Apolaya / Carlos Quezada			FECHA RECEPCIÓN	2022-08-09
PROYECTO	Tesis de grado			SLUMP (cm)	-
LOCALIZACIÓN	Lima			EDAD (días)	28

ASPECTOS DIMENSIONALES DEL ENSAYO

DIÁMETRO	150.00	mm	TIPO DE FALLA	2
ALTURA	300.00	mm		
ÁREA	17 671.44	mm ²		
PESO	12.83	kg		
DENSIDAD	2 420.10	kg/m ³		
FUERZA MÁXIMA	454.10	kN		
RESISTENCIA	25.70	MPa		
RESISTENCIA NOMINAL	20.59	MPa		
DESARROLLO	124.80	%		

GRÁFICA ESFUERZO vs. TIEMPO



OBSERVACIONES:



LABORATORISTA

Rodnnier Sullon

DIRECTOR LABORATORIO

Jairo Niño Hernandez
GERENTE GENERAL



LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES

Código

Revisión No.

Fecha Revisión

COMPRESIÓN DE PROBETAS DE CONCRETO HIDRÁULICO (ASTM C39)

FECHA IMPRESIÓN	2022-09-06	No. ENSAYO	MATERIAL
FECHA ENSAYO	2022-09-06	2	Testigo de Concreto

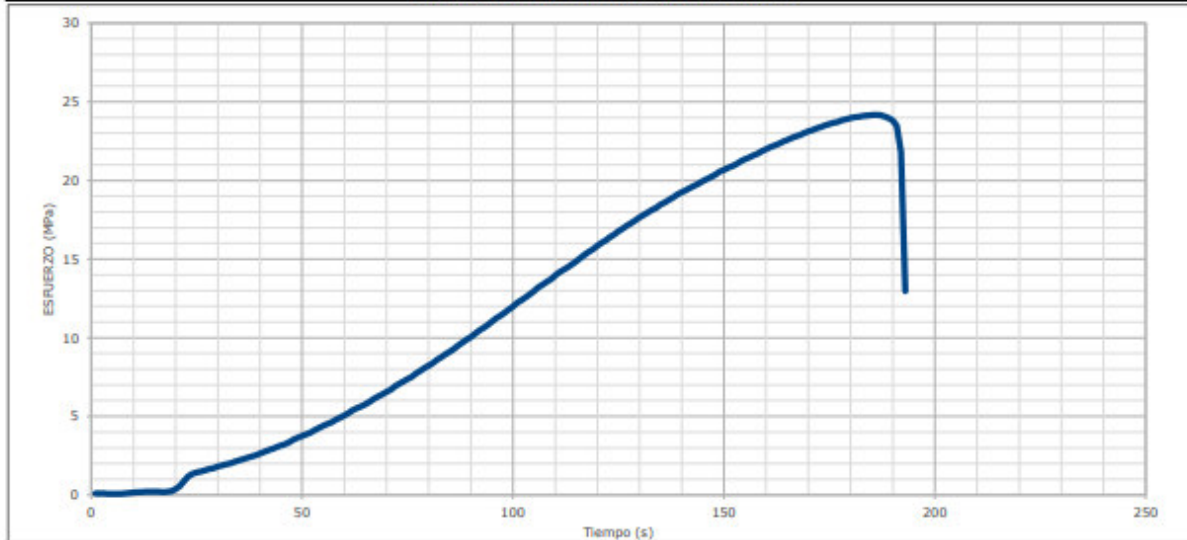
INFORMACIÓN GENERAL

ID. MUESTRA	1	VELOCIDAD	0.25 MPa/s	FECHA MUESTREO	2022-08-09
CLIENTE	Evelyn Apolaya / Carlos Quezada			FECHA RECEPCIÓN	2022-08-09
PROYECTO	Tesis de grado			SLUMP (cm)	-
LOCALIZACIÓN	Lima			EDAD (días)	28

ASPECTOS DIMENSIONALES DEL ENSAYO

DIÁMETRO	150.00	mm	TIPO DE FALLA	2
ALTURA	300.00	mm		
ÁREA	17 671.44	mm ²		
PESO	12.76	kg		
DENSIDAD	2 406.90	kg/m ³		
FUERZA MÁXIMA	427.10	kN		
RESISTENCIA	24.17	MPa		
RESISTENCIA NOMINAL	20.59	MPa		
DESARROLLO	117.38	%		

GRÁFICA ESFUERZO vs. TIEMPO



OBSERVACIONES:



LABORATORISTA

Rodnnier Sullon

DIRECTOR LABORATORIO

Jairo Niño Hernandez
GERENTE GENERAL



LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES

Código

Revisión No.

Fecha Revisión

COMPRESIÓN DE PROBETAS DE CONCRETO HIDRÁULICO (ASTM C39)

FECHA IMPRESIÓN	2022-09-06	No. ENSAYO	MATERIAL
FECHA ENSAYO	2022-09-06	2	Testigo de Concreto

