

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



TESIS:

**“Nivel de desempeño sísmico de los pabellones N°1 y N°2 de la Institución
Educativa N° 821131 Miraflores en el distrito de Cajamarca”**

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

AUTOR:

Bryan Jean Pierre Mendoza Quiroz

ASESOR:

Ing. Marcos Mendoza Linares

CAJAMARCA – PERÚ

2025

CONSTANCIA DE INFORME DE ORIGINALIDAD

- FACULTAD DE INGENIERÍA -

- Investigador:** Bach. MENDOZA QUIROZ BRYAN JEAN PIERRE
DNI: 77150495
Escuela Profesional: INGENIERÍA CIVIL
- Asesor:** Ing. MARCOS MENDOZA LINARES
Facultad: INGENIERÍA
- Grado académico o título profesional**
 Bachiller Título profesional Segunda especialidad
 Maestro Doctor
- Tipo de Investigación:**
 Tesis Trabajo de investigación Trabajo de suficiencia profesional
 Trabajo académico
- Título de Trabajo de Investigación:**
NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE LOS PABELLONES N°1 Y N°2 DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N° 821131 MIRAFLORES EN EL DISTRITO DE CAJAMARCA
- Fecha de evaluación:** 05/10/2025
- Software antiplagio:** TURNITIN URKUND (OURIGINAL) (*)
- Porcentaje de Informe de Similitud:** 09%
- Código Documento:** oid:3117:508079304
- Resultado de la Evaluación de Similitud:**
 APROBADO PARA LEVANTAMIENTO DE OBSERVACIONES O DESAPROBADO

Fecha Emisión: 07/10/2025



FIRMA DEL ASESOR
Ing. MARCOS MENDOZA LINARES
DNI: 26612819



Firmado digitalmente por:
BAZAN DIAZ Laura Sofia
FAU 20148258801 soft
Motivo: En señal de
conformidad
Fecha: 07/10/2025 12:42:34-0500

UNIDAD DE INVESTIGACIÓN FI



ACTA DE SUSTENTACIÓN PÚBLICA DE TESIS.

TITULO : *NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE LOS PABELLONES N° 1 Y N° 2 DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N° 821131 MIRAFLORES EN EL DISTRITO DE CAJAMARCA*

ASESOR : *Ing. Marcos Mendoza Linares.*

En la ciudad de Cajamarca, dando cumplimiento a lo dispuesto por el Oficio Múltiple N° 0674-2025-PUB-SA-FI-UNC, de fecha 09 de octubre de 2025, de la Secretaría Académica de la Facultad de Ingeniería, a los **dieciséis días del mes de octubre de 2025**, siendo las nueve horas (09:00 a.m.) en la Sala de Audiovisuales (Edificio 1A - Segundo Piso), de la Facultad de Ingeniería se reunieron los Señores Miembros del Jurado Evaluador:

Presidente : Dr. Ing. Hermes Roberto Mosqueira Ramírez.
Vocal : Dr. Ing. Mauro Augusto Centurión Vargas.
Secretario : M.Cs. Ing. Stalin Jesús Ruiz Rivera.

Para proceder a escuchar y evaluar la sustentación pública de la tesis titulada **NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE LOS PABELLONES N° 1 Y N° 2 DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N° 821131 MIRAFLORES EN EL DISTRITO DE CAJAMARCA**, presentado por el estudiante en Ingeniería Civil **BRYAN JEAN PIERRE MENDOZA QUIROZ**, asesorado por el Ing. Marcos Mendoza Linares, para la obtención del Título Profesional

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

EVALUACIÓN PRIVADA : 07 PTS.
EVALUACIÓN PÚBLICA : 11 PTS.
EVALUACIÓN FINAL : 18 PTS **DIECIOCHO** (En letras)

En consecuencia, se lo declara **APROBADA** con el calificativo de **DIECIOCHO** acto seguido, el presidente del jurado hizo saber el resultado de la sustentación, levantándose la presente a las **10:15** horas del mismo día, con lo cual se dio por terminado el acto, para constancia se firmó por quintuplicado.


Dr. Ing. Hermes Roberto Mosqueira Ramírez.
Presidente


Dr. Ing. Mauro Augusto Centurión Vargas.
Vocal


M.Cs. Ing. Stalin Jesús Ruiz Rivera.
Secretario


Ing. Marcos Mendoza Linares
Asesor

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios por darme la fuerza para poder conseguir este objetivo, a mi asesor por haberme brindado su apoyo y guía en el proceso de esta investigación, al director de la Institución Educativa N° 821131 Miraflores por haberme brindado los permisos necesarios para realizar los estudios dentro de las instalaciones de la institución, a mi familia por haberme brindado apoyo emocional durante en este camino para alcanzar esta meta. Todo es gracias a ustedes.

DEDICATORIA

Dedico esta investigación a mi asesor el ingeniero Marcos Mendoza Linares, por haber confiado en mí y acompañarme en todo este camino, a mis padres, por haber estado siempre motivándome y dándome fuerzas; a mis hermanos, por sus consejos y apoyo incondicional por haberme dado fuerzas en este camino y a todas las personas que siempre confiaron en mí.

ÍNDICE DE CONTENIDO

AGRADECIMIENTOS	i
DEDICATORIA	ii
ÍNDICE DE TABLAS	vii
ÍNDICE DE FIGURAS	ix
RESUMEN	xii
ABSTRACT	xiii
CAPÍTULO I – INTRODUCCIÓN	14
1.1. Planteamiento del problema	15
1.2. Formulación del problema	16
1.3. Hipótesis.....	17
1.4. Justificación de la investigación.....	17
1.5. Alcances de la investigación	17
1.6. Delimitación de la investigación	18
1.7. Limitaciones	18
1.8. Objetivos	18
1.8.1. Objetivo Principal	18
1.8.2. Objetivos Específicos.....	18
1.9. Descripción y organización del contenido de los capítulos	19
CAPÍTULO II – MARCO TEÓRICO	20
2.1. Antecedentes de la investigación	20
2.2. Bases teóricas	23
2.2.1. Fundamentos de la Sismología y Amenaza Sísmica.....	23
2.2.1.1. Tectónica Mundial.....	23
2.2.1.1.1. Interacción entre bordes de placas	24
2.2.1.1.2. Mecanismos de subducción.....	25
2.2.1.2. Sismicidad en el Perú	26
2.2.1.2.1. Contexto sísmico del Perú y sus principales amenazas geológicas.....	26
2.2.1.2.2. Sismicidad local	27
2.2.2. Diseño Sísmico Basado en Desempeño.....	31
2.2.2.1. Fundamentos del diseño por desempeño	31
2.2.2.1.1. Desempeño basado en desplazamientos	32
2.2.2.2. Objetivos del diseño por desempeño	32
2.2.2.2.1. Objetivo básico para edificios existentes.....	32
2.2.2.2.2. Propuesta del Comité Visión 2000 (SEAOC).....	32
2.2.2.3. Niveles de desempeño sísmico	33

2.2.2.3.1.	Propuesta del nivel de desempeño según el Comité Vision 2000	33
2.2.2.4.	Niveles de amenaza sísmica	34
2.2.2.4.1.	Propuesta Visión 2000.....	34
2.2.3.	Norma Peruana de Diseño Sismorresistente (E.030)	35
2.2.3.1.	Sistemas estructurales sismorresistentes.....	36
2.2.3.2.	Irregularidades en altura y planta	36
2.2.3.3.	Categoría de edificaciones.....	37
2.2.3.4.	Zonas sísmicas según normativa	38
2.2.3.5.	Otros aspectos relevantes	38
2.2.4.	Evaluación del comportamiento inelástico de estructuras	40
2.2.4.1.	Asignación de Rotulas Plásticas	40
2.2.4.1.1.	Definición de rótula plástica.....	40
2.2.4.1.2.	Relaciones momento—curvatura y momento—giro	41
2.2.5.	Análisis Estático No Lineal – Pushover	45
2.2.5.1.	Fundamentos del análisis.....	45
2.2.5.2.	Curva de capacidad	45
2.2.5.2.1.	Representación bilineal de la curva de capacidad.....	47
2.2.6.	Espectros y Punto de desempeño.....	49
2.2.6.1.	Espectro de capacidad	49
2.2.6.2.	Demanda Sísmica.....	50
2.2.6.2.1.	Espectro de demanda.....	50
2.2.6.2.2.	Espectro de peligro uniforme	52
2.2.6.3.	Estimación del punto de desempeño.....	53
2.2.6.3.1.	Representación bilineal del espectro de capacidad	53
2.2.6.3.2.	Respuesta elástica e inelástica de las estructuras	54
2.2.6.3.3.	Determinación del Punto de Desempeño.....	58
2.2.7.	Evaluación del comportamiento estructural	61
2.2.7.1.	Sectorización de la curva.....	61
2.2.8.	Influencia de la configuración en el desempeño sísmico	62
2.2.8.1.	Relación entre el diseño arquitectónico y el desempeño sísmico.....	62
2.2.8.2.	Relación entre las irregularidades geométricas y el desempeño sísmico	62
2.2.8.3.	Relación entre la colindancia y el desempeño sísmico	64
2.3.	Definición de términos básicos	65
2.3.1.	Demanda sísmica	65
2.3.2.	Capacidad estructural	65
2.3.3.	Diseño por desempeño	65
2.3.4.	Nivel de desempeño sísmico	66

2.3.5.	Ductilidad.....	66
2.3.6.	Grado de libertad.....	66
2.3.7.	Deriva de entrepiso	66
CAPÍTULO III– MATERIALES Y MÉTODOS		67
3.1.	Ubicación	67
3.1.1.	Ubicación geográfica.....	67
3.2.	Época de investigación.....	68
3.3.	Metodología de la investigación	68
3.3.1.	Tipo de investigación	68
3.3.2.	Nivel de la investigación	68
3.3.3.	Diseño de la investigación.....	68
3.3.4.	Método de investigación	68
3.3.5.	Población de estudio	68
3.3.6.	Muestra	69
3.3.7.	Unidad de análisis	69
3.3.8.	Procedimiento de la investigación.....	69
3.4.	Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	71
3.4.1.	Técnicas de recolección de datos.....	71
3.4.2.	Instrumentos de recolección de datos	71
3.5.	Técnicas e instrumentos para el análisis y tratamiento de datos.....	72
3.6.	Procedimiento para el análisis de datos e interpretación de resultados.....	73
3.7.	Tratamiento, análisis de datos y presentación de resultados	73
3.7.1.	Descripción arquitectónica de la edificación	73
3.7.2.	Descripción estructural de la edificación.....	79
3.7.3.	Identificación de deficiencias arquitectónicas y estructurales	82
3.7.4.	Características de los materiales.....	87
3.7.4.1.	Ensayos de esclerometría	87
3.7.4.2.	Especificaciones técnicas del concreto	88
3.7.4.3.	Especificaciones técnicas del acero	89
3.7.5.	Consideraciones para el modelamiento numérico estructural	89
3.7.5.1.	Curvas de esfuerzo-deformación de los materiales.....	89
3.7.5.2.	Albañilería.....	90
3.7.5.3.	Tipo de suelo	91
3.7.5.4.	Categoría de edificación según norma E.030	91
3.7.5.5.	Propiedades de los materiales usadas en el modelo	91
3.7.6.	Modelo numérico estructural.....	92
3.7.7.	Metrado de cargas	92

3.7.8.	Incorporación de inelasticidad en el modelo estructural	94
3.7.8.1.	Asignación de las rótulas plásticas	94
3.7.9.	Análisis estático y dinámico lineal	95
3.7.9.1.	Análisis estático lineal	95
3.7.9.1.1.	Verificación de irregularidad	95
3.7.9.1.2.	Parámetros sísmicos	96
3.7.9.1.3.	Fuerza cortante mínima	97
3.7.9.1.4.	Distribución de fuerzas sísmicas en altura	98
3.7.9.2.	Análisis dinámico lineal	100
3.7.9.2.1.	Formas modales	100
3.7.9.2.2.	Evaluación de derivas	101
3.8.	Demanda sísmica	102
3.8.1.	Espectro de demanda	102
3.8.1.1.	Comparación de espectro de demanda según NTP E.030 y EPU	102
3.8.1.2.	Espectro de peligro uniforme para diferentes períodos de retorno	103
3.9.	Análisis estático no lineal – pushover	104
3.9.1.	Curvas y espectros de capacidad	104
3.9.2.	Representación bilineal de la curva de capacidad	106
3.9.3.	Puntos de desempeño	108
3.9.4.	Sectorización de la curva de capacidad y puntos de desempeño	112
3.9.5.	Determinación del nivel de desempeño sísmico	118
CAPÍTULO IV – ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS		122
4.1.	Análisis lineal	122
4.1.1.	Irregularidades encontradas	122
4.1.2.	Modos de vibración	122
4.1.3.	Determinación de las derivas máximas de los pabellones	123
4.2.	Niveles de desempeño alcanzados	123
4.3.	Deficiencias arquitectónicas y estructurales encontradas	127
4.4.	Validación de hipótesis planteada	130
4.5.	Discusión de resultados en relación con los antecedentes de la investigación	130
CAPÍTULO V – CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		132
5.1.	Conclusiones	132
5.2.	Recomendaciones	133
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS		134
APÉNDICES		139
ANEXOS		144

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. <i>Matriz de desempeño sísmico según el Comité Vision 2000</i>	35
Tabla 2. <i>Coefficiente básico de reducción según el sistema estructural</i>	36
Tabla 3. <i>Irregularidades en altura</i>	37
Tabla 4. <i>Irregularidades en planta</i>	37
Tabla 5. <i>Categoría de edificaciones y su respectivo factor de uso (U)</i>	37
Tabla 6. <i>Clasificación de perfiles de suelo</i>	39
Tabla 7. <i>Factores de suelo (S) según la zona</i>	39
Tabla 8. <i>Periodos según el perfil de suelo</i>	39
Tabla 9. <i>Factores de amplificación sísmica (C)</i>	40
Tabla 10. <i>Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales en vigas de concreto armado</i>	44
Tabla 11. <i>Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales en columnas de concreto armado</i>	44
Tabla 12. <i>Valores para el factor de modificación "k" del amortiguamiento</i>	56
Tabla 13. <i>Tipos de comportamiento estructural</i>	57
Tabla 14. <i>Valores mínimos para SRA Y SRV</i>	57
Tabla 15. <i>Niveles de desempeño estructural frente a los límites de desplazamiento del sistema</i>	61
Tabla 16. <i>Coordenadas Geográficas de I.E. Miraflores</i>	67
Tabla 17. <i>Distribución de ambientes en pabellones</i>	77
Tabla 18. <i>Resistencias obtenidas en vigas y columnas</i>	88
Tabla 19. <i>Resistencias utilizadas en el modelo numérico estructural en vigas y columnas</i> ..	88
Tabla 20. <i>Propiedades para modelo numérico estructural</i>	91
Tabla 21. <i>Metrado de cargas muertas</i>	93
Tabla 22. <i>Metrado de cargas vivas</i>	93
Tabla 23. <i>Verificación de irregularidades</i>	95
Tabla 24. <i>Parámetros sísmicos</i>	96
Tabla 25. <i>Distribución de fuerzas sísmicas en altura X-X - en conjunto</i>	99
Tabla 26. <i>Distribución de fuerzas sísmicas en altura Y-Y - en conjunto</i>	99
Tabla 27. <i>Distribución de fuerzas sísmicas en altura – pabellón N°2</i>	99
Tabla 28. <i>Distribución de fuerzas sísmicas en altura – pabellón N°1</i>	100

Tabla 29. <i>Modos de vibración</i>	100
Tabla 30. <i>Derivas de entrepiso</i>	101
Tabla 31. <i>Parámetros utilizados para espectro de aceleraciones de NTP E.030</i>	102
Tabla 32. <i>Parámetros de representación bilineal (Pabellón N°1 y N°2, X-X)</i>	106
Tabla 33. <i>Parámetros de representación bilineal (Pabellón N°1 y N°2, Y-Y)</i>	107
Tabla 34. <i>Parámetros de representación bilineal (Pabellón N°1, dirección X-X, Y-Y)</i>	107
Tabla 35. <i>Parámetros de representación bilineal (Pabellón N°2, dirección X-X, Y-Y)</i>	108
Tabla 36. <i>Valores de los puntos de desempeño en X-X, Y-Y (Pabellones en conjunto)</i>	111
Tabla 37. <i>Valores de los puntos de desempeño en X-X, Y-Y (Pab. N°1)</i>	111
Tabla 38. <i>Valores de los puntos de desempeño en X-X, Y-Y (Pab. N°2)</i>	112
Tabla 39. <i>Valores para Sectorización X-X (Pabellones en conjunto)</i>	112
Tabla 40. <i>Valores para Sectorización Y-Y (Pabellones en conjunto)</i>	113
Tabla 41. <i>Valores para Sectorización X-X (Pabellón N°1)</i>	114
Tabla 42. <i>Valores para Sectorización Y-Y (Pabellón N°1)</i>	115
Tabla 43. <i>Valores para Sectorización X-X (Pabellón N°2)</i>	116
Tabla 44. <i>Valores para Sectorización Y-Y (Pabellón N°2)</i>	117
Tabla 45. <i>Nivel de desempeño sísmico alcanzado X-X (pabellones en conjunto)</i>	119
Tabla 46. <i>Nivel de desempeño sísmico alcanzado Y-Y (pabellones en conjunto)</i>	119
Tabla 47. <i>Nivel de desempeño sísmico alcanzado X-X (pab. N°1)</i>	119
Tabla 48. <i>Nivel de desempeño sísmico alcanzado Y-Y (pab. N°1)</i>	120
Tabla 49. <i>Nivel de desempeño sísmico alcanzado X-X (pab. N°2)</i>	120
Tabla 50. <i>Nivel de desempeño sísmico alcanzado Y-Y (pab. N°2)</i>	120
Tabla 51. <i>Resumen de desempeño sísmico alcanzado frente al objetivo</i>	121