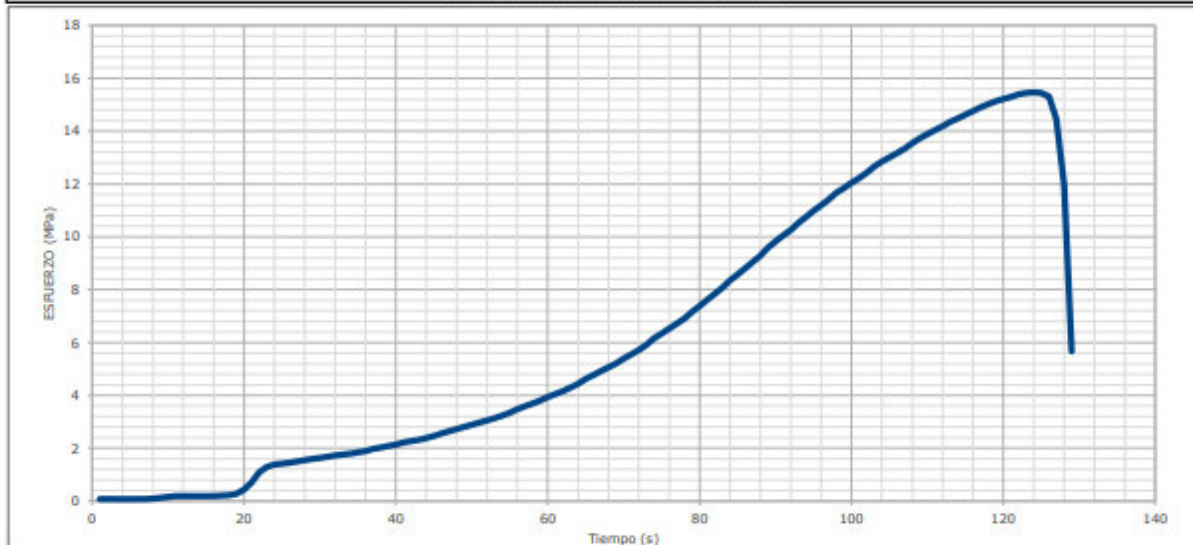
INFORMACIÓN GENERAL

ID. MUESTRA	1	VELOCIDAD	0.25 MPa/s	FECHA MUESTREO	2022-08-09
CLIENTE	Evelyn Apolaya / Carlos Quezada		FECHA RECEPCIÓN	2022-08-09	
PROYECTO	Tesis de grado		SLUMP (cm)	11.43	
LOCALIZACIÓN	Lima		EDAD (días)	28	

ASPECTOS DIMENSIONALES DEL ENSAYO

DIÁMETRO	150.00	mm	TIPO DE FALLA	2
ALTURA	300.00	mm		
ÁREA	17 671.44	mm ²		
PESO	12.83	kg		
DENSIDAD	2 420.10	kg/m ³		
FUERZA MÁXIMA	273.30	kN		
RESISTENCIA	15.47	MPa		
RESISTENCIA NOMINAL	17.16	MPa		
DESARROLLO	90.13	%		

GRÁFICA ESFUERZO vs. TIEMPO



OBSERVACIONES:

LABORATORISTA

Rodnner Sullon

DIRECTOR LABORATORIO



Jairo Niño Hernández
GERENTE GENERAL



LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES

Código

Revisión No.

Fecha Revisión

COMPRESIÓN DE PROBETAS DE CONCRETO HIDRÁULICO (ASTM C39)

FECHA IMPRESIÓN	2022-09-06	No. ENSAYO	MATERIAL
FECHA ENSAYO	2022-09-06	2	Testigo de Concreto

INFORMACIÓN GENERAL

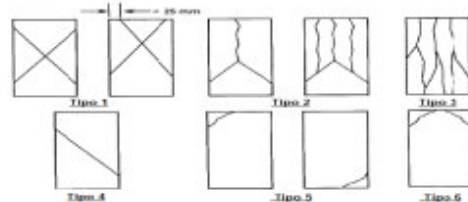
ID. MUESTRA	1	VELOCIDAD	0.25 MPa/s	FECHA MUESTREO	2022-08-08
CLIENTE	Evelyn Apolaya / Carlos Quezada			FECHA RECEPCIÓN	2022-08-30
PROYECTO	Tesis de grado			SLUMP (cm)	-
LOCALIZACIÓN	Lima			EDAD (días)	29

ASPECTOS DIMENSIONALES DEL ENSAYO

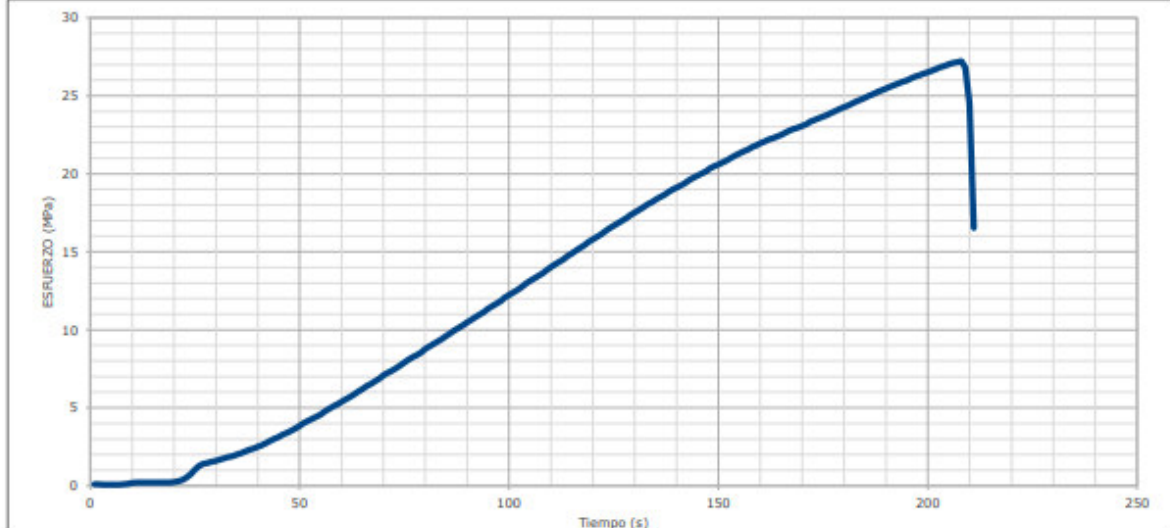
DIÁMETRO	150.00	mm			
ALTURA	299.00	mm			
ÁREA	17 671.44	mm ²			
PESO	12.73	kg			
DENSIDAD	2 409.27	kg/m ³			
FUERZA MÁXIMA	481.00	kN			
RESISTENCIA	27.22	MPa			
RESISTENCIA NOMINAL	30.89	MPa			
DESARROLLO	88.11	%			

TIPO DE FALLA

1


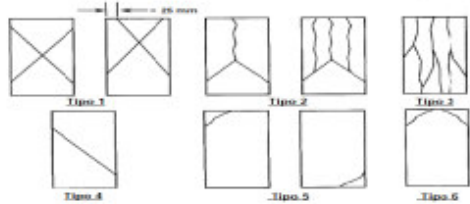
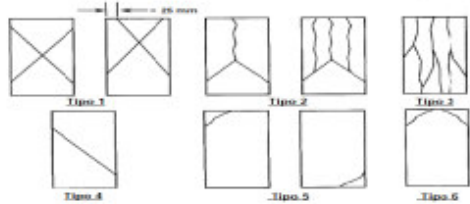
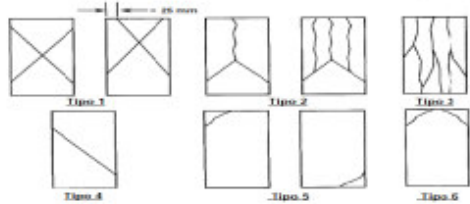


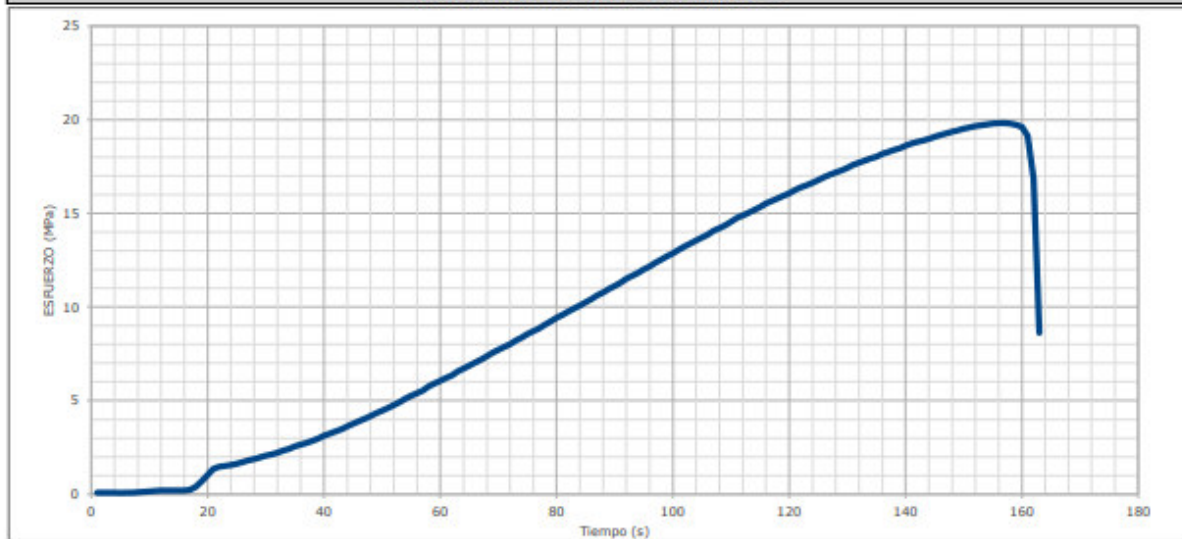
GRÁFICA ESFUERZO vs. TIEMPO





OBSERVACIONES:

LABORATORISTA	Rodnner Sullon	DIRECTOR LABORATORIO	 CEMTECCI Jairo Niño Hernandez GERENTE GENERAL
---------------	----------------	----------------------	---

	LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES								
	Código		Revisión No.						
			Fecha Revisión						
COMPRESIÓN DE PROBETAS DE CONCRETO HIDRÁULICO (ASTM C39)									
FECHA IMPRESIÓN	2022-09-06	No. ENSAYO	MATERIAL						
FECHA ENSAYO	2022-09-06	3	Testigo de Concreto						
INFORMACIÓN GENERAL									
ID. MUESTRA	1	VELOCIDAD	0.25 MPa/s						
CLIENTE	Evelyn Apolaya / Carlos Quezada		FECHA MUESTREO						
PROYECTO	Tesis de grado		FECHA RECEPCIÓN						
LOCALIZACIÓN	Lima	SLUMP (cm)	-						
		EDAD (días)	28						
ASPECTOS DIMENSIONALES DEL ENSAYO									
DIÁMETRO	150.00	mm	<table border="1"> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;">TIPO DE FALLA</td> <td style="text-align: center;">3</td> </tr> <tr> <td colspan="3">  </td> </tr> </table>	TIPO DE FALLA		3			
TIPO DE FALLA		3							
									
ALTURA	300.00	mm							
ÁREA	17 671.44	mm ²							
PESO	12.68	kg							
DENSIDAD	2 391.81	kg/m ³							
FUERZA MÁXIMA	350.20	kN							
RESISTENCIA	19.82	MPa							
RESISTENCIA NOMINAL	20.59	MPa							
DESARROLLO	96.25	%							



OBSERVACIONES:			 CEMTECC!  Jairo Niño Hernández GERENTE GENERAL
LABORATORISTA	Rodnner Sullon	DIRECTOR LABORATORIO	



LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES

Código

Revisión No.

Fecha Revisión

COMPRESIÓN DE PROBETAS DE CONCRETO HIDRÁULICO (ASTM C39)

FECHA IMPRESIÓN	2022-09-06	No. ENSAYO	MATERIAL
FECHA ENSAYO	2022-09-06	4	Testigo de Concreto