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. <i>Placas tectónicas</i>	24
Figura 2. <i>Tipos de bordes entre placas tectónicas</i>	25
Figura 3. <i>Tipos Chileno de subducción</i>	25
Figura 4. <i>Tipos Marianas de subducción</i>	26
Figura 5. <i>Tipos de sismos que ocurren en zonas de convergencia de placas</i>	27
Figura 6. <i>Sismos intraplaca</i>	28
Figura 7. <i>Delimitación de acuerdo a la distribución epicentral de zona</i>	29
Figura 8. <i>Hipocentros de los sismos en la zona de subducción en el norte del Perú</i>	30
Figura 9. <i>Proceso de la filosofía de diseño basado en el desempeño</i>	31
Figura 10. <i>Objetivos de desempeño sísmico de Visión 2000</i>	33
Figura 11. <i>Zonas sísmicas en Perú</i>	38
Figura 12. <i>Asignación de rótulas plásticas del comportamiento inelástico</i>	41
Figura 13. <i>Momento y curvatura de una sección</i>	41
Figura 14. <i>Idealización de daño en vigas</i>	42
Figura 15. <i>Diagrama simplificado de carga vs deformación para rótulas plásticas</i>	43
Figura 16. <i>Proceso del Análisis Pushover</i>	45
Figura 17. <i>Patrón de desplazamientos y nudo de control</i>	46
Figura 18. <i>Patrones de cargas laterales en una estructura</i>	46
Figura 19. <i>Idealización de la curva de capacidad</i>	47
Figura 20. <i>Representación de modelo bilineal de la curva de capacidad</i>	47
Figura 21. <i>Idealización del 1er método del criterio de las áreas iguales</i>	48
Figura 22. <i>Idealización del 2do método del criterio de áreas</i>	48
Figura 23. <i>Transformación de la curva de capacidad al espectro de capacidad</i>	50
Figura 24. <i>Espectro de demanda (SA VS T) según la norma E.030</i>	51
Figura 25. <i>Conversión del espectro de demanda en términos de SA vs T a SA vs SD.</i>	51
Figura 26. <i>Espectro de peligro uniforme típico</i>	52
Figura 27. <i>Idealización del modelo bilineal del espectro de capacidad</i>	53
Figura 28. <i>Derivación del amortiguamiento</i>	55
Figura 29. <i>Reducción del espectro de demanda elástico</i>	58
Figura 30. <i>Determinación del punto de desempeño según el MEC</i>	60
Figura 31. <i>Sectorización de la curva de capacidad</i>	62
Figura 32. <i>Configuración compleja de forma en "L"</i>	63
Figura 33. <i>Colapso de edificio San Marcos</i>	64

Figura 34. <i>Falla por discontinuidad de rigidez</i>	65
Figura 35. <i>Ubicación geográfica de I.E. Miraflores</i>	67
Figura 36. <i>Procedimiento utilizado para el proyecto de investigación</i>	69
Figura 37. <i>Vista general del pabellón N°1</i>	74
Figura 38. <i>Vista general del pabellón N°2</i>	74
Figura 39. <i>Vista tridimensional de pabellón N°1 y N°2</i>	75
Figura 40. <i>Vista en planta desde nivel 1 de pabellones</i>	75
Figura 41. <i>Vista lateral de escaleras recta</i>	76
Figura 42. <i>Vista lateral de escaleras tipo "L"</i>	76
Figura 43. <i>Vista lateral de escaleras tipo "U"</i>	77
Figura 44. <i>Distribución del primer nivel</i>	78
Figura 45. <i>Pórticos en módulo N°1 y N°2</i>	79
Figura 46. <i>Aceros en columnas</i>	80
Figura 47. <i>Medición de columna en Pabellón N°1</i>	80
Figura 48. <i>Aceros de vigas</i>	81
Figura 49. <i>Medición de viga en Pabellón N°2</i>	81
Figura 50. <i>Falta de junta de separación sísmica</i>	82
Figura 51. <i>Ausencia de columnas en muros perimetrales en la institución educativa</i>	83
Figura 52. <i>Fisuras en esquinas de ventanas</i>	83
Figura 53. <i>Deflexión dependiente del tiempo en vigas del pabellón N°2</i>	84
Figura 54. <i>Muros sin continuidad vertical</i>	84
Figura 55. <i>Fisuras en el parapeto de albañilería del corredor en voladizo</i>	85
Figura 56. <i>Patrón de fisuras en losa del corredor en voladizo</i>	85
Figura 57. <i>Insuficiente altura libre y segura entre el tramo del segundo y tercer piso</i>	86
Figura 58. <i>Ancho del corredor en voladizo insuficiente</i>	86
Figura 59. <i>Falta de junta de separación sísmica entre pabellones</i>	87
Figura 60. <i>Modelo de Mander para concreto $f'c=175 \text{ kg/cm}^2$</i>	89
Figura 61. <i>Modelo de Park ($f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$)</i>	90
Figura 62. <i>Modelo numérico estructural realizado en el software ETABS</i>	92
Figura 63. <i>Modelo numérico estructural con cargas adicionales</i>	94
Figura 64. <i>Asignación de rótulas plásticas en modelo numérico estructural</i>	95
Figura 65. <i>Comparación de EPU con espectro de NTP E.030</i>	103
Figura 66. <i>Espectros de peligro uniforme para diferentes periodos de retorno</i>	104
Figura 67. <i>Curva de capacidad X-X (pabellones en conjunto)</i>	105

Figura 68. <i>Espectro de capacidad X-X (pabellones en conjunto)</i>	105
Figura 69. <i>Representación Bilineal X-X (pabellones en conjunto)</i>	106
Figura 70. <i>Representación Bilineal Y-Y (pabellones en conjunto)</i>	107
Figura 71. <i>Punto de desempeño X-X (sismo frecuente, pabellones en conjunto)</i>	109
Figura 72. <i>Punto de desempeño X-X (sismo raro, pabellones en conjunto)</i>	109
Figura 73. <i>Punto de desempeño Y-Y (sismo ocasional, pabellones en conjunto)</i>	110
Figura 74. <i>Punto de desempeño Y-Y (sismo muy raro, pabellones en conjunto)</i>	110
Figura 75. <i>Curva de capacidad con Puntos desempeño X-X (Pab. En conjunto)</i>	113
Figura 76. <i>Curva de capacidad con Puntos desempeño Y-Y (Pab. En conjunto)</i>	114
Figura 77. <i>Curva de capacidad con Puntos desempeño X-X (Pab. N°1)</i>	115
Figura 78. <i>Curva de capacidad con Puntos desempeño Y-Y (Pab. N°1)</i>	116
Figura 79. <i>Curva de capacidad con Puntos desempeño X-X (Pab. N°2)</i>	117
Figura 80. <i>Curva de capacidad con Puntos desempeño Y-Y (Pab. N°2)</i>	118
Figura 81. <i>Diafragma rígido en intersección de Pabellones</i>	142
Figura 82. <i>Medida de altura de ventana en Pabellón N°1 con wincha de mano</i>	142
Figura 83. <i>Medida de ancho de pasadizo de Pabellón N°2 con wincha laser</i>	143
Figura 84. <i>Verificación de existencia de acero con escáner en Pabellón N°1</i>	143
Figura 85. <i>Ensayo de auscultación N°1 y N°2 en la estructura</i>	158
Figura 86. <i>Ensayo de auscultación N°3 y N°4 en la estructura</i>	158
Figura 87. <i>Ensayo de auscultación N°5 y N°6 en la estructura: VIGA V-01 y V-02</i>	159
Figura 88. <i>Ensayo de auscultación N°7 y N°8 en la estructura: VIGA V-03 y V-04</i>	159

RESUMEN

La Institución educativa N° 821131 Miraflores, constituida por los pabellones N°1 y N°2, fue diseñada y construida considerando los lineamientos de la Norma Técnica Peruana de Diseño sismorresistente anterior a la actual, evidenciándose algunas deficiencias de diseño y constructivas; por lo que durante un evento sísmico podría llegar al precolapso o colapso; generando pérdidas de vidas humanas, económicas y de la continuidad de los servicios básicos. En tal sentido, en la presente investigación, se tuvo como objetivo el determinar el nivel de desempeño sísmico de los pabellones N°1 y N°2 de la I.E. N° 821131 Miraflores, ubicada en el distrito de Cajamarca, frente a diferentes niveles de amenaza sísmica con ayuda del análisis estático no lineal, para obtener la curva de capacidad; el método del espectro de capacidad, para hallar el punto de desempeño de la estructura; los lineamientos dados por el ASCE 41-17 (2017) , ATC 40 (1996), NTP E.030 (2018), NTP E.020 (2006) y NTP E.060 (2019), para el correcto modelamiento numérico estructural; y la propuesta del Comité Vision 2000 (SEAOC, 1995), para comprobar en que niveles de desempeño sísmico se encuentra la edificación. Además, se realizaron ensayos no destructivos como el de esclerometría para poder determinar la resistencia a la compresión real del concreto. De este modo, los resultados del análisis mostraron que la edificación presentó irregularidades tanto en planta como en altura, generándose así derivas fuera de los límites indicados por la NTP E.030. Asimismo, el análisis Pushover mostró que la edificación presenta un buen desempeño estructural frente a sismos de nivel frecuente y ocasional, pero ante sismos de nivel raro y muy raro se superó la capacidad estructural, llegando alcanzar incluso el colapso en algunos casos, siendo el pabellón N°2 el más vulnerable frente a estos niveles de amenaza sísmica. Por ello, se concluyó que la I.E. N° 821131 Miraflores, presenta deficiencias estructurales y un bajo desempeño estructural frente sismos severos, recomendando un plan urgente de mantenimiento y reforzamiento para poder así aumentar la seguridad y funcionalidad de la edificación.

Palabras Clave: Desempeño sísmico, Análisis pushover, Método del espectro capacidad, Amenaza sísmica.

ABSTRACT

Educational Institution No. 821131 Miraflores, consisting of buildings N°1 and N°2, was designed and built in accordance with the guidelines of the previous Peruvian Technical Standard for Earthquake Resistance, revealing some design and construction deficiencies. Therefore, during a seismic event, it could reach pre-collapse or collapse, causing loss of human life, economic losses, and disruption to basic services. In this regard, the objective of this research was to determine the seismic performance level of buildings N°1 and N°2 of Educational Institution N° 821131 Miraflores, located in Cajamarca district, in the face of different levels of seismic threat with the help of nonlinear static analysis to obtain the capacity curve; the capacity spectrum method to find the performance point of the structure; the guidelines provided by ASCE 41-17 (2017), ATC 40 (1996), NTP E.030 (2018), NTP E.020 (2006), and NTP E.060 (2019) for correct numerical structural modeling; and the proposal of the Vision 2000 Committee (SEAOC, 1995) to verify the seismic performance levels of the building. In addition, non-destructive tests such as sclerometry were carried out to determine the actual compressive strength of the concrete. The results of the analysis showed that the building presented irregularities in both floor plan and height, thus generating deviations outside the limits indicated by NTP E.030. Likewise, the pushover analysis showed that the building performs well structurally in the face of frequent and occasional earthquakes, but in the face of rare and very rare earthquakes, its structural capacity was exceeded, even reaching collapse in some cases, with Pavilion N° 2 being the most vulnerable to these levels of seismic threat. Therefore, it was concluded that I.E. No. 821131 Miraflores has structural deficiencies and poor structural performance in the face of severe earthquakes, recommending an urgent maintenance and reinforcement plan to increase the safety and functionality of the building.

Keywords: Seismic performance, Pushover analysis, Capacity spectrum method, Seismic hazard

CAPÍTULO I – INTRODUCCIÓN

En la actualidad, en todo el mundo, los fenómenos denominados sismos, son una problemática muy importante, la cual es necesaria considerar al momento de realizar el diseño estructural de cualquier edificación. Sin embargo, diversos eventos sísmicos han dejado en evidencia que esto no sucede, ya que muchas edificaciones, las cuales deberían de tener un buen desempeño estructural frente a fuerzas sísmicas no lo tienen.

Ahora, si mencionamos los eventos sísmicos y su problemática en el contexto peruano, la situación es preocupante, ya que somos unos de los países que presenta alta actividad sísmica, debido a que nos encontramos en el Cinturón de fuego del Pacífico (Guzmán y Tavera, 2016). Sin embargo, si bien esto debería de ponernos más alertas y precavidos ante estos fenómenos sísmicos, la realidad es todo lo contrario, ya que existen muchas edificaciones las cuales no cuentan con un diseño sismorresistente adecuado, lo que ocasiona que con la ocurrencia de eventos sísmicos existan pérdidas de vidas humanas, económicas y de funcionalidad de los servicios básicos. Por ello, es necesario y muy importante el diseñar de manera correcta las edificaciones para que puedan tener una buena respuesta estructural frente a fuerzas sísmicas.

Además, para las edificaciones existentes, en las cuales no se puede asegurar con certeza que presentarían un desempeño sísmico adecuado frente a un posible evento sísmico, es recomendable realizar una evaluación sísmica para lograr determinar el nivel real de desempeño que llegarían a tener estas edificaciones.

En tal sentido, si consideramos un conjunto de edificaciones existentes en particular, en las cuales no se podría asegurar con completa certeza que llegarían a tener un desempeño sísmico adecuado, debido a su antigüedad, son las instituciones educativas públicas. Asimismo, éstas son categorizadas de acuerdo a lo indicado por la Norma Técnica Peruana E.030 (2018) como edificaciones esenciales A2, en las cuales se debería tener más cuidado y detalle en el proceso de diseño.

Asimismo, es importante destacar que del 100% de instituciones educativas en el Perú, el 55.9% necesitan ser reconstruidas completamente y que, específicamente el departamento de Cajamarca presenta el mayor porcentaje de edificaciones educativas a

punto de colapsar (ComexPerú, 2024). Por ello, el realizar un análisis detallado, es lo más recomendable y necesario para evaluar este tipo de edificaciones.

Además, es importante resaltar que Cajamarca, si bien es una región considerada de baja sismicidad, existen sismos de origen cortical, es decir, sismos superficiales que se originan en la corteza terrestre a poca profundidad, que afectan a nuestra región de manera significativa puesto que las ondas sísmicas que estos producen son intensas, ocasionando sacudidas locales y daños en las edificaciones. En este contexto, existe el caso ocurrido el 26 de mayo del 2019 cuando se dio el sismo de Lagunas (Loreto), cuyos efectos se percibieron en casi todo el norte del Perú, incluido Cajamarca, dejando en evidencia que inclusive en zonas de baja vulnerabilidad sísmica, este tipo de eventos son un riesgo latente.

En este sentido, el enfoque de la presente investigación va orientado a determinar cuál es el nivel de desempeño sísmico de los pabellones N°1 y N°2 de la I.E. N° 821131 Miraflores, así consiguiendo una estimación del comportamiento estructural que llegaría a tener la edificación frente a un posible evento sísmico y poder de esta manera dar recomendaciones pertinentes.

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Debido a la zona de alta actividad sísmica en la que el Perú se ubica, los sismos son un problema que se deberían de considerar con mayor énfasis en los diseños de las edificaciones; puesto que, según los registros del Instituto Geofísico del Perú hubo un total de 14 132 sismos en el país entre los años 2001 y 2022 (Statista, 2024). Sin embargo, estas consideraciones, en muchos casos no ocurren, ocasionado que los desempeños estructurales de las edificaciones, frente a eventos sísmicos no sean los adecuados; provocando pérdidas materiales y afectaciones a los sectores de salud, educación y seguridad ciudadana.

Por otro lado, es importante resaltar que el problema no solo recae en los diseños sismorresistentes no adecuados que se realizan en las edificaciones; sino también, en los deficientes procesos constructivos: consideración no adecuada de los materiales, deficiente dirección técnica y mano de obra, y descuido del tratamiento correcto de las estructuras de concreto armado. Además, después de la construcción final de la obra, el

escaso mantenimiento, durante su tiempo de vida, ocasiona que comiencen a generarse fallas estructurales en las edificaciones existentes.

Ahora, si nos enfocamos en edificaciones que pertenecen a la categoría más importante (esenciales) según la NTP E.30 (2018) como lo son las instituciones educativas, este problema se agrava, puesto que, en su gran mayoría, las del sector público, son muy antiguas, y no se tiene la certeza de un buen desempeño que podrían llegar a tener estas construcciones frente a fuerzas generadas por sismos. Asimismo, la importancia de esta categoría de edificaciones no solo se basa en poder resistir un evento sísmico sin llegar a colapsar, sino que también deberían de poder ser operativas después de dicho evento, sirviendo como refugio para la comunidad afectada.

Por consiguiente, si bien en un contexto distrital como el de Cajamarca la probabilidad de que un sismo llegue a ser dañino en los próximos 50 años es considerada media (GFDRR, s.f.), sigue siendo importante y necesario el realizar un diseño sismorresistente adecuado, un proceso constructivo correcto y un mantenimiento rutinario en todas las edificaciones y en especial en las de categoría esencial. Sin embargo, como la constatación de que estos procedimientos se hayan desarrollado de manera adecuada en las edificaciones del sector educativo público en el distrito es muy complicado; es que nace la necesidad de realizar estudios técnicos sobre la evaluación del desempeño sísmico de este tipo de edificaciones, para así poder determinar cuál va a ser el desempeño de dichas estructuras frente a la ocurrencia de eventos sísmicos.

La incertidumbre respecto al adecuado comportamiento estructural frente a diferentes niveles de amenaza sísmica de las edificaciones educativas existentes, es una amenaza latente que pone en riesgo a los ocupantes de estas instalaciones y puede limitar la función principal de servir como refugio después de la ocurrencia de un evento sísmico.

1.2.FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

¿Cuál es el nivel de desempeño sísmico de los pabellones N°1 y N°2 de la I.E. N° 821131 Miraflores en el distrito de Cajamarca?

1.3.HIPÓTESIS

El nivel de desempeño sísmico de los pabellones N°1 y N°2 de la institución educativa N° 821131 Miraflores en el distrito de Cajamarca ante la acción de un sismo raro es de seguridad de vida.

1.4.JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

Además del hecho de que la mayoría de las instituciones educativas públicas en el Perú sean antiguas y que no se haya tenido en cuenta consideraciones de diseño obligatorias y necesarias para el buen desempeño estructural ante eventos sísmicos, en algunos casos también se han logrado identificar la existencia de malas prácticas constructivas y consideraciones erróneas de los materiales desde el inicio, además de un mal planteamiento arquitectónico de la distribución de los espacios en las edificaciones de las instituciones educativas públicas.

Por ello, la presente investigación es necesaria e importante, ya que busca evaluar el desempeño sísmico de una institución educativa pública, específicamente de la I.E. N°821131 Miraflores mediante la aplicación del análisis estático no lineal – Pushover y el método del espectro de capacidad, para lograr así tener una estimación adecuada del comportamiento que tendrá la estructura en la ocurrencia repentina de un sismo, para que considerando los resultados obtenidos se pueda identificar posibles fallas en elementos estructurales y no estructurales.

Asimismo, la presente investigación, servirá como referencia para promover la investigación con respecto a estos tipos de problemas, logrando así mejorar la cultura de prevención sísmica, que tanto necesita el Perú, ya que en varias edificaciones se ha identificado, en base inspecciones durante el desarrollo de la presente tesis, que estas requieren de atención urgente para poder así garantizar la seguridad de sus ocupantes.