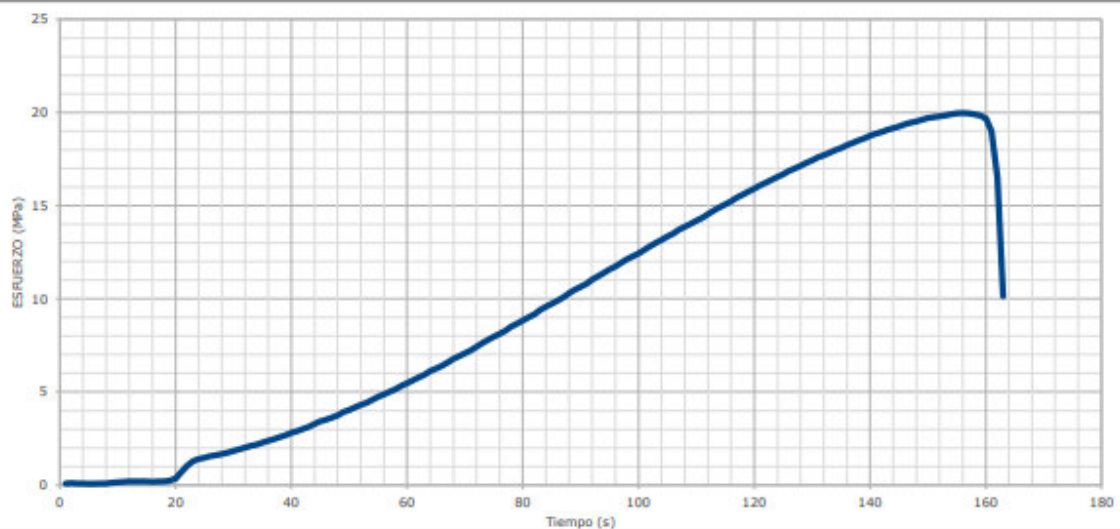
INFORMACIÓN GENERAL

ID. MUESTRA	1	VELOCIDAD	0.25 MPa/s	FECHA MUESTREO	2022-08-09
CLIENTE	Evelyn Apolaya / Carlos Quezada			FECHA RECEPCIÓN	2022-08-09
PROYECTO	Tesis de grado			SLUMP (cm)	-
LOCALIZACIÓN	Lima			EDAD (días)	28

ASPECTOS DIMENSIONALES DEL ENSAYO

DIÁMETRO	150.00	mm	TIPO DE FALLA	2
ALTURA	300.00	mm		
ÁREA	17 671.44	mm ²		
PESO	12.89	kg		
DENSIDAD	2 431.42	kg/m ³		
FUERZA MÁXIMA	352.80	kN		
RESISTENCIA	19.96	MPa		
RESISTENCIA NOMINAL	20.59	MPa		
DESARROLLO	96.96	%		

GRÁFICA ESFUERZO vs. TIEMPO



OBSERVACIONES:



Jairo Niño Hernández
GERENTE GENERAL

LABORATORISTA

Rodnnier Sullon

DIRECTOR LABORATORIO



LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES

Código

Revisión No.

Fecha Revisión

COMPRESIÓN DE PROBETAS DE CONCRETO HIDRÁULICO (ASTM C39)

FECHA IMPRESIÓN	2022-09-06	No. ENSAYO	MATERIAL
FECHA ENSAYO	2022-09-06	5	Testigo de Concreto

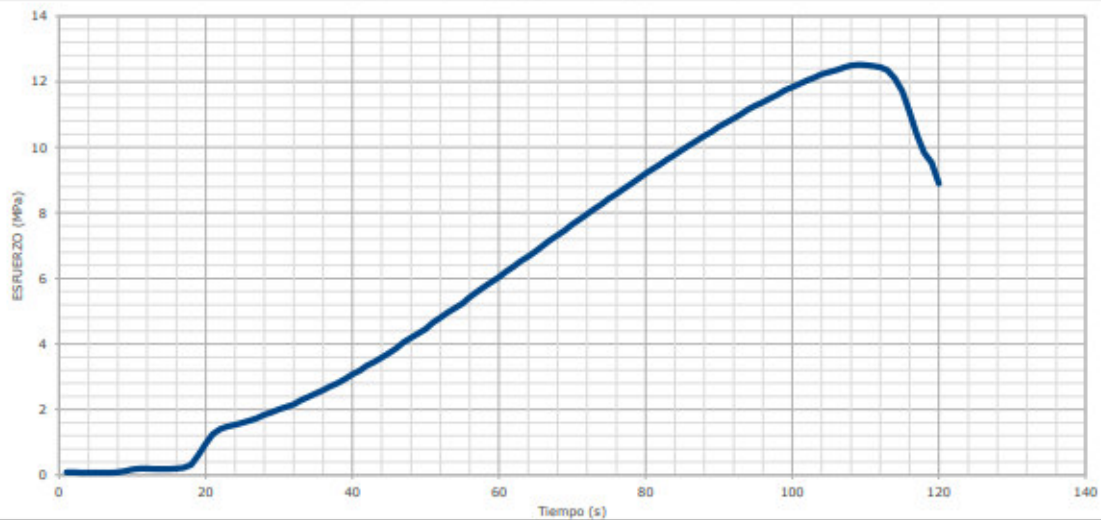
INFORMACIÓN GENERAL

ID. MUESTRA	1	VELOCIDAD	0.25 MPa/s	FECHA MUESTREO	2022-08-09
CLIENTE	Evelyn Apolaya / Carlos Quezada			FECHA RECEPCIÓN	2022-08-09
PROYECTO	Tesis de grado			SLUMP (cm)	-
LOCALIZACIÓN	Lima			EDAD (días)	28

ASPECTOS DIMENSIONALES DEL ENSAYO

DIÁMETRO	150.00	mm	TIPO DE FALLA	2
ALTURA	300.00	mm		
ÁREA	17 671.44	mm ²		
PESO	12.73	kg		
DENSIDAD	2 401.24	kg/m ³		
FUERZA MÁXIMA	221.20	kN		
RESISTENCIA	12.52	MPa		
RESISTENCIA NOMINAL	20.59	MPa		
DESARROLLO	60.79	%		

GRÁFICA ESFUERZO vs. TIEMPO



OBSERVACIONES:



Jairo Niño Hernández
GERENTE GENERAL

LABORATORISTA

Rodnrier Sullon

DIRECTOR LABORATORIO



LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES

Código

Revisión No.

Fecha Revisión

COMPRESIÓN DE PROBETAS DE CONCRETO HIDRÁULICO (ASTM C39)

FECHA IMPRESIÓN	2022-09-06	No. ENSAYO	MATERIAL
FECHA ENSAYO	2022-09-06	6	Testigo de Concreto