1.5.ALCANCES DE LA INVESTIGACIÓN

Esta investigación se enfoca en evaluar el desempeño sísmico de los pabellones N°1 y N°2 de la institución educativa N° 821131 Miraflores, ubicada en el distrito de Cajamarca. En tal sentido, el estudio se basará en la información que se obtenga del

expediente técnico, inspecciones, mediciones y ensayos no destructivos en los pabellones de la institución educativa. Además, por medio de programas de modelado numérico estructural y hojas de cálculo, se aplicará el método de análisis estático no lineal – Pushover y el método del espectro de capacidad para así lograr determinar el nivel de desempeño sísmico de la edificación.

1.6. DELIMITACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

Esta investigación se enfocará exclusivamente en la evaluación del nivel de desempeño sísmico de la estructura de los pabellones N°1 y N°2 de la institución educativa N° 821131 Miraflores en el distrito de Cajamarca.

1.7. LIMITACIONES

- No se consideró la interacción suelo – estructura.
- Las características y consideraciones del suelo fueron tomados de acuerdo los documentos brindados.

1.8.OBJETIVOS

1.8.1. OBJETIVO PRINCIPAL

Determinar el nivel de desempeño sísmico de los pabellones N°1 y N°2 de la institución educativa N° 821131 Miraflores en el distrito de Cajamarca.

1.8.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar el análisis estático no lineal – Pushover y el método del espectro de capacidad, para determinar el nivel de desempeño sísmico de los pabellones.
- Determinar la resistencia a la compresión del concreto mediante ensayos no destructivos con esclerómetro, conforme a la normativa A.S.T.M. C 805, para verificar la calidad del material en campo.
- Realizar un informe técnico detallando el estado estructural de la institución educativa.

- Realizar recomendaciones para el comportamiento sísmico adecuado de las estructuras.

1.9. DESCRIPCIÓN Y ORGANIZACIÓN DEL CONTENIDO DE LOS CAPÍTULOS

Capítulo I: Introducción

En este capítulo se presenta el tema, dando un contexto y explicando el problema que se presenta y por el cual se realiza la investigación, además se explica lo que se quiere conseguir con la investigación. Es así que en este capítulo se formula la pregunta principal, hipótesis general, justificación, alcances y los objetivos de la investigación.

Capítulo II: Marco Teórico

En este capítulo se fundamenta la investigación, esto con la ayuda de antecedentes teóricos, bases teóricas y definición de términos básicos relacionados con la investigación. Es así que, este capítulo sirve como respaldo técnico y académico.

Capítulo III: Materiales y Métodos

Este capítulo se explica el procedimiento paso a paso de la investigación y el tratamiento, análisis de datos e interpretación de los resultados. Asimismo, se detalla el tipo, nivel, enfoque y el diseño de investigación, además de la metodología que se utilizó.

Capítulo IV: Análisis y Discusión de Resultados

En este capítulo describe, explica y discute los resultados con criterio técnico siguiendo la secuencia de los objetivos que fueron planteados, justificando si son aceptables o no; teniendo como referencia los antecedentes teóricos y la literatura acerca del tema en investigación.

Capítulo V: Conclusiones y Recomendaciones

En este capítulo se muestra lo más relevante que se consiguió con la investigación y se dan sugerencias útiles basadas en los resultados obtenidos, para así brindar información con el objetivo de mejorar futuras investigaciones relacionadas con el tema.

CAPÍTULO II – MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

Antecedentes Internacionales

Flores Vega (2021), en su investigación “*Evaluación del desempeño sismorresistente de una edificación mediante Análisis Estático No lineal Pushover: Estudio de caso*”, elaborado en el país de Bolivia, realizó la evaluación de una edificación la cual fue diseñada sin un previo cálculo estructural con enfoque en el adecuado diseño sismorresistente, para poder con ello comprobar cuál es su comportamiento frente a eventos sísmicos. Esto lo realizó aplicando el método del análisis estático no lineal Pushover, empleando modelos matemáticos tridimensionales, creados en los softwares SAP2000 Y ETABS. Es así que, al finalizar su investigación, encontró que la estructura estudiada presentó un correcto desempeño sísmico en servicio calculado con una aceleración de 0,29g y que no requiere de ninguna adecuación sismorresistente adicional.

Taberero, et al. (2021), en su investigación “*Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificios escolares típicos de la provincia de Mendoza*”, elaborado en Argentina, evaluaron el desempeño estructural de edificios escolares típicos de la provincia de Mendoza frente a amenazas sísmicas, teniendo en cuenta que fueron diseñados con códigos para estructuras sismorresistentes los cuales ya no son vigentes; para que con ello, al final puedan determinar la efectividad de cada refuerzo propuesto en la reducción del riesgo sísmico. En tal sentido, para realizar dicha evaluación utilizaron el método de elementos finitos considerando la acción de 10 registros sísmicos. Posteriormente, propusieron cuatro alternativas de intervención (2 para rigidizar la estructura y 2 para flexibilizarla). Finalmente, al término de la investigación, comprobaron que, para la estructura analizada, el considerar la flexibilización es más adecuado que la rigidización; puesto que se evidencian mejoras significativas respecto del comportamiento estructural inicial.

Castellanos Guzmán (2021), en su investigación “*Evaluación de desempeño sísmico del edificio de la Universidad Internacional SEK ubicado en el campus Felipe Segovia Olmo*”, elaborado en Ecuador, realizó el análisis técnico del comportamiento

lineal y no lineal de la estructura de hormigón armado en el edificio Felipe Segovia Olmos campus centro de la Universidad Internacional SEK de la ciudad de Quito; para así poder determinar si el nivel de desempeño sísmico de la estructura era el adecuado según las recomendaciones dadas por la norma Ecuatoriana de la construcción (NEC), códigos internacionales como ASCE 41-13, NIST y lo indicado en el ACI 318. En tal sentido, para realizar dicha evaluación del nivel de desempeño sísmico se utilizó el análisis estático no lineal Pushover y el método del espectro de capacidad en un modelo estructural representativo elaborado en un programa matemático de elementos finitos para poder determinar el punto de desempeño de la estructura. Finalmente, al término de la investigación, comprobó que dicha edificación, no llegó al colapso y por lo contrario se mantuvo dentro de los límites de resguardo de vida, lo cual es lo adecuado.

Antecedentes Nacionales

Aguilar Monteza (2023), en su investigación *“Desempeño Sísmico Estructural en un Sistema Aporticado Mediante el Análisis Estático no Lineal”*, elaborada en Perú, evaluó el comportamiento sísmico de una edificación con sistema estructural aporticado, haciendo uso del análisis estático no lineal – Pushover, teniendo en cuenta los parámetros sísmicos de la zona en estudio; para así lograr determinar y clasificar el nivel de desempeño sísmico de dicha estructura. Fue así que, al final de la investigación pudo concluir que la estructura, debido a que no contaba con elementos rigidizadores de la distribución estructural, se encontraba en el rango de pre colapso y colapso, indicando se debería adicionar placas o realizar una variación de las secciones de sus elementos estructurales.

Urcia Osorio & Moncayo Belevan (2021), en su investigación titulada *“Evaluación del desempeño sísmico y propuesta de reforzamiento del colegio 780-Pre I.E N° 1172 Ciro Alegría mediante el análisis estático no lineal”*, elaborada en Perú, tuvieron como objetivo evaluar el comportamiento estructural de una edificación del tipo escolar frente a fuerzas sísmicas, teniendo en cuenta que dicha edificación fue construida con normativas sismorresistentes antiguas. La metodología que utilizaron fue el aplicar un análisis estático no lineal – Pushover, para así conseguir identificar el punto de desempeño sísmico de la estructura en estudio, de acuerdo a los niveles de desempeño propuestos por el comité Vision 2000. Fue así que, al final de la

investigación concluyeron que, debido a su baja resistencia y alta distorsión, el desempeño sísmico del eje X-X del bloque 5 era inadecuado frente a fuerzas sísmicas; proponiendo y comprobando el reforzamiento de sus elementos estructurales para conseguir que el nivel de desempeño mejore hasta ser funcional u operacional.

Avilés Farfán & Grados Trujillo (2023), en su investigación “*Evaluación del desempeño sísmico de una edificación educativa moderna ubicada en una zona de alta sismicidad y sobre suelo blando*” elaborada en Perú, realizaron la evaluación del desempeño sísmico de un edificio típico (MBR), el cual presentaba dos pisos, ubicado en una zona con alta actividad sísmica y sobre un terreno blando. Para la realización de esta investigación utilizaron métodos de análisis no lineal y se ayudaron de relaciones de daño y deformación establecidas en normas internacionales. Finalmente, al concluir la investigación se determinó que el edificio de tipo MBR tendría un desempeño sísmico adecuado, puesto que frente a sismos frecuentes, ocasionales y raros no presentaría daños significativos y su operatividad no se vería afectada. Sin embargo, frente a sismos muy raros, sí llegaría a necesitar reparaciones menores antes de volver a ser utilizado.

Antecedentes Locales

Pizán Rivas (2024), en su investigación “*Nivel de desempeño sísmico del pabellón A de la I.E. el Ingenio de la ciudad de Cajamarca*”, elaborada en Perú, determinó el nivel de desempeño sísmico de la institución educativa El Ingenio ante un sismo raro, para poder comprobar su adecuada funcionalidad estructural y proponer medidas preventivas de ser necesario. En su proyecto de investigación utilizó como metodología la realización de ensayos de esclerometría, modelamiento estructural del pabellón A en el software ETABS, y aplicación del análisis estático no lineal - Pushover según los lineamientos del ASCE 41-17 y VISION 2000. Posteriormente, al finalizar su investigación llegó a la conclusión que el pabellón A de la I.E. EL INGENIO alcanzó un desempeño funcional en dirección X-X, pero en dirección Y-Y los niveles de desempeño fueron de precolapso y colapso, lo que indica una pérdida de rigidez estructural.

Altamirano Segura (2023), en su investigación “*Evaluación del desempeño sísmico del pabellón D de la Institución Educativa San Ramón de Cajamarca*”, que fue elaborada en Perú, específicamente en el distrito de Cajamarca, tuvo como objetivo el

determinar cuál era el nivel de desempeño sísmico del pabellón “D” de la institución educativa San Ramón de Cajamarca aplicando los enfoques propuestos por la ATC-40 y el comité Visión 2000, para poder conseguir determinar el comportamiento estructural frente a eventos sísmicos de acuerdo con la norma E.030. Para la metodología utilizó ensayos de esclerometría y modelamiento estructural en el software SAP 2000, considerando planos estructurales del expediente técnico. Al finalizar la investigación, concluyó que la estructura no cumplía con los lineamientos adecuados, presentando daños importantes en elementos tanto estructurales como en no estructurales.

Julca Tarrillo (2023), en su investigación “*Nivel de desempeño sísmico del bloque “b1” de la I. E. Fe y Alegría n°22 San Luis Gonzaga de la ciudad de Jaén, 2022*”, que fue elaborada en Perú, específicamente en el departamento de Cajamarca, tuvo como objetivo determinar el nivel de desempeño sísmico del Bloque “B1” De la I.E. Fe y Alegría N°22 San Luis Gonzaga de la ciudad de Jaén, aplicando el método de los coeficientes propuesto y avalado por el ASCE 41–17. Por consiguiente, para la obtención de los datos necesarios para realizar dicha evaluación, hizo uso de los planos del expediente técnico y de los informes de rotura de probetas, luego realizó un modelo matemático estructural en el software computacional SAP 2000 v23.0. Al finalizar la investigación, concluyó que el nivel de desempeño sísmico de la estructura frente a un sismo del tipo raro es de control de daños.

2.2.BASES TEÓRICAS

2.2.1. FUNDAMENTOS DE LA SISMOLOGÍA Y AMENAZA SÍSMICA

2.2.1.1. TECTÓNICA MUNDIAL

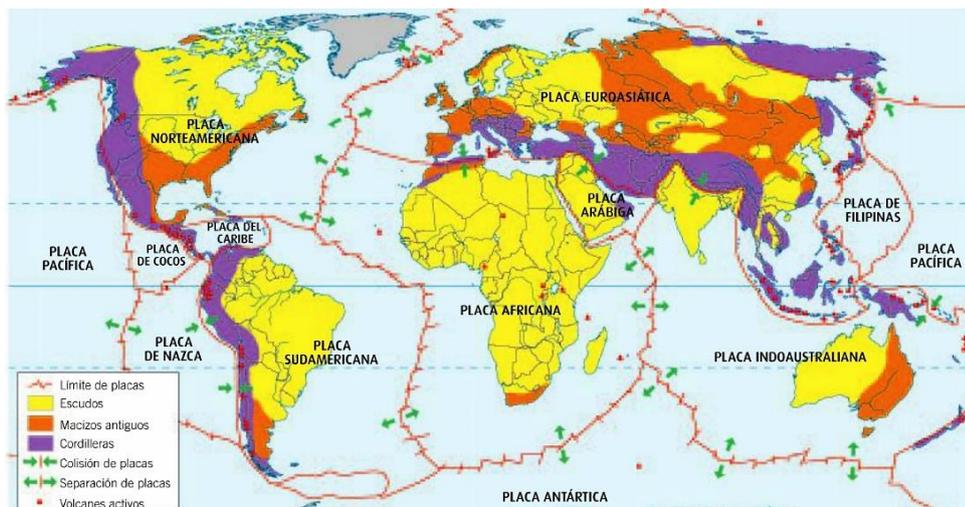
Existen diversos límites que dividen al Planeta Tierra en diferentes placas tectónicas. Es así que, la importancia del conocimiento de estos límites recae en que estas placas al moverse lentamente y generar interacción entre ellas, en estos límites por medio de sus bordes, ocasionan la modificación de la superficie terrestre (National Geographic, 2023).

Esto se reafirma, en relación con los procesos geológicos activos en el planeta, puesto que la teoría sobre la tectónica mundial se basa específicamente en un modelo

de la Tierra, el cual nos indica que la litósfera está dividida, formando muchas piezas de varios tamaños (placas) las cuales están en movimiento constante ocasionado por algún tipo de sistema de transferencia de calor el cual está ubicado internamente dentro del planeta (Servicio Geológico Mexicano, 2017).

Figura 1.

Placas tectónicas



Nota. De “Placas Tectónicas: Origen, ¿Qué son?, Características, Tipos y Más”, por MI Sistema Solar, 2018.

2.2.1.1.1. INTERACCIÓN ENTRE BORDES DE PLACAS

Las placas tectónicas interactúan entre ellas al moverse, chocar, separarse o deslizarse unas junto a otras, en donde sus bordes o márgenes son el lugar en donde ocurre toda esta interacción, ocasionando los eventos sísmos.

Por consiguiente, existen 3 tipos de bordes según este movimiento relativo (Isacks et al., 1968):

Bordes divergentes: Las placas se separan.

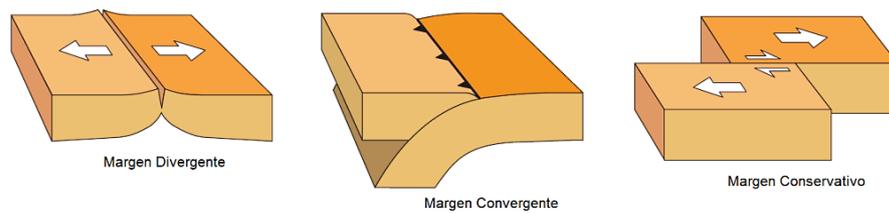
Bordes convergentes (subducción): Las placas chocan y son de 3 tipos; oceánica con oceánica, oceánica con continental y continental con continental.

Bordes conservativos (transformantes): Las placas se deslizan de manera lateral. En este tipo de borde es en donde suelen ocurrir los sismos de mayor magnitud.

A continuación, en la Figura 2 se muestra de manera más clara lo mencionado.

Figura 2.

Tipos de bordes entre placas tectónicas



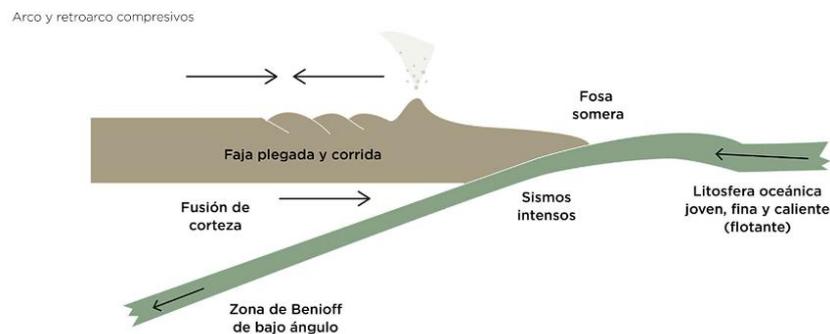
Nota. De “Plate Tectonics Continental Drift and Mountain Building”, por Frisch, W. y Meschede, M., 2011, Alemania.

2.2.1.1.2. MECANISMOS DE SUBDUCCIÓN

Cuando se menciona el término “subducción” se refiere al hundimiento de una placa por debajo del borde de otra placa, liberando más cantidad de energía sísmica que con los otros movimientos relativos (Pacheco et al., 1992). Por ello, Uyeda y Kanamori (1979) teniendo en cuenta esta energía liberada por sismos de gran magnitud determinaron 2 tipos de subducción: Chile (alta compresión) y Marianas (baja compresión).

Figura 3.

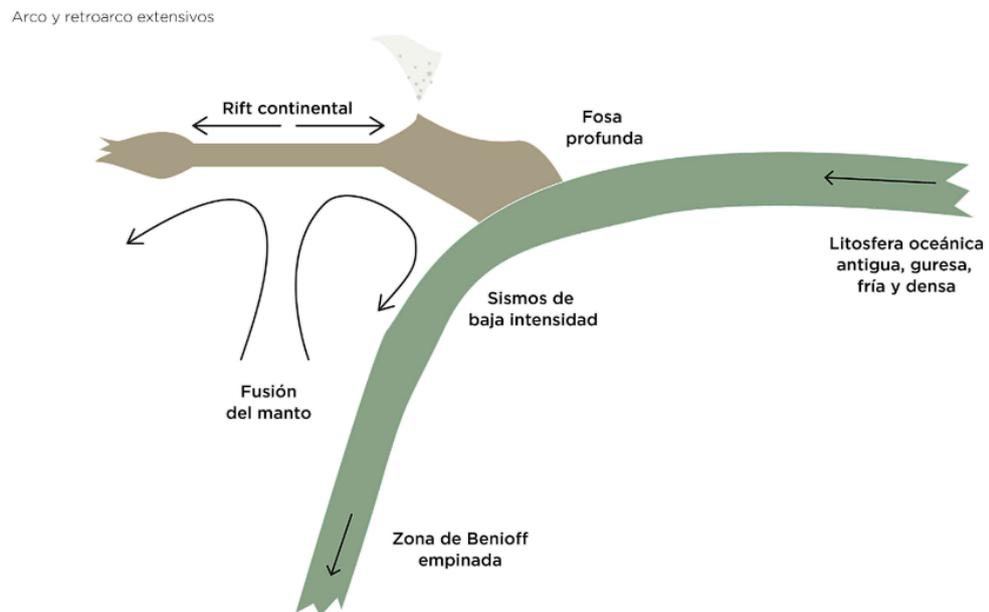
Tipos Chileno de subducción



Nota. De Atlas Nacional Interactivo de Argentina, por Ricardo Valera, 2019.

Figura 4.

Tipos Marianas de subducción



Nota. De Atlas Nacional Interactivo de Argentina, por Ricardo Valera, 2019.

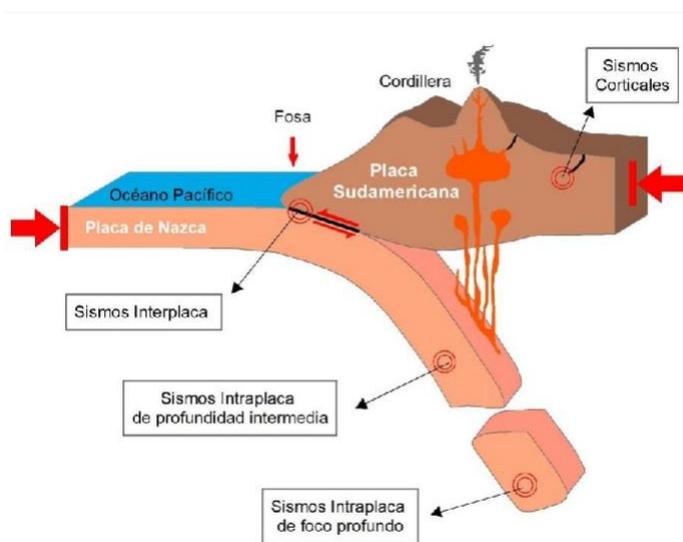
2.2.1.2. SISMICIDAD EN EL PERÚ

2.2.1.2.1. CONTEXTO SÍSMICO DEL PERÚ Y SUS PRINCIPALES AMENAZAS GEOLÓGICAS

El Perú es uno de los países que se encuentra ubicado en una de las zonas con más alta actividad sísmica en el mundo, debido a que se encuentra, específicamente en donde ocurre la introducción de la placa tectónica de Nazca por debajo de la placa Sudamericana (Tavera y Buforn, 1998). Por ello, este constante proceso de subducción ha ocasionado que la energía sísmica se libere de manera continua cuando ocurre el contacto entre estas dos placas (Tavera, 2020). De modo que, dicha energía generada se libera de manera violenta debido a que se encuentra acumulada durante décadas (Tavera y Buforn, 1998).

Figura 5.

Tipos de sismos que ocurren en zonas de convergencia de placas: Placas de Nazca y Sudamericana



Nota. De Instituto Geofísico del Perú, por Hernando Tavera, 2020.

Por otro lado, es importante el resaltar que los sismos del tipo interface y corticales son los que ocasionan más vibración del suelo y que debido a ello han ocasionado daños muy importantes en el país (Tavera, 2020).

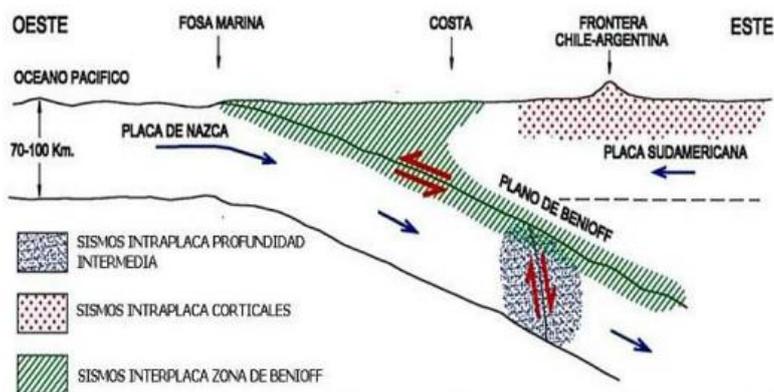
2.2.1.2.2. SISMICIDAD LOCAL

En la Región de Cajamarca, la apreciación con respecto a la amenaza sísmica ha sido y es actualmente subestimada, debido a que existe una menor ocurrencia de eventos sísmicos de gran magnitud en el territorio en comparación con otros lugares del país. Esto nos llevaría a considerar que Cajamarca es una Región con baja sismicidad o que en esta zona no se producirían sismos. Sin embargo, esto no significa que estemos completamente seguros, puesto que la sismicidad en Cajamarca se encuentra influenciada tanto por la actividad tectónica regional como por los fenómenos geológicos locales.

Además, aunque Cajamarca no se encuentre en la zona con más actividad de subducción en el país, sí se encuentra expuesta a sismos del tipo intraplaca (ver Figura 5 Y Figura 6), los cuales son generados por esfuerzos tectónicos que se

acumulan en el interior de la corteza andina y están relacionados con fallas locales, ocasionando movimientos sísmicos superficiales (Rodríguez & Tavera, 1987).

Figura 6.
Sismos intraplaca



Nota. De “Comportamiento sísmico de estructuras en el interior de cavernas”, por Raggi Jadue, 2011.

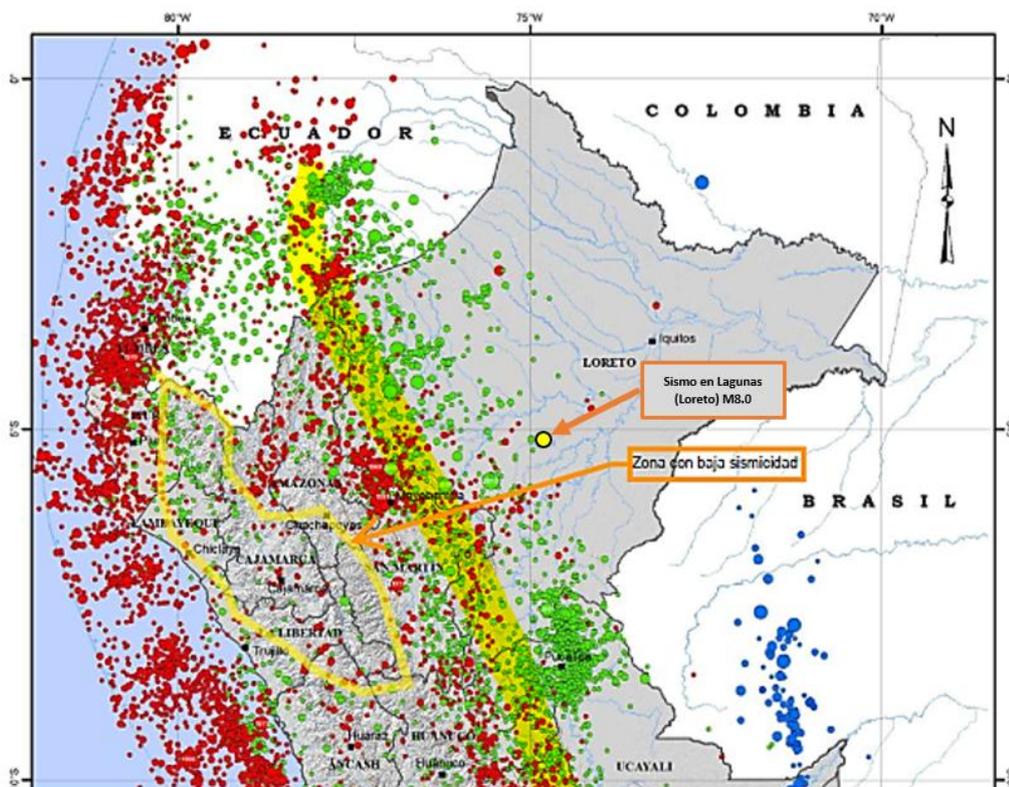
Por otro lado, es importante resaltar que, además los sismos ocasionados por la interacción entre placas tectónicas, también existen eventos sísmicos debidos al deslizamiento de grandes masas de tierra y al colapso de cavernas subterráneas, los cuales son fenómenos que puede ocurrir en cualquier momento y lugar, aunque con menos frecuencia, pero con graves consecuencias en estructuras sin el adecuado diseño sismorresistente (Unidad de Registro Sísmico de Alicante, 2013).

Asimismo, aunque Cajamarca sea una región, la cual no se encuentra en el epicentro de los eventos sísmicos más comunes y de gran magnitud en el país, no está libre de experimentar ciertos efectos provocados por estos, puesto que las ondas sísmicas que se generan en estos eventos pueden extenderse a zonas cercanas, pudiendo llegar a afectar la estabilidad de las edificaciones (Red Sismológica Nacional de Costa Rica, 2015).

A continuación, se muestra en la Figura 7 que, efectivamente, la Región Cajamarca es una zona con baja sismicidad en el Perú, y en contraste también se muestran las zonas con más alta sismicidad como la zona que abarca la falla subandina (franja amarilla) en donde se generan los sismos o terremotos en el oriente (Loreto).

Figura 7.

Delimitación de acuerdo a la distribución epicentral de zona con baja sismicidad en el Perú

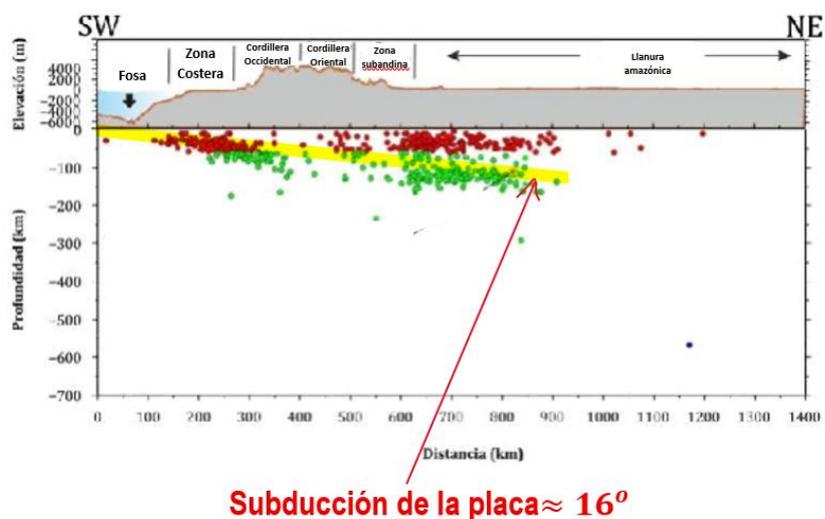


Nota. Adaptado Mapas sísmicos, por Instituto Geofísico del Perú, 2023.

En otro sentido, también podemos observar en la Figura 8 una sección vertical de la zona Norte del Perú con focos sísmicos en profundidad y los hipocentros ubicados en la placa, observándose la tendencia de la subducción de la Placa de Nazca con un ángulo pequeño ($\approx 16^\circ$), lo cual indica la baja sismicidad que presenta esta zona. Sin embargo, esto no significa la ausencia de movimientos sísmicos, ya que, como se mencionó anteriormente, mediante la transmisión a través del suelo de las ondas sísmicas, las cuales pueden arribar hasta zonas lejanas, son perceptibles con algunos daños por estos movimientos bruscos, como los casos ocurridos en el mar de Ancash (31 de mayo de 1970, M7.9) (Astonitas, 2025) y en el distrito de Lagunas en la Región de Loreto (26 de mayo de 2019, M8.0); en donde estos eventos sísmicos se llegaron a percibir en zonas lejas, como en la Región de Cajamarca (Ministerio de Salud [MINSAL], 2019).

Figura 8.

Hipocentros de los sismos en la zona de subducción en el norte del Perú



Nota. Adaptado Microgeodesy and South American Tectonics, por Gary Margrave, 1980.

Además, es necesario resaltar la importancia de diferenciar y conocer dos tipos de sismos con respecto a su origen: sismos tectónicos y sismos corticales.

Sismos Tectónicos: En el Norte del Perú, no existen sismos debido a la interacción de la Placa de Nazca con la Placa Sudamericana, debido a que la placa de Nazca subduce debajo de la Placa Sudamericana con un ángulo muy pequeño; es decir se arrastra, tal como se muestra en la Figura 8. Además, algo importante de recordar es que hace millones de años la Ciudad de Cajamarca fue un volcán alineado perfectamente con el cinturón volcánico; sin embargo, se taponeó y desapareció, siendo la causa de esto el arrastre de la Placa de Nazca debajo de la Sudamericana mencionado anteriormente.

Sismos corticales o superficiales. Los sismos corticales o Superficiales son sismos que ocurren en la corteza terrestre, a una profundidad inferior a los 60 o 70 kilómetros. Estos sismos también pertenecen a la Falla Subandina como se puede ver en la Figura 7, siendo estos asociados a la deformación de la propia corteza y la reactivación de fallas activas locales, más que a la interacción entre grandes placas tectónicas. Su principal característica es que,

debido a su poca profundidad, las ondas sísmicas superficiales que generan son más intensas, lo que causa un mayor impacto y daños significativos en la superficie. Asimismo, para detectar estas fallas locales, por ejemplo, en la Región Cajamarca, es necesario un estudio profundo de las grietas más peligrosas, y su identificación, puesto que la corteza terrestre debe estará grietada y; por su puesto, que muchas de ellas estarán activas; es decir, en movimiento relativo y que pueden desencadenar, en cualquier momento, un sismo cortical catastrófico.

Por lo tanto, es realmente necesario tener una preparación adecuada, frente a posibles eventos sísmicos en la región, para así lograr garantizar la seguridad de las edificaciones y las personas que las albergan.

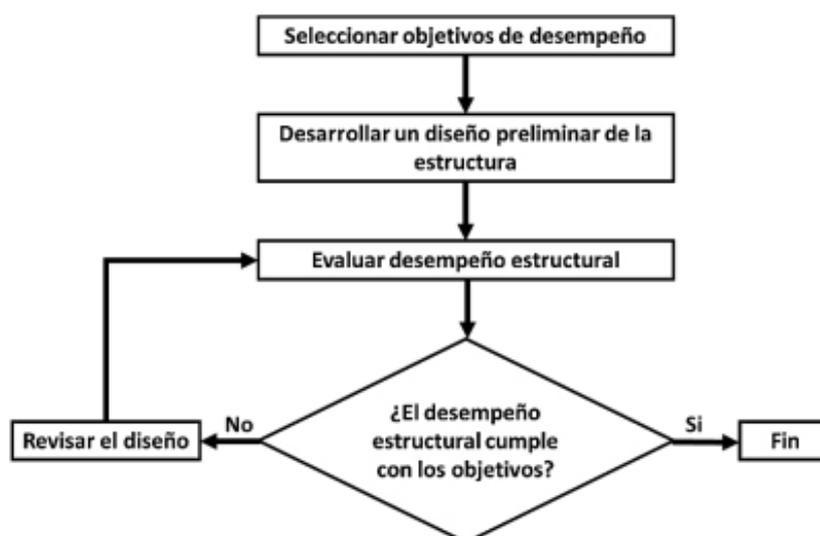
2.2.2. DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESEMPEÑO

2.2.2.1. FUNDAMENTOS DEL DISEÑO POR DESEMPEÑO

El diseño sísmico basado en desempeño no es más que una filosofía, la cual contempla cumplir ciertos objetivos específicos de desempeño estructural en las edificaciones, frente a diversos niveles de amenaza sísmica.

Figura 9.

Proceso de la filosofía de diseño basado en el desempeño



Nota. De Universidad Autónoma de Sinaloa, por Ramón Gaxiola Camacho, 2022.

Es así que, dichos objetivos que tiene este tipo de diseño se pueden sintetizar en alcanzar un equilibrio entre costos de construcción, mantenimiento y riesgos aceptables tanto de daños como de fallas en el tiempo de vida útil de las obras (Esteva Maraboto, 2001)

2.2.2.1.1. DESEMPEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS

Las fuerzas generadas en un evento sísmico provocan desplazamientos en las estructuras, siendo esto una consideración importante al momento de determinar el nivel de desempeño estructural de una edificación, ya que si dicha estructura tiene la suficiente capacidad de soportar las fuerzas sísmicas de manera elástica se puede decir que existe una relación entre la fuerza y el desplazamiento de forma lineal. Por otro lado, si la estructura no tiene la capacidad de soportar dichas fuerzas de manera elástica, entonces pasa a la zona de plasticidad, en la cual la estructura comienza a depender de su rigidez elástica, propiedades de inelasticidad y la historia de desplazamientos que ésta presenta (Suárez, 2009).

2.2.2.2. OBJETIVOS DEL DISEÑO POR DESEMPEÑO

2.2.2.2.1. OBJETIVO BÁSICO PARA EDIFICIOS EXISTENTES

Históricamente, este tipo de diseños y evaluaciones basadas en el desempeño sísmico, tuvieron un auge en las décadas de 1970 y 1980 en el oeste de Estados Unidos, debido a que después de la ocurrencia casi anual de sismos en California, los propietarios de las edificaciones comenzaron pedir que los ingenieros evalúen los edificios existentes para poder así reforzarlos y conseguir seguridad en función del desempeño (Hamburger y Hooper, 2011)

2.2.2.2.2. PROPUESTA DEL COMITÉ VISIÓN 2000 (SEAOC)

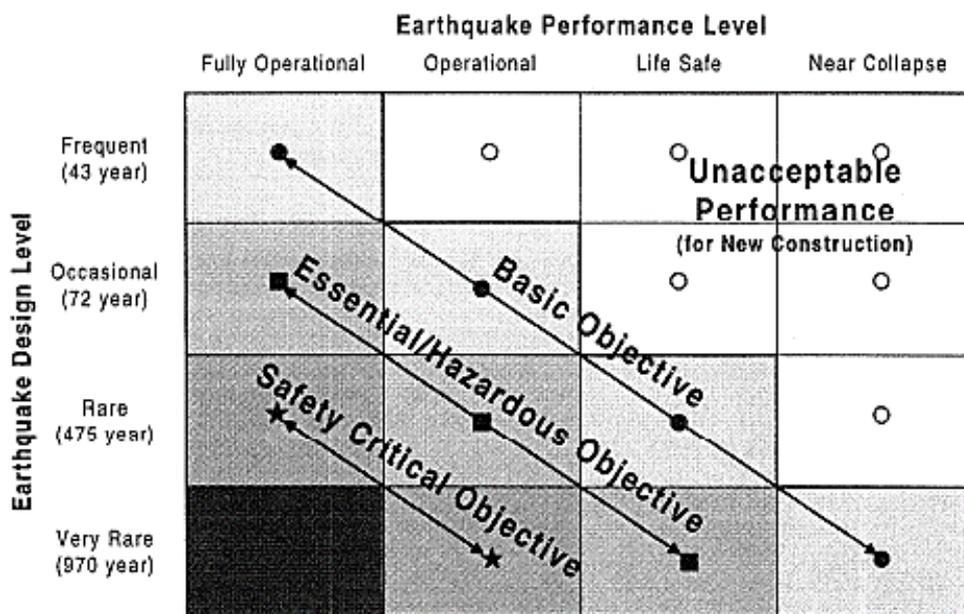
El documento publicado por la Structural Engineers Association of California (SEAOC) en 1995 con la propuesta del Comité Vision 2000 (Bozorgnia & Bertero, 2004), nos da diferentes recomendaciones que buscan una ingeniería más segura basándose en el desempeño estructural.