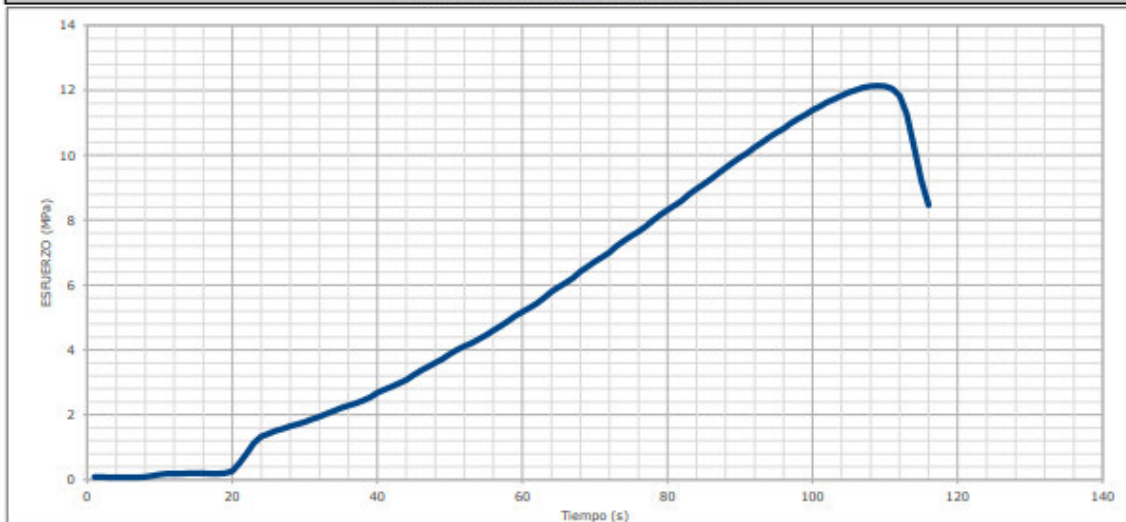
INFORMACIÓN GENERAL

ID. MUESTRA	1	VELOCIDAD	0.25 MPa/s	FECHA MUESTREO	2022-08-09
CLIENTE	Evelyn Apolaya / Carlos Quezada			FECHA RECEPCIÓN	2022-08-09
PROYECTO	Tesis de grado			SLUMP (cm)	-
LOCALIZACIÓN	Lima			EDAD (días)	28

ASPECTOS DIMENSIONALES DEL ENSAYO

DIÁMETRO	150.00	mm	TIPO DE FALLA	2
ALTURA	300.00	mm		
ÁREA	17 671.44	mm ²		
PESO	12.79	kg		
DENSIDAD	2 412.56	kg/m ³		
FUERZA MÁXIMA	214.50	kN		
RESISTENCIA	12.14	MPa		
RESISTENCIA NOMINAL	20.59	MPa		
DESARROLLO	58.95	%		

GRÁFICA ESFUERZO vs. TIEMPO



OBSERVACIONES:

LABORATORISTA

Rodnner Sullon

DIRECTOR LABORATORIO



Jairo Niño Hernández
GERENTE GENERAL

Anexo 5. Certificado de calibración

DHR INGENIERÍA EIRL
RUC: 20603721846
-EVALUACIONES ESTRUCTURALES NO INVASIVAS
- CALIBRACIONES
<http://dhringenieria.wixsite.com/ingenieriacivil>



CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN

N° de Certificado de calibración: CC-1021007

Fecha de emisión: 18 de octubre del 2021

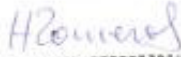
Descripción : Esclerómetro mecánico
Marca/ modelo : ZC3-A
Número de serie : HT20073

Patrón usado : Yunque de calibración
Marca : PyS
Número de serie : 14736
Fecha de calibración : 16/10/21
Lugar de calibración : DHR Ingeniería EIRL Ca. Domingo Nieto 3751
SMP, Lima-Perú
Condiciones ambientales : 21.3 °C

Normas de referencia.

- ASTM C805
- NTP 339.181:2013 - 2ª Edición


DHR INGENIERÍA
R.U.C. 20603721846
CONSULTORÍA - NDT - CALIBRACIONES


HENRY ROOSVELT
HUACAYCHUCO ROMERO
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 21887R

DHR INGENIERÍA / CA. DOMINGO NIETO 3751, URB. CONDEVILLA - SMP - LIMA - PERÚ,
TELF. (01) 5025772 RUC:20603721846 EMAIL: DHR@INGENIERIA@GMAIL.COM

1

DHR INGENIERÍA S.R.L.
 RUC: 20603721846
 -EVALUACIONES ESTRUCTURALES NO INVASIVAS
 - CALIBRACIONES
<http://dhringenieria.wixsite.com/ingenieriacivil>



Resultados:

NS: HT20075	16/10/2021
Item	Índice de rebote
1	80.0
2	80.0
3	78.5
4	79.5
5	80.0
6	80.0
7	79.5
8	80.0
9	79.0
10	80.0
11	80.0
12	80.0
13	79.5
14	79.0
15	80.0
16	79.0
Promedio	79.63

Factor de corrección (FC):

$$FC = \frac{\text{Valor de calibración del yunque de prueba}}{\text{Promedio de los 16 impactos sobre el yunque}} = \frac{80}{79.63} \cong 1$$

Observaciones:

1. El equipo muestra valores concordantes con los requeridos en el yunque de calibración 80 ± 2 Mpa.
2. Los resultados obtenidos en el presente certificado se refieren al momento y condiciones en que se realizaron las mediciones, el usuario es responsable de la calibración de sus instrumentos en intervalos apropiados.

Hecho por: Ing. Civil Henry R. Huacaychuco Romero / CIP: 216876

.....
DHR INGENIERÍA
 R.U.C. 20603721846
 CONSULTORIA - NDT - CALIBRACIONES

.....
 H. Romero
HENRY ROSSVELT
 HUACAYCHUCO ROMERO
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP # 216876

DHR INGENIERÍA / CA. DOMINGO NIETO 3751, URB. CONDEVILLA - SMP - LIMA - PERÚ,
 TELF (01) 5025772 RUC:20603721846 EMAIL: DHR.INGENIERIA@GMAIL.COM

DHR INGENIERÍA EIRL
RUC: 20603721846
-EVALUACIONES ESTRUCTURALES NO INVASIVAS
- CALIBRACIONES
<http://dhringenieria.wixsite.com/ingenieriacivil>



CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN

N° de Certificado de calibración: CC-0922006

Fecha de emisión: 14 de septiembre del 2022

Descripción	: Esclerómetro analógico tipo N
Marca/ modelo	: ZC3-A
Número de serie	: HT20073
Patrón usado	: Yunque de calibración
Marca	: PyS
Número de serie	: 14736
Fecha de calibración	: 14/09/22
Lugar de calibración	: DHR Ingeniería EIRL Ca. Domingo Nieto 3751 SMP, Lima-Perú
Condiciones ambientales	: 19.1 °C

Normas de referencia:

- ASTM C805
- NTP 339.181:2013 - 2° Edición



DHR INGENIERÍA
R.U.C. 20603721846
CONSULTORA - NDT - CALIBRACIONES



HUACAYCHUCO ROMERO
HENRY ROOSVELT
INGENIERO CIVIL
CIP. 216871

DHR INGENIERIA / CA, DOMINGO NIETO 3751, URB. CONDEVILLA – SMP – LIMA – PERÚ,
TELF.: (01) 5025772 RUC:20603721846 EMAIL: DHR.INGENIERIA@GMAIL.COM

DHR INGENIERÍA EIRL

RUC: 20603721846

-EVALUACIONES ESTRUCTURALES NO INVASIVAS

-CALIBRACIONES

<http://dhringenieria.wixsite.com/ingenieriacivil>



Resultados:

NS: HT20073	14/09/2022
Item	Índice de rebote
1	81.0
2	78.0
3	81.0
4	79.0
5	78.0
6	79.0
7	81.0
8	81.0
9	80.0
10	80.0
11	80.0
12	80.0
13	79.0
14	80.0
15	80.0
16	81.0
Promedio	79.88

Factor de corrección (FC):

$$FC = \frac{\text{Valor de calibración del yunque de prueba}}{\text{Promedio de los 16 impactos sobre el yunque}} = \frac{80}{79.88} \cong 1$$

Observaciones:

1. El equipo calibrado muestra valores concordantes con los requeridos en el yunque de calibración 80 ± 2 Mpa
2. Los resultados obtenidos en el presente certificado se refieren al momento y condiciones en que se realizaron las mediciones, el usuario es responsable de la calibración de sus instrumentos en intervalos apropiados.

Hecho por : Ing. Civil Henry Huacaychuco Romero / Cip. : 216876


DHR INGENIERÍA
R.U.C.: 20603721846
CONSULTORIA - NDT - CALIBRACIONES


HUACAYCHUCO ROMERO
HENRY ROSSVELT
INGENIERO CIVIL
CIP. 216876

DHR INGENIERÍA / CA, DOMINGO NIETO 3751, URB. CONDEVILLA - SMP - LIMA - PERÚ,
TELF. (01) 5025772 RUC:20603721846 EMAIL: DHR.INGENIERIA@GMAIL.COM

DHR INGENIERÍA E.I.R.L.

RUC: 20603721846

-EVALUACIONES ESTRUCTURALES NO INVASIVAS

-CALIBRACIONES

<http://dhringenieria.wixsite.com/ingenieriacivil>



PANEL FOTOGRÁFICO



DHR INGENIERIA / CA. DOMINGO NIETO 3751, URB. CDNDVILLA - SMP - LIMA - PERÚ,
TELF. (01) 5025772 RUC:20603721846 EMAIL: DHR.INGENIERIA@GMAIL.COM


DHR INGENIERIA
R.U.C. 20603721846
CONSULTORIA - NDT - CALIBRACIONES


HUACAYCHUCO ROMERO
HENRY ROOSVELT
INGENIERO CIVIL
CIP. 216876

Anexo 6. Panel fotográfico

Ensayo de esclerometría en la Columna 1 – Pabellón A



Ensayo de esclerometría en la Columna 2 – Pabellón A



Ensayo de esclerometría en la Columna 3 – Pabellón A



Ensayo de esclerometría en la Columna 1 – Pabellón B



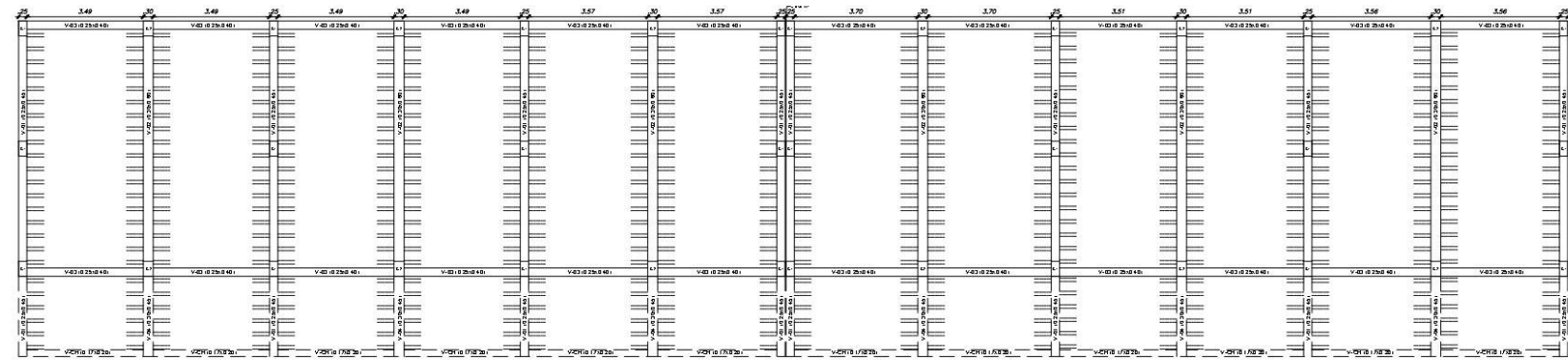
Ensayo de esclerometría en la Columna 2 – Pabellón B