Es así que, la propuesta del Comité Vision 2000 fue básicamente una tabla de objetivos recomendados para diferentes tipos de edificaciones, en donde, se

relaciona cuatro niveles de desempeño estructural frente a cuatro niveles de amenaza sísmica, tal como se muestra en la Figura 10.

Figura 10.

Objetivos de desempeño sísmico de Visión 2000



Nota. De Earthquake engineering: From engineering seismology to performance-based engineering, por Bozorgnia & Bertero, 2004.

2.2.2.3. NIVELES DE DESEMPEÑO SÍSMICO

2.2.2.3.1. PROPUESTA DEL NIVEL DE DESEMPEÑO SEGÚN EL COMITÉ VISION 2000

La propuesta del Comité Vision 2000 publicada por la SEAOC en 1995, nos brinda niveles de desempeño desde el funcionamiento inmediato (totalmente operacional) hasta la prevención de colapso (cerca al colapso), en donde cada uno presenta criterios específicos con respecto a los daños y funcionalidad.

De manera detallada, los niveles propuestos por el SEAOC (1995) en Vision 2000 son los siguientes:

- ✓ **Totalmente operacional:** Funcionalidad sin interrupciones de la estructura.
- ✓ **Operacional:** Daños reparables sin comprometer la seguridad y ocupación casi inmediata.

- ✓ **Seguridad de vida:** No colapso, protección de los ocupantes e inoperabilidad inmediata.
- ✓ **Cerca al colapso:** En esta zona la estructura ya presenta daños importantes, cerca del colapso.

2.2.2.4. NIVELES DE AMENAZA SÍSMICA

El conocer cuáles son los diferentes niveles de amenaza sísmica a los cuales estarían probablemente expuestos los diseños que realicemos, es algo fundamental y necesario en el diseño basado en el desempeño, ya que con ello podemos considerar acciones y propuestas más adecuadas para asegurar que la estructura diseñada sea más confiable, económica y segura.

2.2.2.4.1. PROPUESTA VISIÓN 2000

La propuesta dada por el Comité Vision 2000 determina 4 de amenaza sísmica para el diseño por desempeño, estos son (SEAOC, 1995):

Frecuente: Periodo de retorno de 43 años y una probabilidad de excedencia de 50% en 30 años.

Ocasional: Periodo de retorno de 72 años y una probabilidad de excedencia de 50% en 50 años.

Raro: Periodo de retorno de 475 años y una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años.

Muy raro: Periodo de retorno de 970 años y una probabilidad de excedencia de 10% en 100 años.

Es así que, teniendo en cuenta los niveles de amenaza sísmica, el Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995) propone una matriz en donde se pueden evidenciar los objetivos de desempeño sísmico para cada nivel de amenaza y de desempeño.

Tabla 1.

Matriz de desempeño sísmico según el Comité Vision 2000

Nivel sísmico de diseño	Niveles de desempeño sísmico			
	Operacional	Funcional	Seguridad de vida	Precolapso
Frecuente	E.B.	D.I.	D.I.	D.I.
Ocasional	E.S.	E.B.	D.I.	D.I.
Raro	E.S.C	E.S.	E.B.	D.I.
Muy raro		E.S.C.	E.S.	E.B.

Nota. Adaptado de Comité Vision 2000, por Structural Engineers Association of California, 1995.

Siendo que, las iniciales en cada recuadro tienen su designación tal como se muestra a continuación (SEAOC, 1995).

D.I: Desempeño inaceptable

E.B: Estructuras básicas

E.S: Estructuras esenciales

E.S.C: Estructuras de seguridad crítica

2.2.3. NORMA PERUANA DE DISEÑO SISMORRESISTENTE (E.030)

La normativa técnica peruana de diseño sismorresistente E.030 (2018) indica los requisitos mínimos obligatorios a nivel nacional que se deben considerar al momento de diseñar edificaciones para conseguir así un comportamiento sísmico adecuado en las edificaciones.

La filosofía que establece consiste en evitar pérdida de vidas humanas, asegurar la continuidad de los servicios básicos y minimizar los daños a la propiedad (NTP E.030, 2018).

Sin embargo, es de reconocer que la normativa no considera la interacción que existe entre los elementos estructurales con los no estructurales durante un sismo y además de eso no siempre suele reflejar de manera correcta las características sísmicas locales en su espectro de respuesta.

2.2.3.1. SISTEMAS ESTRUCTURALES SISMORRESISTENTES

La normativa E.030 (2018) determina diferentes sistemas estructurales utilizados en edificaciones e indica sus criterios de aplicación teniendo en cuenta la altura y el uso de la estructura.

En este contexto, cuando se trata del diseño estructural frente a fuerzas sísmicas es importante el identificar cuál es el tipo de sistema estructural de la edificación en estudio, ya que con ese dato podemos determinar el coeficiente básico de reducción según lo indicado en la normativa tal como se evidencia en la siguiente tabla:

Tabla 2.

Coeficiente básico de reducción según el sistema estructural

Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción
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
Muros Estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería armada	3
Madera	7(**)

Nota. Adaptado de Norma Técnica Peruana E.030, 2018.

2.2.3.2. IRREGULARIDADES EN ALTURA Y PLANTA

La NTP E.030 (2018) define diferentes irregulares que puede presentar una edificación tanto en altura como en planta, las cuales en cada caso tienen un factor correspondiente, el cual al multiplicarlo con el coeficiente básico de reducción “Ro” se obtiene el coeficiente de reducción “R”.

Los tipos de irregularidades y sus respectivos factores según lo indicado por la normativa técnica peruana son los mostrados a continuación.

Tabla 3.*Irregularidades en altura*

Irregularidades Estructurales en Altura		Factor I_a
01	Regular	1.00
02	Irregularidad de Rigidez-Piso Blando	0.75
03	Irregularidad de Resistencia-Piso Débil	0.75
04	Irregularidad Extrema de Rigidez	0.50
05	Irregularidad Extrema de Resistencia	0.50
06	Irregularidad de Masa o Peso	0.90
07	Irregularidad Geométrica Vertical	0.90
08	Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	0.80
09	Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes	0.60

Nota. Adaptado de Norma Técnica Peruana E.030, 2018.

Tabla 4.*Irregularidades en planta*

Irregularidades Estructurales en planta		Factor I_a
01	Regular	1.00
02	Irregularidad Torsional	0.75
03	Irregularidad Torsional Externa	0.60
04	Esquinas Entrantes	0.90
05	Discontinuidad del Diafragma	0.85
06	Sistemas no Paraclos	0.90

Nota. Adaptado de Norma Técnica Peruana E.030, 2018.

2.2.3.3. CATEGORÍA DE EDIFICACIONES

La Norma Técnica Peruana E.030 (2018) determina la clasificación de las edificaciones en 4 categorías de acuerdo a su importancia y su función.

Tabla 5.*Categoría de edificaciones y su respectivo factor de uso (U)*

Categoría	Descripción	Factor U
Categoría A	A1 esenciales	Nota 1
	A2 esenciales	1.50
Categoría B	Edificaciones importantes	1.30
Categoría C	Edificaciones comunes	1.00
Categoría D	Edificaciones temporales	Nota 2

Nota. Adaptado de Norma Técnica Peruana E.030, 2018.

2.2.3.4. ZONAS SÍSMICAS SEGÚN NORMATIVA

Según la Norma Técnica Peruana E.030 (2018), el territorio nacional se encuentra dividido en 4 zonas sísmicas de acuerdo a su peligrosidad desde la menos peligrosa (zona 1) hasta la más peligrosa (zona 4).

Figura 11.

Zonas sísmicas en Perú



Nota. De Norma Técnica Peruana E.030, 2018.

Como se puede observar en la Figura 11 el distrito de Cajamarca se clasifica como zona sísmica 3, lo cual indica que presenta un nivel alto de amenaza sísmica según la normativa.

2.2.3.5. OTROS ASPECTOS RELEVANTES

La normativa E.030 (2018) además de definir sistemas estructurales, indicar factores de acuerdo a las irregularidades presentes, categorizar las edificaciones y zonificar de acuerdo a zonas sísmicas al Perú, también nos brinda condiciones geotécnicas, las cuales se clasifican en categorías (S0, S1, S2, S3, S4). Del mismo modo también nos da parámetros de sitio (S , T_p y T_1) y factores de amplificación sísmica (C) tal como se muestra a continuación en las siguientes tablas.

Tabla 6.*Clasificación de perfiles de suelo*

Perfil	\bar{V}_s	\bar{N}_{60}	\bar{s}_u
S ₀	> 1500 m/s	-	-
S ₁	500 m/s a 1500 m/s	> 50	>100 kPa
S ₂	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S ₃	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S ₄	Clasificación basada en el EMS		

Nota. Adaptado de Norma Técnica Peruana E.030, 2018.

Tabla 7.*Factores de suelo (S) según la zona*

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

Nota. Adaptado de Norma Técnica Peruana E.030, 2018.

Tabla 8.*Periodos según el perfil de suelo*

	Perfil de suelo			
	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

Nota. Adaptado de Norma Técnica Peruana E.030, 2018.

Tabla 9.

Factores de amplificación sísmica (C)

Factor “C” según características del sitio	
$T < T_p$	$C = 2.5$
$T_p < T < T_L$	$C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T}\right)$
$T > T_L$	$C = 2.5 * \left(\frac{T_p * T_L}{T^2}\right)$

Nota. Adaptado de Norma Técnica Peruana E.030, 2018.

2.2.4. EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO INELÁSTICO DE ESTRUCTURAS

La evaluación del desempeño sísmico en edificaciones nos da una estimación del daño que podría llegar a generarse en una estructura frente a la ocurrencia de un evento sísmico, teniendo en cuenta su tipo de uso y funcionalidad, para así lograr determinar el comportamiento estructural de la edificación en estas situaciones. Por ello, esta evaluación se basa en la formación de articulaciones en los elementos de la estructura, llamadas rótulas plásticas, las cuales representan el comportamiento no lineal de la estructura, simulando con ello el comportamiento sísmico real.

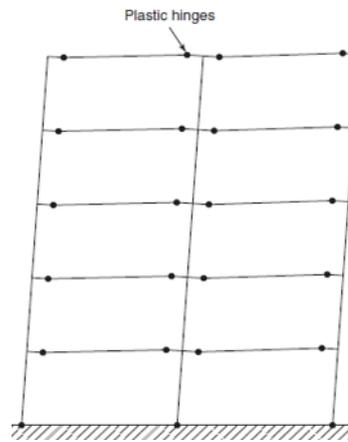
2.2.4.1. ASIGNACIÓN DE ROTULAS PLÁSTICAS

2.2.4.1.1. DEFINICIÓN DE RÓTULA PLÁSTICA

Es una articulación o liberación que se coloca cuando una sección en un elemento se ha plastificado; es decir, toda la concentración plástica se encuentra ahí, para que el elemento pueda desplazarse libremente. Estas rótulas se activan una vez que el esfuerzo de cedencia es superado. Por ello, se suelen ubicar en las zonas donde se llega a prever que existirá un comportamiento inelástico.

Figura 12.

Asignación de rótulas plásticas del comportamiento inelástico



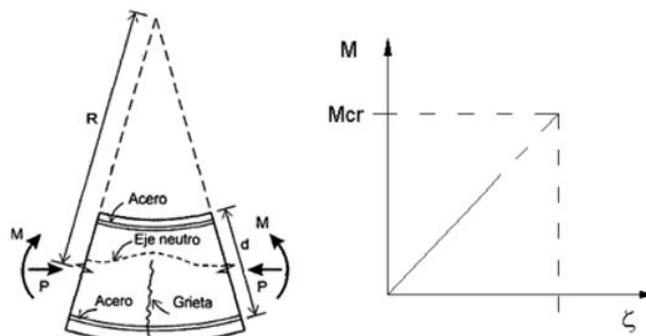
Nota. De “Estudio sobre la efectividad del criterio pilar fuerte-viga débil en el diseño sísmico de pórticos de hormigón”, por Mejía Trejo, 2017.

2.2.4.1.2. RELACIONES MOMENTO—CURVATURA Y MOMENTO—GIRO

La relación entre el momento y la curvatura es la que relaciona la flexión y la deformación angular de una sección estructural; es decir, explica como una sección se deforma debido a un momento flector. En tal sentido, para determinar esta relación se hace uso de diagramas esfuerzo vs deformación tanto del concreto como del acero, para así obtener una respuesta más amplia sobre el comportamiento real de la estructura frente a fuerzas de flexión (Ottazzi Pasino, 2003).

Figura 13.

Momento y curvatura de una sección



Nota. Adaptado de “Reinforced concrete structures”, por Park & Paulay, 1975.

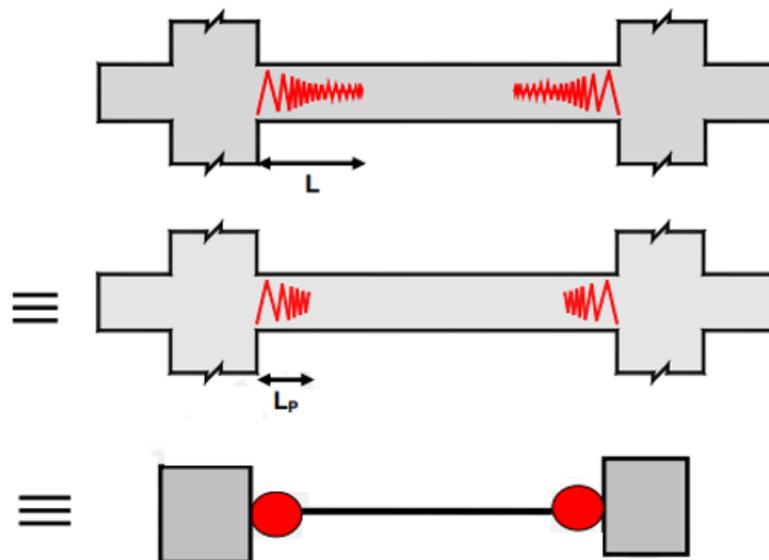
Sin embargo, esta relación solo describe la respuesta de una sección estructural, como se mencionó anteriormente. Por lo tanto, es necesario llevar esta relación a algo más global, como una viga o columna estructural. Para este problema, es que existe la transición de la relación momento-curvatura a la de momento-giro, la cual determina el comportamiento de un elemento estructural frente a la rotación de sus extremos, es decir, esta relación nos brinda los valores obtenidos con el momento-curvatura de un elemento estructural, pero representado el giro por el producto entre valor de curvatura y la longitud de la rótula plástica (ATC-40, 1996).

Asimismo, una vez dado el agrietamiento en la sección, esta relación continúa aún de forma lineal, pero con una pendiente diferente, hasta llegar a la fluencia del acero o al agotamiento del concreto. Siendo que, sí el primero en llegar a la fluencia es el acero, entonces dicha sección puede deformarse libremente hasta llegar a su primer máximo esfuerzo y luego a su máxima deformación (Ottazzi Pasino, 2003).

En el caso de estructuras aporricadas de concreto reforzado frente a fuerzas sísmicas, el comportamiento plástico se suele concentrar en zonas cercanas a los nudos en los extremos, dándonos a entender que el daño generado no es uniforme, sino que se concentra más en los extremos.

Figura 14.

Idealización de daño en vigas



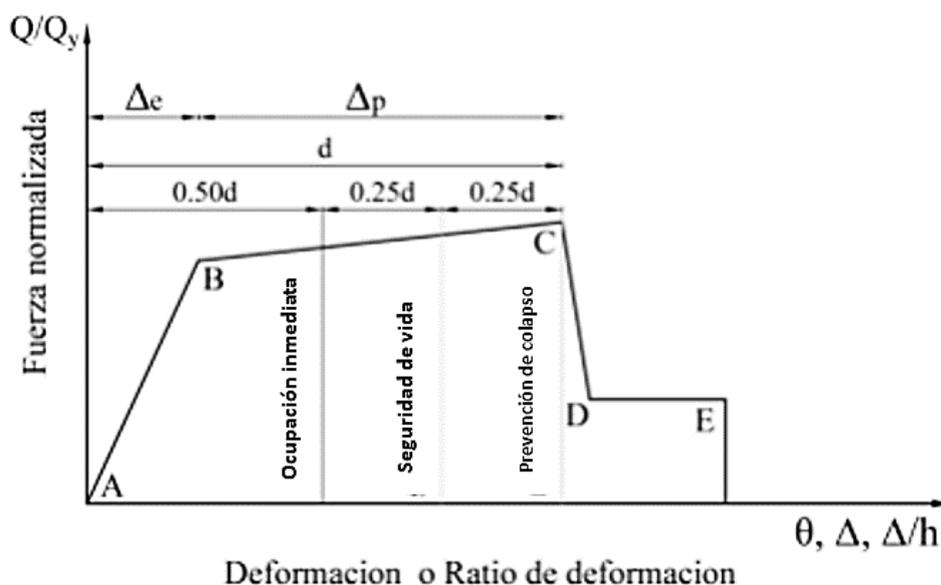
Nota. De “Desempeño sísmico de un edificio aporricado peruano de seis pisos”, por Borda & Pastor, 2007.

En tal sentido, dichas zonas de concentración de la deformación plástica se denominan rotulas plásticas, como se anticipó anteriormente, y como se evidencia en la Figura 14 tienen una longitud “ L_p ” ($0.4h$ o $0.5h$) (Paulay & Nigel, 1992), la cual es menor a la del daño total “ L ”. Es así que, teniendo esto en cuenta, se puede obtener la relación momento-giro al multiplicar valores de la curvatura por la longitud “ L_p ” como se mencionó anteriormente.

Sin embargo, debido a la gran cantidad de secciones existentes en la estructura de una edificación y la dificultad para conseguir realizar la construcción de diagrama de momento-giro para cada elemento, es que se usan diagramas simplificados los cuales están basados en líneas rectas entre los puntos críticos y tablas las cuales nos proporcionan valores para los parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales. Asimismo, es importante resaltar que el software ETABS v.21.2 (utilizado en la presente investigación) considera estos diagramas simplificados y tablas propuestas en la ASCE 41-17.

Figura 15.