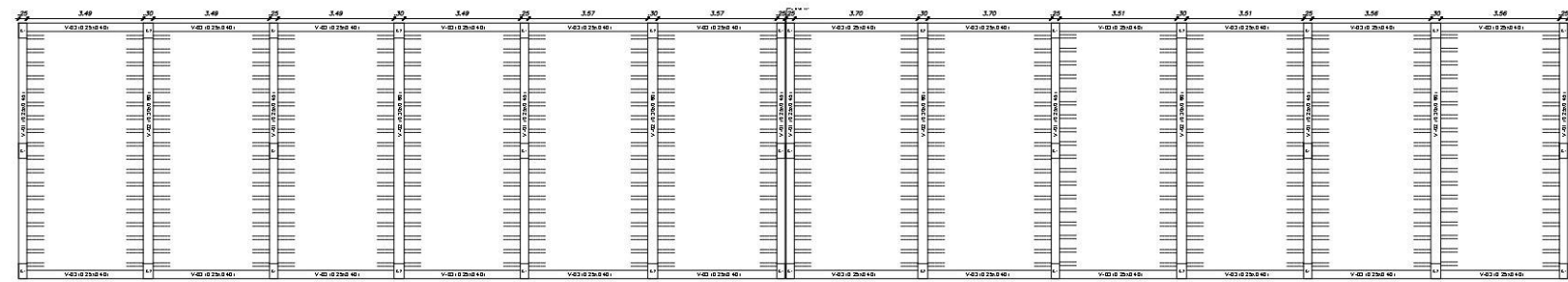
Ensayo de esclerometría en la Columna 3 – Pabellón B



Anexo 7. Plano estructural del pabellón A



PLANTA: 1er y 2do nivel
ESCALA: 1/50



PLANTA: 3er nivel
ESCALA: 1/50

- NOTAS:**
- Los detalles presentados en el presente plano fueron permitidos mediante estudios previos realizados en campo (tiempo de endurecimiento, espesor de estribos, entre otros).
 - El presente plano solo confirma los detalles o características o empresas en el presente investigador.

GENERALIDADES	
• Ilos	17cm
• entrecapó	3,00m
• Zona	Zona 4
• Categoría de la edificación	U=1,50
• Factor de amplificación sísmica	1,00
• Factor de suelo	S=1,00
• Sistema estructural	Ra=8,00 (Concreto armado-Pérficos) Ry=3,00 (Albofarfa Confinada)

CUADRO DE COLUMNAS			Etc. 1/25	
PISO	CONCRETO ARMADO	SECCIONES DE COLUMNAS	C-1	C-2
1º PISO	h=1,00	h=1,00	0,25x0,40	0,30x0,45
2º PISO	h=1,00	h=1,00	40/12" x 40/12"	40/12" x 40/12"
3º PISO	h=1,00	h=1,00	1 (34)/12"	1 (34)/12"
			28,00, 28,10, R,8,20	28,00, 28,10, R,8,20

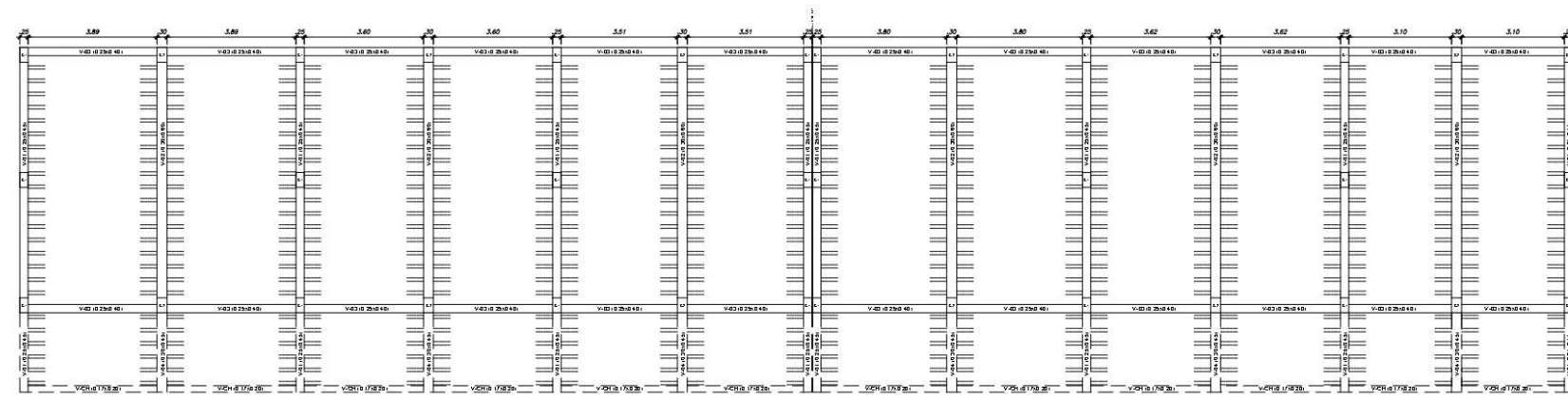
CUADRO DE VIGAS					Etc. 1/25		
PISO	CONCRETO ARMADO	SECCIONES DE VIGAS	V-01	V-02	V-03	V-04	V-05
1º PISO	h=1,00	h=1,00	0,25x0,40	0,30x0,45	0,35x0,40	0,30x0,45	0,17x0,30
2º PISO	h=1,00	h=1,00	40/12"	40/12" x 20/12"	40/12" x 20/12"	40/12"	40/12"
3º PISO	h=1,00	h=1,00	1 (34)/12"	1 (34)/12"	1 (34)/12"	1 (34)/12"	1 (34)/12"
			28,00, 28,10, R,8,20	28,00, 28,10, R,8,20	28,00, 28,10, R,8,20	28,00, 28,10, R,8,20	28,00, 28,10, R,8,20

CUADRO DE LADRILLOS	
• MANS TORRENTES KING KING 18 REAJOS	1,10x0,60
• MANS DE TARGASER PANDORA 18 REAJOS	1,10x0,60
• LOSAS ALBERARCA LADRILLO 18x30	1,10x0,60