Diagrama simplificado de carga vs deformación para rótulas plásticas



Nota. Adaptado de Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, por ASCE 41-17, 2017.

Tabla 10.

Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales en vigas de concreto armado

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a				
	Plastic Rotation Angle (radians)	Residual Strength Ratio	c	Plastic Rotation Angle (radians)				
				IO	LS	CP		
	a	b						
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\frac{P}{A_s f_c'} \leq 0.0$	C	$\frac{V^d}{b_w d \sqrt{f_{ctE}}} \leq 3 (0.25)$	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤ 0.0	C	$\geq 6 (0.5)$	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥ 0.5	C	$\leq 3 (0.25)$	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥ 0.5	C	$\geq 6 (0.5)$	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	$\leq 3 (0.25)$	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	$\geq 6 (0.5)$	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	$\leq 3 (0.25)$	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	$\geq 6 (0.5)$	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear ^b								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

Nota. De Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, por ASCE 41-17, 2017.

Tabla 11.

Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales en columnas de concreto armado

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a				
	Plastic Rotations Angle (radians)	Residual Strength Ratio	c	Plastic Rotations Angle (radians)				
				IO	LS	CP		
	a	b						
Condition i. ^b								
$\frac{P}{A_s f_c'} \leq 0.1$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$		0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≤ 0.1	$= 0.002$		0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034
≥ 0.6	$= 0.002$		0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005
Condition ii. ^b								
$\frac{P}{A_s f_c'} \leq 0.1$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_{ctE}}} \leq 3 (0.25)$	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≤ 0.1	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≥ 0.6	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iii. ^b								
$\frac{P}{A_s f_c'} \leq 0.1$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$		0.0	0.060	0.0	0.0	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.0	0.0	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.0	0.0	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^b								
$\frac{P}{A_s f_c'} \leq 0.1$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$		0.0	0.060	0.4	0.0	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.4	0.0	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.2	0.0	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Nota. De Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, por ASCE 41-17, 2017.

2.2.5. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL – PUSHOVER

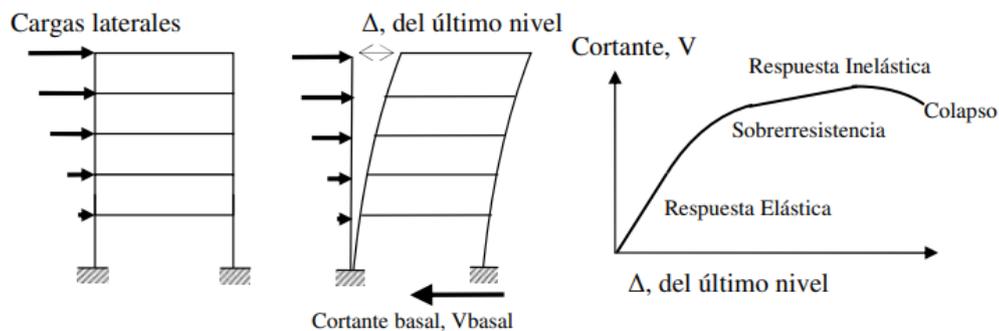
2.2.5.1. FUNDAMENTOS DEL ANÁLISIS

En todo el mundo, existe una gran preocupación por el comportamiento estructural de las edificaciones frente a fuerzas originadas por eventos sísmicos. Por ello, para conseguir estimar cuál será dicha respuesta de las estructuras bajo estas fuerzas sísmicas es que nace el análisis estático no lineal, también llamado análisis Pushover, el cual se basa en fuerzas laterales incrementales sobre una estructura, las cuales tienen como objetivo hacer llegar a la estructura al límite del colapso (Aguiar Falconi, 2002)

En tal sentido, algunos documentos internacionales como la ATC-40 (1996) y el FEMA 356 (2000) han establecido diversas metodologías para el modelamiento de la no linealidad presente en los elementos estructurales, esto por medio de curvas que relacionan la fuerza aplicada en las estructuras con las deformaciones a causa de las mismas.

Figura 16.

Proceso del Análisis Pushover



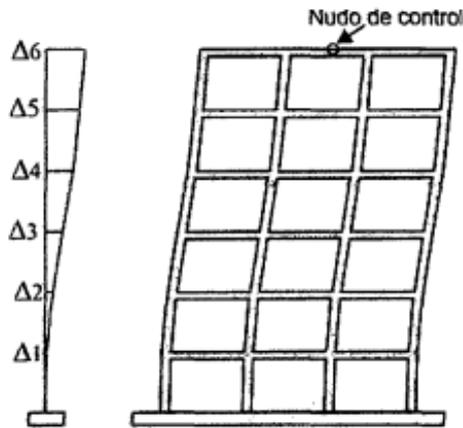
Nota. De “Propuesta metodológica para la evaluación del desempeño estructural de una estantería metálica”, por Arango et al., 2009.

2.2.5.2. CURVA DE CAPACIDAD

La curva de capacidad se define de manera breve como una curva que relaciona la suma de todas las fuerzas cortantes horizontales que los pisos de una estructura, transmiten hacia la base de la edificación en estudio (fuerza cortante basal) y el desplazamiento lateral del nudo de control que se encuentra ubicado en la parte superior de la misma (Aguiar Falconi, 2003).

Figura 17.

Patrón de desplazamientos y nudo de control

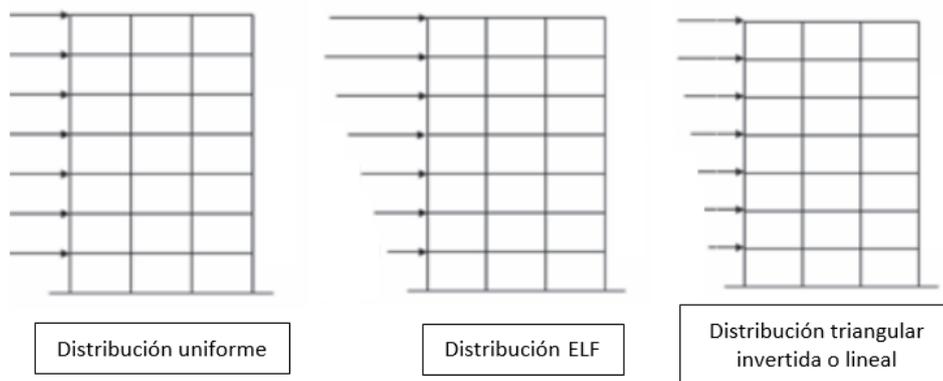


Nota. De “Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada”, por Bonett Díaz, 2003.

Esta curva es generada cuando se somete a una estructura a fuerzas laterales incrementales. En tal sentido, existen 3 patrones para esta distribución de fuerzas (Bonett Díaz, 2003). Siendo estas las siguientes:

Figura 18.

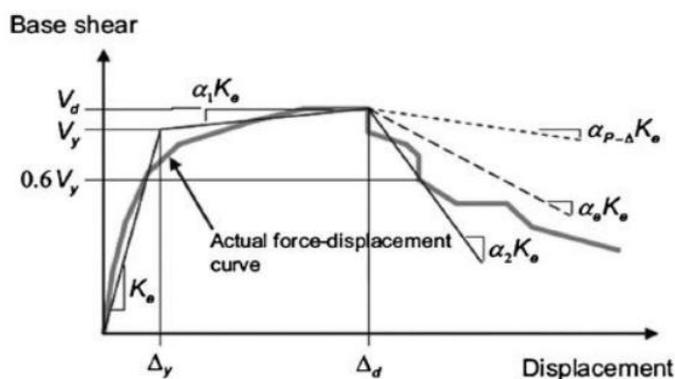
Patrones de cargas laterales en una estructura



Nota. Adaptado de “Deficiencias, limitaciones, ventajas y desventajas de las metodologías de análisis sísmico no lineal”, por Mora et al., 2006.

Por otro lado, la ASCE 41-17 (2017) teniendo en cuenta la importancia de esta curva al simular el comportamiento de una estructura sometida a fuerzas generadas por un evento sísmico, nos presenta una idealización de la misma, tal como se muestra a continuación.

Figura 19.
Idealización de la curva de capacidad

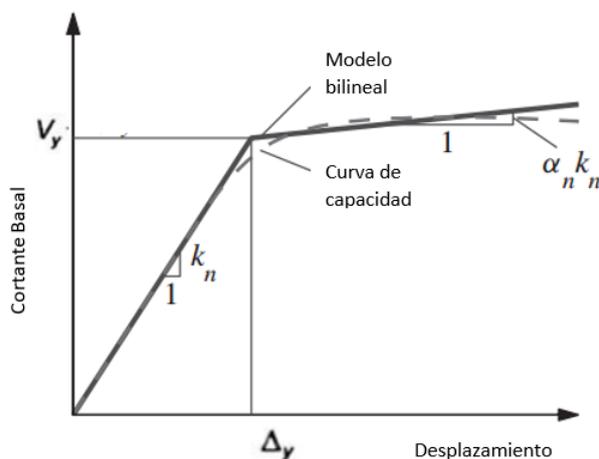


Nota. De Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, por ASCE 41-17, 2017.

2.2.5.2.1. REPRESENTACIÓN BILINEAL DE LA CURVA DE CAPACIDAD

Para facilitar la evaluación de la curva de capacidad frente a la de demanda existe un modelo simplificado, el cual es el modelo bilineal de la curva de capacidad. Es así que, dicha representación muestra de manera simple la zona de linealidad y de no linealidad de la curva, siendo estas divididas por el punto de fluencia efectiva, tal como se muestra a continuación (Bonett Díaz, 2003).

Figura 20.
Representación de modelo bilineal de la curva de capacidad



Nota. Adaptado de Dinámica de estructuras (4.ª ed.), por Chopra, 2012.

Asimismo, para lograr obtener esta representación bilineal de la curva, existen diferentes criterios, como el de rigidez tangente horizontal, rigideces tangentes y el de

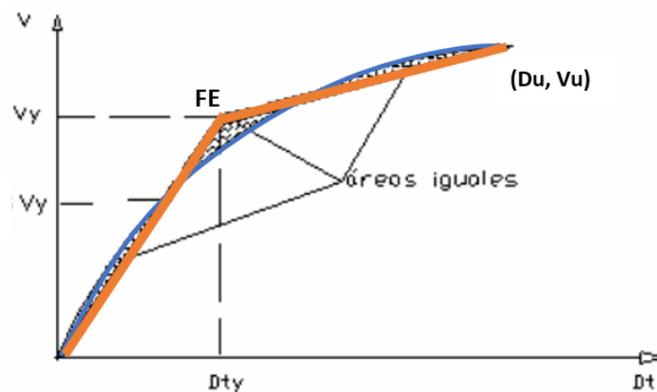
áreas iguales; siendo este último el más usado por el FEMA 273 (1997) y será explicado a continuación.

i. **CRITERIO DE LAS ÁREAS IGUALES**

Para este criterio existen 2 métodos de obtención del modelo bilineal de la curva de capacidad. El primero es en el cual se tienen que igualar las áreas generadas (internas = externa) por la intersección de la curva de capacidad con la representación bilineal (Aguiar Falconi, 2003).

Figura 21.

Idealización del 1er método del criterio de las áreas iguales

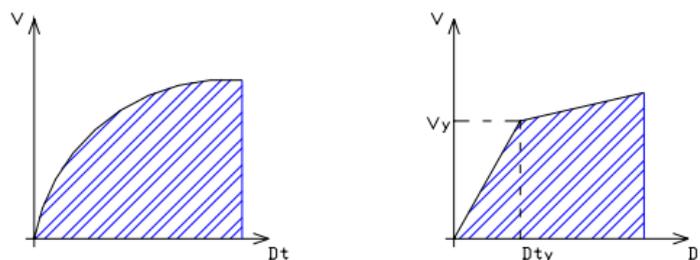


Nota. Adaptado de “Análisis Sísmico por desempeño”, por Aguiar Falconi, 2003.

El segundo método trata también sobre igualar áreas, pero con la diferencia de que en este caso son áreas completas generadas una por la curva de capacidad y otra por el modelo bilineal de la misma curva (Aguiar Falconi, 2003).

Figura 22.

Idealización del 2do método del criterio de áreas



Nota. De “Análisis sísmico por desempeño”, por Aguiar Falconi, 2003.

2.2.6. ESPECTROS Y PUNTO DE DESEMPEÑO

2.2.6.1. ESPECTRO DE CAPACIDAD

Para aplicar el Método del Espectro de Capacidad que propone el ATC-40 (1996), se necesita el transformar la curva de capacidad a un espectro de capacidad. En tal sentido, para realizar esta transformación se utiliza las propiedades modales del modo fundamental de vibración, permitiendo así el poder representar la respuesta estructural en términos de un sistema de Acceleration Displacement Response Spectra (ADRS), siendo que en este sistema cada desplazamiento tiene asociada una aceleración efectiva única (ATC-40, 1996).

Es así que, dicha curva de capacidad se transforma en una gráfica la cual relaciona las formas espectrales de la aceleración (SA) y el desplazamiento espectral (SD), haciendo una transformación de las coordenadas (Dt, V) en (SD, SA) por medio de ecuaciones para estructuras de múltiples grados de libertad (ATC-40, 1996).

$$SA = \Delta_t \frac{M^*}{L^*} \quad M^* = \sum_{i=1}^N m_i \phi_{i1}^2$$
$$SD = V \frac{M^*}{L^{*2}} \quad L^* = \sum_{i=1}^N m_i \phi_{i1}$$

Entonces,

$$\frac{L^{*2}}{M^*} = \alpha M = \frac{[\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i1}]^2}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i1}^2}$$

$$\frac{L^*}{M^*} = \Gamma_{\phi t,1} = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i1}}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i1}^2}$$

Donde:

V: Cortante en la base

Δ_t : Desplazamiento en el techo

M^* : Masa generalizada

$\frac{L^{*2}}{M^*}$: Masa efectiva

ϕ_{i1} : Amplitud del modo 1 en el nivel i

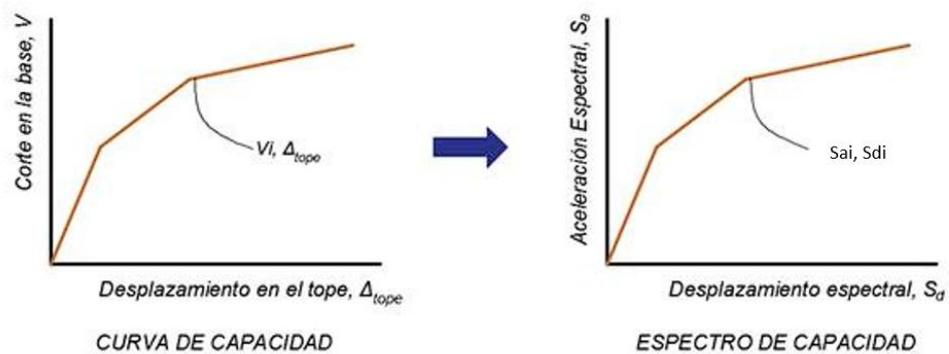
m_i : Masa del nivel i

L^* : Masa participante

$\frac{L^*}{M^*}$: Factor de participación modal

Figura 23.

Transformación de la curva de capacidad al espectro de capacidad



Nota. Adaptado de Inesa Tech, por Eliud Hernández, 2022.

2.2.6.2. DEMANDA SÍSMICA

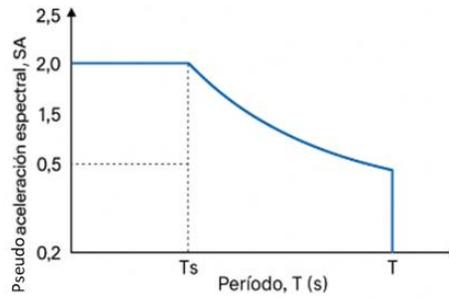
2.2.6.2.1. ESPECTRO DE DEMANDA

El espectro de demanda es la representación gráfica de la respuesta máxima que llegaría a tener una estructura frente a un movimiento sísmico, teniendo en cuenta su período natural de vibración y un amortiguamiento constante. Es así que, este espectro es representado gráficamente por la relación de la pseudoaceleración espectral (S_a) frente el período (T) o también frente al desplazamiento espectral (S_d), según sea el tipo de análisis que se realice.

En tal sentido, la Norma Técnica Peruana E.030 (2018) indica que para construir este espectro debemos tener en cuenta varios factores ya mencionados antes, tal como el tipo de suelo (S), coeficiente sísmico zonal (Z), importancia estructural (U), coeficiente de reducción (R) y demás, puesto que este espectro está en función de ellos.

Figura 24.

Espectro de demanda (SA VS T) según la norma E.030



Nota. Espectro de demanda realizado con parámetros obtenidos de NTP E.030, 2025.

Asimismo, considerando que este espectro está representado por la relación de la pseudoaceleración espectral (SA) y el periodo (T), para obtener el punto de desempeño estructural, el cual se explicará posteriormente, es necesario el realizar la transformación al desplazamiento espectral por medio de la siguiente ecuación (Da Silva et al., 2023):

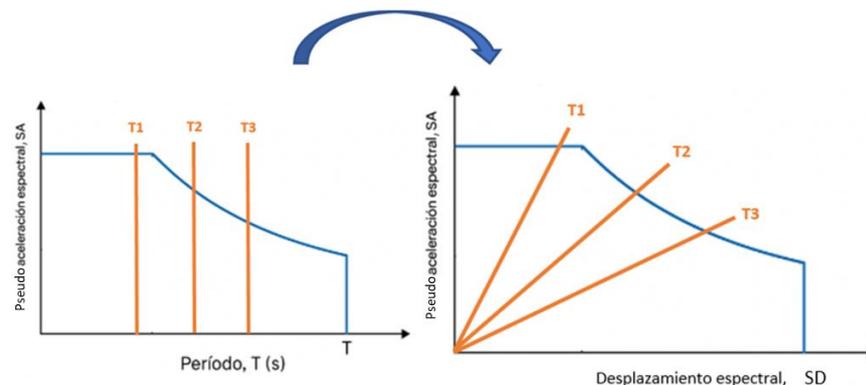
$$S_{Di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{Ai} \times g$$

Donde:

Ti: Periodo en segundos.

Figura 25.

Conversión del espectro de demanda en términos de SA vs T a SA vs SD.



Nota. Adaptado Sismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, por ATC-40, 1996.

En la Figura 25 podemos notar que las líneas verticales pertenecientes al periodo en el espectro de demanda en términos de SA vs T se transforman en líneas inclinadas cuando se hace la conversión a SA vs SD.

Por otro lado, con respecto al nivel de amenaza sísmica, es importante resaltar que la norma E.030 (2018) considera solo un período de retorno aproximado de 475 años, ya que esta indica que la aceleración máxima horizontal en suelo rígido a tener en cuenta tendría una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. Por ello, una alternativa válida si es necesario es considerar más niveles de amenaza sísmica, es el optar por el espectro de peligro uniforme.

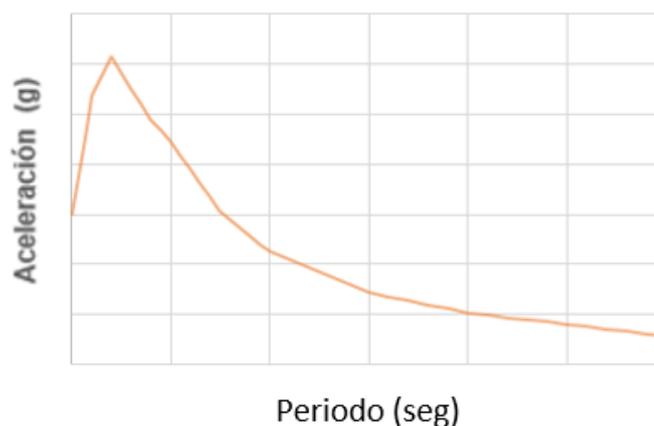
2.2.6.2.2. ESPECTRO DE PELIGRO UNIFORME

Un espectro de peligro uniforme, es una representación gráfica de la aceleración espectral relacionada a cada periodo estructural teniendo en cuenta una probabilidad específica de excedencia en un tiempo y factor de amortiguamiento específico, proporcionando así factores de demanda sísmica para el diseño de estructuras (Aguar Falconi, 2004).

Este espectro a diferencia del espectro de demanda convencional, como el definido por la NTP E.30, se construye teniendo como base el análisis probabilístico del peligro sísmico en un sitio específico.

Figura 26.

Espectro de peligro uniforme típico



Nota. Adaptado de Espectro de peligro uniforme, por SENCICO, 2025.

2.2.6.3. ESTIMACIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO

El estimar el punto de desempeño nos permite evaluar la respuesta de una estructura sometida a fuerzas debidas a un evento sísmico, puesto que compara su capacidad con la demanda sísmica (Bonett Díaz, 2003).

2.2.6.3.1. REPRESENTACIÓN BILINEAL DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD

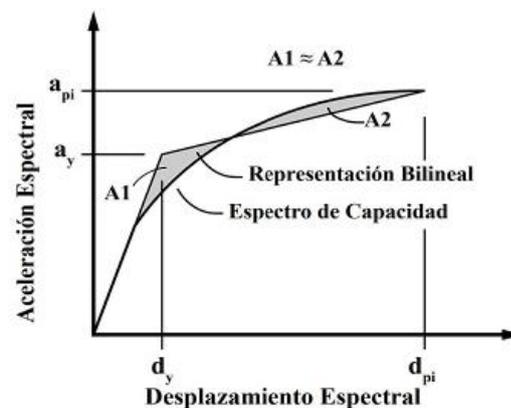
La representación del espectro de capacidad en su forma simplificada, es decir, en su modelo bilineal, es necesaria para conseguir determinar el punto de desempeño de una estructura en análisis, puesto que este permite realizar de manera correcta la comparación entre la capacidad y la demanda de la estructura, considerando criterios normativos de manera correcta (ATC-40, 1996).

El procedimiento a seguir para obtener dicho modelo bilineal de manera resumida, es el detallado a continuación.

El primer paso es trazar una recta desde el origen de coordenadas con la pendiente inicial de la zona lineal del espectro, luego se debe definir un punto de prueba de desempeño en el espectro de capacidad, al cual luego se le calculará su amortiguamiento equivalente para luego utilizarlo en la obtención del espectro de demanda reducido. Por consiguiente, aplicando el criterio de las áreas iguales, explicado anteriormente, se halla el punto de fluencia efectiva, lo que permite construir la curva bilineal final al unir el origen, el punto de fluencia efectiva y el punto de prueba de desempeño (ATC-40, 1996).

Figura 27.

Idealización del modelo bilineal del espectro de capacidad



Nota. Adaptado de Revista EIA, por Pérez & Moreno, 2021.

2.2.6.3.2. RESPUESTA ELÁSTICA E INELÁSTICA DE LAS ESTRUCTURAS

La intersección entre los espectros de demanda y de capacidad no es suficiente para la obtención del punto de desempeño real de una estructura, ya que esta intersección solo llega a representar la respuesta estructural dentro del rango elástico, lo cual no simboliza el comportamiento real en la mayoría de edificaciones bajo fuerzas sísmicas, puesto que estas también llegan a sufrir deformaciones inelásticas. Por ello, para obtener una evaluación más representativa y real del desempeño sísmico, es necesario considerar la respuesta inelástica de las estructuras (León & Quintana, 2004).

Por lo tanto, es necesario calcular un amortiguamiento equivalente para cada punto ubicado en la zona de inelasticidad en el espectro de capacidad. Para esto, se determina un valor de amortiguamiento que sea compatible con las deformaciones anticipadas, según la demanda elástica, permitiendo así poder asignar un amortiguamiento específico para cada punto del espectro en la zona inelástica (Bantilas et al., 2017).

Amortiguamiento Viscoso Equivalente y Espectro de Demanda Reducido

El amortiguamiento viscoso equivalente, es la unión del amortiguamiento viscoso real y del hysterético, los cuales representa la energía que se disipa en los ciclos de carga. Por ello, la importancia de este amortiguamiento equivalente se basa en que, este determina la respuesta ante un evento sísmico de una estructura en el rango no lineal o inelástico (ATC-40, 1996).

A continuación, se muestra la ecuación o fórmula que determina al amortiguamiento viscoso equivalente, en función del amortiguamiento hysterético (β_0):

$$\beta_{EQ} = \beta_0 + \beta_{ELÁSTICO} = \beta_0 + 0.05$$

Donde:

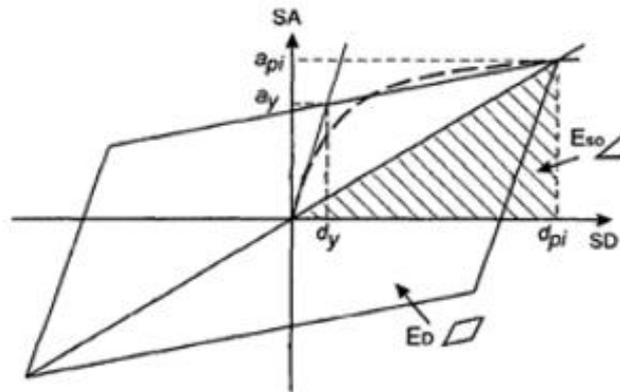
$\beta_{ELÁSTICO}$: Amortiguamiento elástico (generalmente 5%)

β_0 : Amortiguamiento hysterético

En tal caso, para determinar el amortiguamiento histerético, se debe generar una equivalencia entre la energía que se logra disipar en un sistema real por amortiguamiento durante un ciclo en el oscilador del tipo viscoelástico y la energía histerética que se disipa en un modelo bilineal (ATC-40, 1996).

Figura 28.

Derivación del amortiguamiento



Nota. Adaptado de Sismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, por ATC-40, 1996.

En la Figura 28 se puede evidenciar que la energía disipada (E_D) se representa por el área encerrada en el lazo histerético del modelo de oscilador. Por otro lado, la energía de deformación máxima (E_{So}) se representa como el área sombreada bajo la curva en dicho ciclo (ATC-40, 1996).

Entonces, el amortiguamiento histerético se determina con la siguiente ecuación:

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{So}} = \frac{0.637 (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$$

Donde:

$a_{pi} d_{pi}$: Coordenadas del punto escogido del espectro de capacidad.

$a_y d_y$: Coordenadas del punto de fluencia efectiva

Al reemplazar estas ecuaciones en la fórmula del amortiguamiento viscoso equivalente se obtiene lo siguiente:

$$\beta_{EQ} = \beta_0 + 0.05 = \frac{0.637 (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 0.05$$

Adicionalmente a ello, si se quiere considerar las características del tiempo del evento sísmico y el tipo de sistema estructural de la edificación, se debe tener en cuenta un factor “K”, el cual modifica al amortiguamiento histerético (ATC-40, 1996). Obteniendo con esta modificación al amortiguamiento efectivo.

$$\beta_{EF} = K\beta_0 + \beta_{ELÁSTICO} = \frac{0.637 (K)(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 0.05$$

Donde:

K: Factor de reducción del amortiguamiento

Es de tener en cuenta que el factor de modificación K tiene valores definidos para diversos comportamientos estructurales con respecto a la disipación de energía, que varían según el comportamiento histerético y la sismicidad (ATC-40, 1996). Estos valores se muestran a continuación.

Tabla 12.

Valores para el factor de modificación "k" del amortiguamiento

Tipo de Comportamiento Estructural	β_0 (porcentaje)	K
Tipo A	≤ 16.25	1.00
	> 16.25	$1.13 - \frac{0.51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo B	≤ 25.00	0.67
	> 25.00	$0.845 - \frac{0.446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo C	Cualquier Valor	0.33

Nota. Adaptado de Sismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, por ATC-40, 1996.

Tabla 13.*Tipos de comportamiento estructural*

Tipo de Comportamiento Estructural	CARACTERISTICAS
Tipo A	Comportamiento estructural estable; estructuras cuyo comportamiento histérico puede representarse mediante un paralelogramo. A este grupo pertenecen las estructuras con un adecuado sistema sismorresistente, sometidas a sismos de corta duración.
Tipo B	Comportamiento estructural promedio; estructuras cuyo comportamiento histérico muestra una reducción del lazo histérico respecto del modelo tipo paralelogramo. A este grupo pertenecen las estructuras con un adecuado sistema sismorresistente, sometidas a sismos de larga duración o estructuras con un sistema intermedio sometidas a sismos de corta duración
Tipo C	Comportamiento estructural pobre; estructuras cuyo comportamiento muestra una gran reducción del lazo histérico respecto del modelo tipo paralelogramo debido a la degradación. A este grupo pertenecen las estructuras con un sistema sismorresistente intermedio sometidas a sismos de larga duración o estructuras con un sistema pobre sometidas a sismos de corta o larga duración

Nota. Adaptado de Sismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, por ATC-40, 1996.

Por otro lado, para hallar los factores de reducción del espectro demanda (SRA y SRV) se debe tener en cuenta las siguientes ecuaciones que consideran el resultado obtenido del β_{EQ} (ATC-40, 1996):

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{EQ})}{2.12}$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{EQ})}{1.65}$$

Asimismo, estos factores comprenden valores mínimos que son necesarios considerar.

Tabla 14.*Valores mínimos para SRA Y SRV*

Tipo de comportamiento estructural	SRA	SRV
Tipo A	0.33	0.50
Tipo B	0.44	0.56
Tipo C	0.56	0.67

Nota. Adaptado de Sismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, por ATC-40, 1996.

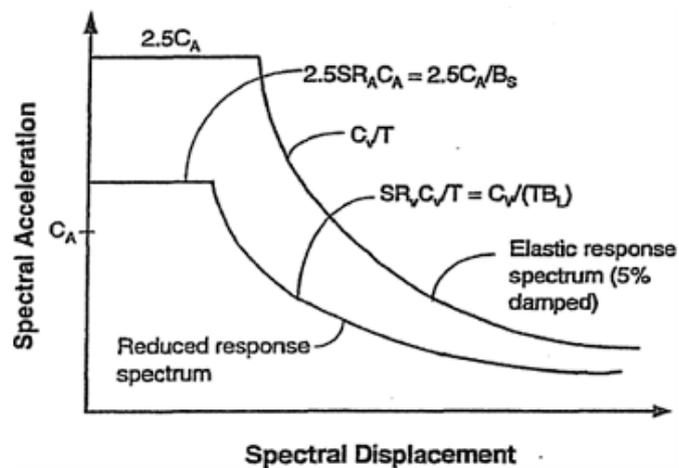
En tal sentido, luego de obtener los factores SRA y SRV se deben aplicar sobre las aceleraciones del espectro de demanda elástico original para determinar las aceleraciones espectrales que debería tener la estructura en un comportamiento inelástico. Por consiguiente, para la gráfica del espectro de demanda reducido, es necesario el tener presente que el fin de la plataforma de aceleraciones está determinado por el periodo T'_p , el cual se obtiene con la siguiente ecuación (Xue et al., 2004):

$$T'_p = T_p \frac{SR_V}{SR_A}$$

Con ello se obtiene los siguiente:

Figura 29.

Reducción del espectro de demanda elástico



Nota. Adaptado de Sismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, por ATC-40, 1996.

2.2.6.3.3. DETERMINACIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO

Para hallar el punto de desempeño, el cual en la presente investigación se tendrá en cuenta el método de espectro capacidad (MEC), propuesto por Freeman (1975) y utilizado posteriormente en el ATC-40 (1996) para correlacionar movimientos sísmicos con inspecciones de construcciones y lograr determinar el desempeño de las mismas. Asimismo, el Fema 440 (2005) aportó a este método evaluándolo y

mejorándolo. Por ello, se detallará específicamente sobre dicho método a continuación.

❖ *Procedimiento para obtención de punto de desempeño con el método de espectro demanda:*

1° Generar la curva de capacidad: Para comenzar con el método de espectro capacidad, lo primero que se debe realizar es el correspondiente análisis estático no lineal, ya que con este obtenemos la curva de capacidad en términos de fuerza vs desplazamiento.

2° Transformar la curva de capacidad en términos espectrales: Luego de obtener la curva de capacidad, esta se transforma en un espectro de capacidad (SA vs SD), ya que con ello conseguimos representar la capacidad estructural en los mismos términos que el espectro de demanda sísmica, para lograr obtener una comparación directa entre ambos espectros.

3° Reducir el espectro de demanda: Debido a que estructura en análisis tiene un comportamiento inelástico, no es correcto el hacer la comparación del espectro de capacidad con el espectro de demanda elástico simplemente, tal como se indicó anteriormente. Por ello, es necesario el reducir el espectro de demanda con un ajuste por medio de un amortiguamiento equivalente, el cual represente adecuadamente la disipación de energía que presentará la estructura.

4° Asignación de amortiguamiento equivalente: Debido a que inicialmente no conocemos el punto de demanda, es imposible calcular de manera directa el amortiguamiento equivalente para reducir el espectro de demanda. Por ello, debido a esta situación es necesario asociar un valor de amortiguamiento a cada punto del espectro de capacidad.

5° Aplicación de factores de reducción (SRA y SRV) y construcción del Espectro de demanda para amortiguamiento variable (EDAV)

Con respecto a cada uno de los puntos que han sido evaluados se aplican 2 factores de reducción: SRA (reducción de aceleración espectral) y SRV

(reducción de velocidad espectral), los cuales dependen del amortiguamiento equivalente que se obtuvo en el paso anterior.

Luego, se consigue un conjunto de valores espectrales los cuales al unir sus ordenadas forman una curva que representa el espectro de demanda reducido, considerando ahora el comportamiento inelástico de la estructura; esta curva se denomina espectro de demanda para amortiguamiento variable (EDAV).

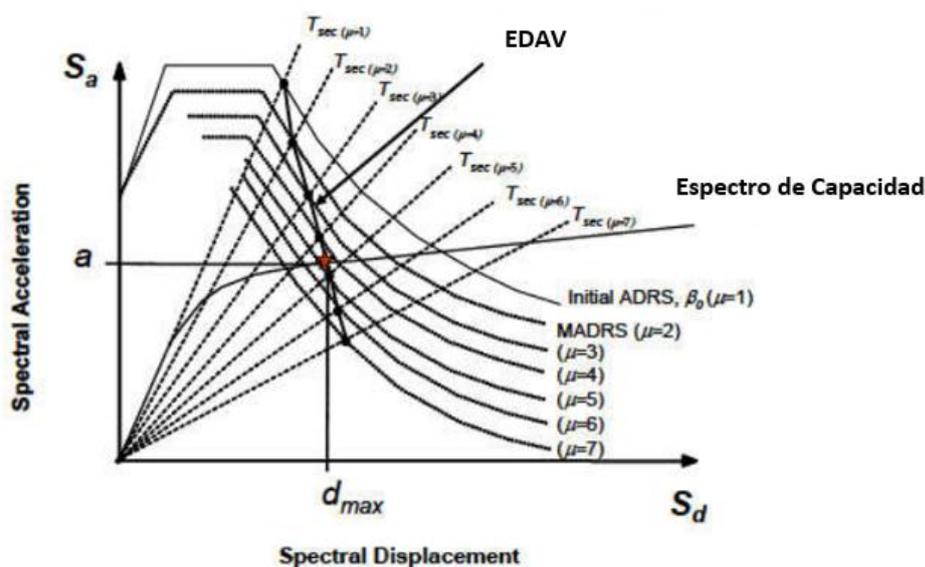
6° Intersección del EDAV con el espectro de capacidad y obtención del punto de desempeño

Como paso último para obtención del punto de desempeño se realiza la intersección del EDAV y el espectro de capacidad, consiguiendo con ello que el punto de intersección sea el punto de desempeño de la estructura, el cual representa el nivel de demanda sísmica que puede soportar la estructura en análisis con su capacidad actual teniendo en cuenta su comportamiento inelástico.

A continuación, se muestra un gráfico en el cual se sintetiza todo lo mencionado en el procedimiento del MEC.

Figura 30.

Determinación del punto de desempeño según el MEC



Nota. Adaptado de Federal Emergency Management Agency, por FEMA 440, 2005.

2.2.7. EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

El realizar una evaluación del comportamiento estructural de una edificación frente a fuerzas externas, especialmente las sísmicas, es esencial para toda edificación existente, ya que nos permite estimar la respuesta de dicha estructura, determinando su capacidad y posibles puntos críticos de falla. Por ello, para conseguir esta evaluación de acuerdo a niveles de desempeño establecidos, se consideran los puntos de desempeño obtenidos.

2.2.7.1. SECTORIZACIÓN DE LA CURVA

El SEAOC (1995) con su propuesta realizada por el comité Vision 2000 (Bozorgnia & Bertero, 2004) indica un método para evaluar el comportamiento estructural de una edificación, determinando el nivel de daño que se espera en elementos estructurales y no estructurales, por medio de la sectorización de la curva de capacidad.

Este método se basa en el desplazamiento de la fluencia efectiva (ΔFE), el desplazamiento inelástico disponible (Δp) consumido y el nivel de desempeño que podría llegar a alcanzar una estructura (SEAOC, 1995).

En la siguiente tabla se muestran los de manera detallada lo mencionado anteriormente.

Tabla 15.