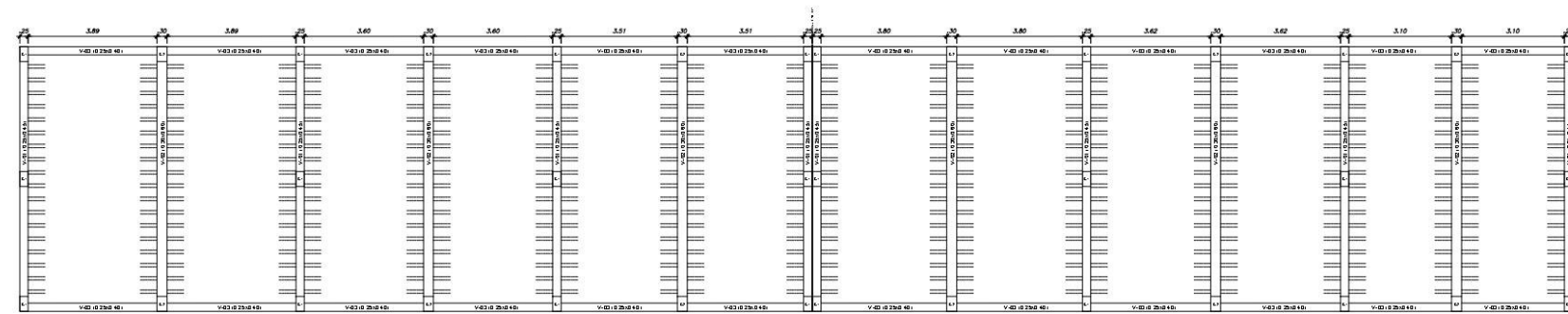
USMP UNIVERSIDAD DE SAN MARTÍN DE PORRES Facultad de Ingeniería y Arquitectura	TEBIS: "APLICACIÓN DE MÉTODOS CUALITATIVOS Y CUANTITATIVO PARA DETERMINAR EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO EN LOS PABELLONES DE UNA INSTITUCIÓN EDUCATIVA UBICADA EN LIMA METROPOLITANA"	TESISTAS: APOLAYA LOAYZA, EVELYN HILAG RODRIGUEZ QUEZADA ESPINOZA, CARLOS ESCUELA PROFESIONAL: INGENIERÍA CIVIL	POBLACIÓN: INSTITUCIÓN EDUCATIVA TTE. CRL. ALFREDO BONIFAZ FONSECA MUESTRA: "PABELLÓN A"	DIRECCIÓN: AV. MORRO DE ARICA 547 DISTRITO: RIMAC PROVINCIA: LIMA DEPARTAMENTO: LIMA	PLANO: ESTRUCTURAS DETALLES DE COLUMNAS Y ALIGERADOS	ESCALA: INDICADA FECHA: AGO. 2022	LÁMINA: E-01
---	---	---	---	--	--	--	-------------------------------

Elaboración: los autores

Anexo 8. Plano estructural del pabellón B



PLANTA: 1er nivel
ESCALA: 1/50



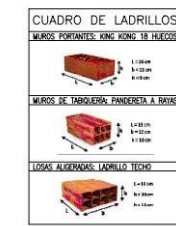
PLANTA: 2do nivel
ESCALA: 1/50

- NOTAS:**
- Los detalles presentados en el presente plano fueron generados mediante estudios previos realizados en campo (ensayo de resistencia, ensayo de adherencia, entre otros).
 - El presente plano solo contiene los detalles a considerarse e implementarse en la presente investigación.

GENERALIDADES	
• Lado	17,0m
• Anteproyecto	3,00m
• Zona	Zona 4 $Z=0,45$
• Categoría de la edificación	U=1,50
• Factor de modificación sísmica	$T=0,2$ $C=2,00$
• Factor de suelo	$S=1,05$
• Sistema estructural	$R_x=8,00$ (Concreto armado-Pérficos) $R_y=3,00$ (Aluofierro Confundido)

CUADRO DE COLUMNAS				Esc. 1/25		
PISO	CONCRETO ARMADO	Sección	C-1	C-2	SECCIONES DE COLUMNAS	
1º PISO	$f_{cd}=25,0$ kg/cm ²	b x h	0,25x0,45	0,30x0,45		
2º PISO		Ø	4Ø12" + 4Ø12"	4Ø12" + 4Ø12"		
		□	1 □ 4Ø12"	1 □ 4Ø12"		
			2Ø10, 2Ø10, 2Ø10, 2Ø10	2Ø10, 2Ø10, 2Ø10, 2Ø10		

CUADRO DE VIGAS					Esc. 1/25			
PISO	CONCRETO ARMADO	Sección	V-01	V-02	V-03	V-04	V-05	SECCIONES DE VIGAS
1º PISO	$f_{cd}=25,0$ kg/cm ²	b x h	0,25x0,45	0,30x0,60	0,25x0,40	0,30x0,45	0,17x0,30	
2º PISO		Ø	4Ø12"	4Ø12" + 2Ø12"	4Ø12" + 2Ø12"	4Ø12"	4Ø12"	
		□	1 □ 4Ø12"	1 □ 4Ø12"	1 □ 4Ø12"	1 □ 4Ø12"	1 □ 4Ø12"	
			2Ø10, 2Ø10, 2Ø10, 2Ø10	2Ø10, 2Ø10, 2Ø10, 2Ø10	2Ø10, 2Ø10, 2Ø10, 2Ø10	2Ø10, 2Ø10, 2Ø10, 2Ø10	2Ø10, 2Ø10, 2Ø10, 2Ø10	



<p>USMP UNIVERSIDAD DE SAN MARTÍN DE PORRES</p> <p>Facultad de Ingeniería y Arquitectura</p>	<p>TESIS: "APLICACIÓN DE MÉTODOS CUALITATIVOS Y CUANTITATIVO PARA DETERMINAR EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO EN LOS PABELLONES DE UNA INSTITUCIÓN EDUCATIVA UBICADA EN LIMA METROPOLITANA"</p>	<p>TESISTAS: APOLAYA LDAYZA, EVELYN MILAGROS QUEZADA ESPINOZA, CARLOS ESCUELA PROFESIONAL INGENIERÍA CIVIL</p>	<p>POBLACIÓN: INSTITUCIÓN EDUCATIVA TTE. ORL. ALFREDO BONIFAZ FONSECA</p> <p>MUESTRA: "PABELLÓN B"</p>	<p>DIRECCIÓN: AV. MORRO DE ARIGA 547 DISTRITO: RIMAC</p> <p>PROVINCIA: LIMA DEPARTAMENTO: LIMA</p>	<p>PLANO: ESTRUCTURAS DETALLES DE COLUMNAS Y ALISERADOS</p>	<p>ESCALA: INDICADA</p>	<p>LÁMINA: E-02</p>
						<p>FECHA: AGO. 2022</p>	

Elaboración: los autores