Niveles de desempeño estructural frente a los límites de desplazamiento del sistema

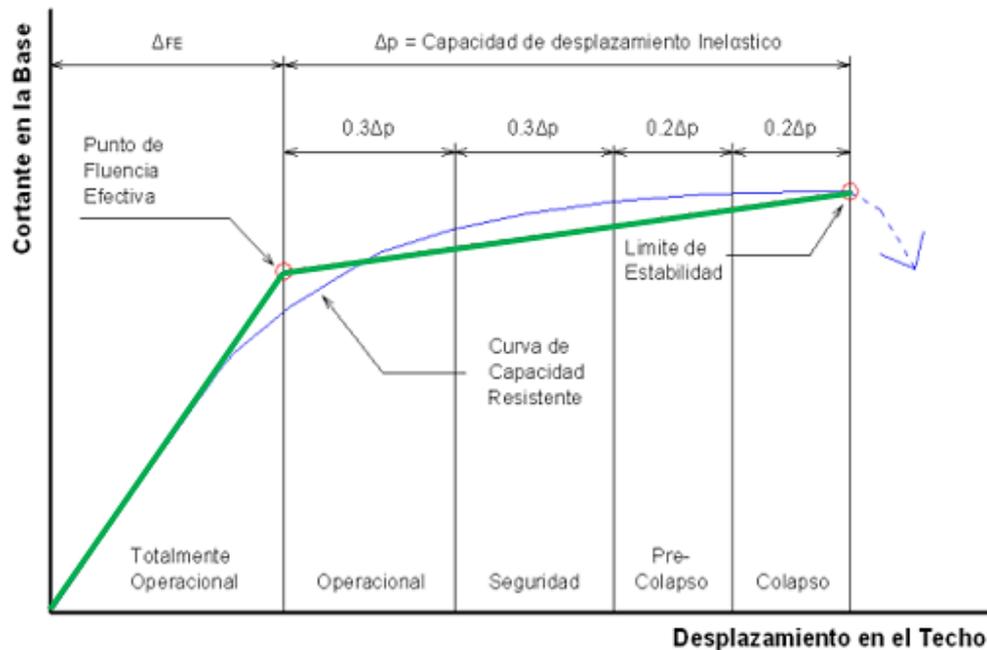
Nivel de desempeño	Límite de desplazamiento del sistema
Operacional	ΔFE
Funcional	$\Delta FE + 0.3\Delta p$
Seguridad de vida	$\Delta FE + 0.6\Delta p$
Pre – colapso	$\Delta FE + 0.8\Delta p$
Colapso	$\Delta FE + 1.0\Delta p$

Nota. Adaptado de Comité Vision 2000, por Structural Engineers Association of California, 1995.

Luego, esto se plasma en la gráfica de la curva de capacidad obtenida, tal como se muestra a continuación.

Figura 31.

Sectorización de la curva de capacidad



Nota. Adaptado de Comité Vision 2000, por Structural Engineers Association of California, 1995.

2.2.8. INFLUENCIA DE LA CONFIGURACIÓN EN EL DESEMPEÑO SÍSMICO

2.2.8.1. RELACIÓN ENTRE EL DISEÑO ARQUITECTÓNICO Y EL DESEMPEÑO SÍSMICO

El comportamiento de una estructura frente a un evento sísmico depende en gran medida a su diseño arquitectónico. Sin embargo, existe un desacuerdo entre arquitectos e ingenieros estructurales, puesto que algunos arquitectos encargan de manera total la responsabilidad sísmica, mientras que algunos ingenieros indican que la culpa es por los diseños arquitectónicos poco viables que se realizan. Pero, en realidad la responsabilidad depende de ambos profesionales (Fernández Sola, 2011)

2.2.8.2. RELACIÓN ENTRE LAS IRREGULARIDADES GEOMÉTRICAS Y EL DESEMPEÑO SÍSMICO

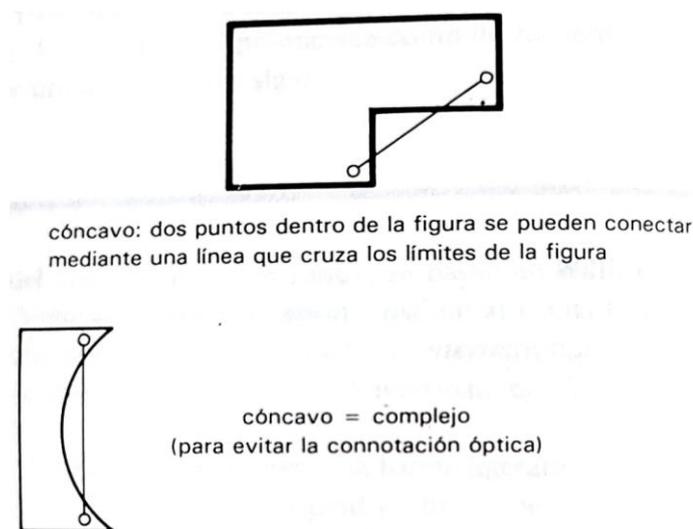
Las edificaciones están compuestas por diversas partes que presentan distintas rigideces según su configuración geométrica. Por ello, para simular los efectos

sísmicos, se aplican fuerzas perpendiculares a los dos ejes principales de los pórticos, considerando así los peores escenarios posibles. En tal sentido, cuando nos referimos a la configuración geométrica de una edificación, es importante hablar sobre las edificaciones con esquinas entrantes o interiores (Arnold & Reitherman, 1987).

Las edificaciones que presentan este tipo de irregularidad en planta son comúnmente las que forman un L, pero también existen las que forma una U, H o incluso el signo de +. Por ello, este tipo de edificaciones se consideran de configuración compleja, y que suelen provocar variaciones en la rigidez ocasionado así que exista una concentración de los esfuerzos en la esquina entrante (Arnold & Reitherman, 1987), tal como se muestra a continuación.

Figura 32.

Configuración compleja de forma en "L"



Nota. De "Consideración y diseño sísmico de edificios", por Arnold & Reitherman, 1987.

Es así que, en una edificación con forma de "L", ocurre el problema de que, al estar unidas ambas alas entre sí, estas consiguen formas independientes de movimiento con respecto a su punto de unión, lo que ocasiona que se empujen y golpeen una a la otra. Tal es el caso que, en 1925, en la ocurrencia de terremoto de Santa Bárbara, la esquina entrante del edificio San Marcos colapsó en el momento del sacudimiento diferencial de las dos alas, ya que la forma de "L" que esta edificación tenía provocó que las alas

se golpearan entre sí justo en donde existía el cambio de sección (Arnold & Reitherman, 1987).

Figura 33.

Colapso de edificio San Marcos



Nota. De “Consideración y diseño sísmico de edificios”, por Arnold & Reitherman, 1987.

De este modo, este ejemplo del edificio de San Marcos nos indica que el diafragma (losa) en la zona de cambio de sección en una edificación en forma de “L” se encontrará bajo fuerzas mayores, resaltando que el punto crucial en este tipo de estructuras es la resistencia.

2.2.8.3. RELACIÓN ENTRE LA COLINDANCIA Y EL DESEMPEÑO SÍSMICO

En muchas ciudades del Perú es muy común ver edificaciones las cuales se encuentran contiguas unas con otras, las cuales en su mayoría no presentan juntas sísmicas de separación. El problema de esta omisión es que cuando existen dos edificaciones adyacentes, se comienzan a golpear entre sí mismas durante un evento sísmico, y este problema se incrementa cuando una de estas edificaciones es más baja que la otra, puesto que el efecto de rigidización que se genera debido al tamaño entre las dos edificaciones ocurre porque el edificio de menor tamaño genera por un instante una discontinuidad de la rigidez vertical de la edificación con más altura (Arnold & Reitherman, 1987), ocasionado situaciones similares a la que se muestra en la siguiente figura:

Figura 34.

Falla por discontinuidad de rigidez



Nota. De “Consideración y diseño sísmico de edificios”, por Arnold & Reitherman, 1987.

2.3.DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS

2.3.1. DEMANDA SÍSMICA

La demanda sísmica es la representación de los esfuerzos o deformaciones que un evento sísmico determina en una estructura (Averri Kozlowski, 2020).

2.3.2. CAPACIDAD ESTRUCTURAL

La capacidad estructural es la resistencia que puede tener un elemento al llegar al límite de su punto de fluencia (ATC-40, 1996).

2.3.3. DISEÑO POR DESEMPEÑO

Este tipo de diseño es una metodología específica la cual propone que los criterios de diseño estructural deben principalmente tener en cuenta el alcanzar un nivel de desempeño definido con anterioridad. Por ello, este tipo de diseño busca garantizar que la estructura tenga una respuesta adecuada frente a eventos sísmicos (ATC-40, 1996).

2.3.4. NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO

El nivel de desempeño sísmico indica el grado de daño que puede presentar una edificación durante un evento sísmico, teniendo en cuenta tanto los efectos físicos sobre la estructura como la seguridad de los habitantes u ocupantes y la capacidad de funcionar adecuadamente de la edificación (SEAOC, 1995).

2.3.5. DUCTILIDAD

La ductilidad es la capacidad de un elemento o sistema estructural para llegar a soportar desplazamientos o deformaciones que pasen su límite elástico, sin llegar al colapso (ATC-40, 1996).

2.3.6. GRADO DE LIBERTAD

Los grados de libertad en una estructura son la representación de los movimientos independientes que esta puede tener, los cuales pueden ser desplazamientos laterales en las direcciones X e Y, y la rotación alrededor del eje Z (Villarreal Castro, 2013).

2.3.7. DERIVA DE ENTREPISO

También llamada distorsión de entrepiso, es el desplazamiento lateral que se da entre dos niveles de una edificación, la cual es medida en función de su altura (Millones, 2021).

CAPÍTULO III– MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. UBICACIÓN

3.1.1. UBICACIÓN GEOGRÁFICA

La presente investigación tiene como área de estudio el Pabellón “N°1 y N°2” de la Institución Educativa N° 821131 Miraflores, la cual se encuentra ubicada en el distrito, provincia y departamento de Cajamarca, en la sierra norte del Perú. Asimismo, esta institución educativa se localiza entre el Jirón Alfonso Ugarte y el Jirón José Quiñones.

A continuación, se presenta la ubicación de la institución educativa en el plano (ver plano completo en ANEXOS):

Figura 35.

Ubicación geográfica de I.E. Miraflores



Nota. Para mayor detalle revisar el Anexo B: Planos.

Tabla 16.

Coordenadas Geográficas de I.E. Miraflores

COORDENADAS GEOGRÁFICAS	
LATITUD	7°10'14"S
LONGITUD	78°30'36"W

3.2. ÉPOCA DE INVESTIGACIÓN

La presente investigación se realizó en el año 2025, iniciando el mes de mayo y finalizando en el mes de agosto.

3.3. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3.3.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN

La presente investigación es de tipo *aplicada*, puesto que para resolver un problema en específico se hace uso del conocimiento teórico sobre el tema.

3.3.2. NIVEL DE LA INVESTIGACIÓN

El nivel de investigación es *descriptivo*, puesto que no se operan variables; sino que se hace una observación, análisis y descripción del comportamiento de una estructura sometida a fuerzas sísmicas.

3.3.3. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

El diseño de la investigación es *no experimental*, puesto que se utiliza información existente y modelos de análisis estructural para poder evaluar el desempeño sísmico de la edificación.

3.3.4. MÉTODO DE INVESTIGACIÓN

El método de investigación utilizado es el *hipotético – deductivo*, puesto que cómo primer paso se plantea una posible hipótesis sobre el nivel de desempeño sísmico de la estructura de la institución educativa N° 821131 Miraflores en el distrito de Cajamarca, la cual posteriormente, se pretende comprobar por medio de modelos estructurales y la interpretación de los resultados obtenidos de estos.

3.3.5. POBLACIÓN DE ESTUDIO

La población de estudio se compone por las *instituciones educativas públicas* en el Distrito de Cajamarca.

3.3.6. MUESTRA

La muestra son los *pabellones N°1 y N°2* de la institución educativa N° 821131 Miraflores en el distrito de Cajamarca.

3.3.7. UNIDAD DE ANÁLISIS

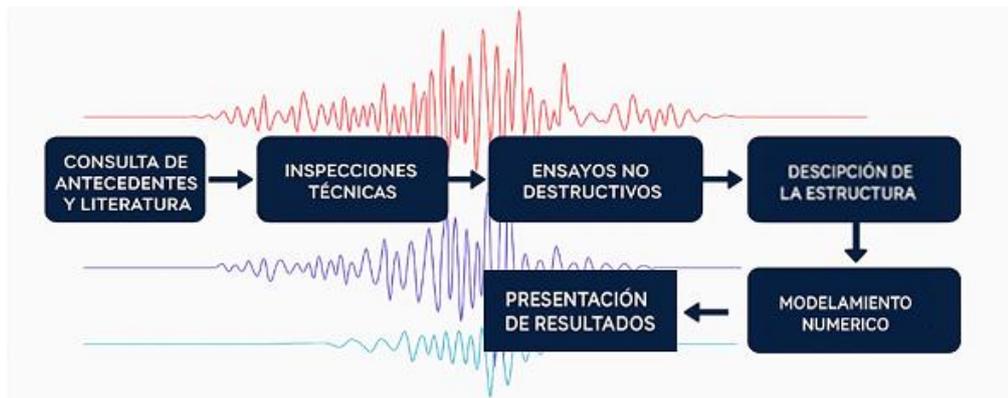
La unidad de análisis está conformada por los *elementos estructurales y no estructurales de los pabellones N°1 y N°2* de la institución educativa N° 821131 Miraflores en el distrito de Cajamarca.

3.3.8. PROCEDIMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN

El procedimiento que se seguirá se encuentra detallado a continuación:

Figura 36.

Procedimiento utilizado para el proyecto de investigación



❖ *CONSULTA DE ANTECEDENTES Y LITERATURA*

La consulta de antecedentes y literatura relacionada con el tema en estudio, se basará en la indagación y análisis de fuentes bibliográficas confiables, buscando comprender la metodología para conseguir determinar el nivel desempeño sísmico de la edificación en estudio.

❖ *INSPECCIONES TÉCNICAS*

Para determinar el estado actual, ubicación y medida de los elementos estructurales y no estructurales en los pabellones se realizarán diversas

inspecciones técnicas dentro de la institución educativa, para luego conseguir describir de manera correcta la estructura y posteriormente lograr realizar el *modelamiento numérico estructural* de esta.

❖ *ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS*

Los ensayos no destructivos, son ensayos muy importantes y necesarios, que se realizarán sin afectar la integridad y funcionalidad de la estructura. Tal es el caso del ensayo de esclerometría, el cual será aplicado a elementos estructurales como columnas y vigas, consiguiendo con esto el poder estimar la resistencia del concreto, siguiendo con lo estipulado por la Norma Técnica A.S.T.M. C 805.

❖ *DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA*

Con los datos obtenidos de la inspección técnica realizada en la institución educativa, se hará una descripción de los elementos estructurales, su cantidad, medida, secciones y también se indicará el número de niveles presentes en cada pabellón además de la distribución de los espacios en cada piso y demás detalles necesarios para el contexto de la investigación.

❖ *MODELAMIENTO NUMÉRICO ESTRUCTURAL*

Luego de haber realizados los ensayos e inspecciones correspondientes en la institución educativa, se realizará el modelamiento numérico de los pabellones, teniendo en cuenta los datos obtenidos. Para comenzar, se realizará el correspondiente metrado de cargas en ambos pabellones siguiendo los lineamientos que nos brinda la NTP E.020. A continuación, se realizará el modelamiento numérico en el software ETABS V.21.2 y se procederá a realizar el análisis estructural siguiendo lo indicado por la NTP E.030. Posteriormente, se asignarán rótulas plásticas en la estructura y se realizará el análisis estático no lineal para conseguir obtener las gráficas y los datos necesarios para determinar el punto de desempeño con el método de Espectro de Capacidad (FEMA 440, 2005). Finalmente, se realizará la evaluación del desempeño sísmico utilizando la sectorización

de curva de capacidad y la determinación del nivel de desempeño dado por la propuesta del comité Vision 2000 (SEAOC, 1995) en los ejes X e Y de la estructura.

❖ *PRESENTACIÓN DE RESULTADOS*

Para presentar los resultados se hará uso de tablas con las derivas obtenidas del análisis estático realizado y gráficos de los espectros de capacidad y los puntos de desempeño obtenidos.

3.4. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

3.4.1. TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

Las técnicas que se utilizarán para la recolección de datos adecuada son las siguientes:

Revisión documental: Se realizará una revisión y análisis detallado de investigaciones, tesis, guías, libros, artículos científicos y normativas sobre el tema en estudio.

Observación directa en campo: Se realizará la observación en el lugar del objeto de estudio, identificando y documentando el estado actual de la estructura.

Mediciones: Se realizará la medición de secciones y longitudes de elementos estructurales y no estructurales. Además, de la medición de las distancias de luces entre vigas, altura de pisos y demás medidas necesarias.

Pruebas no destructivas: Se realizarán ensayos de esclerometría para lograr determinar la resistencia real del concreto utilizado en los elementos estructurales.

3.4.2. INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

Los siguientes instrumentos serán utilizados en la recolección de datos de esta investigación:

- a) **Expediente Técnico de la institución educativa:** Este conjunto de documentos será útil para obtener medidas de diseño, especificaciones técnicas y demás datos necesarios para la evaluación.
- b) **Fichas técnicas para inspección:** Estos documentos nos ayudarán a organizar la información recopilada durante el proceso de inspección.
- c) **Wincha de mano básica:** Esta será útil para medir las dimensiones de las secciones de las vigas, columnas y muros en la edificación.
- d) **Wincha laser:** Esta será útil para medir luces entre vigas, distancias entre muros, alturas de pisos, longitudes de voladizos y demás medidas que requieran de más precisión y sean de mayor longitud.
- e) **Detector de aceros:** Este instrumento servirá para comprobar la existencia y ubicación de los aceros presentes en los elementos estructurales.
- f) **Esclerómetro:** Este instrumento servirá para poder encontrar la dureza superficial del concreto y, en consecuencia, su resistencia.
- g) **Cuaderno de campo:** Este cuaderno servirá para hacer apuntes de todos los datos obtenidos en campo; medidas, alturas, etc.

3.5. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS PARA EL ANÁLISIS Y TRATAMIENTO DE DATOS

3.5.1. INSTRUMENTOS PARA EL TRATAMIENTO DE LOS DATOS

Los instrumentos que se utilizarán para realizar el tratamiento de los datos que se obtuvieron serán los siguientes:

- AutoCAD v.24: Para la realización de planos y modelamiento en 3D de los elementos estructurales de los pabellones.
- Revit v.24: Para la realización de planos y vistas tridimensionales arquitectónicas y estructurales.
- ETABS v.21.2: Para realizar el modelo matemático estructural de los pabellones y obtener resultados necesarios para el estudio.
- Microsoft Excel: Para el procesamiento de los resultados obtenidos y lograr determinar el nivel de desempeño de la estructura.

3.6. PROCEDIMIENTO PARA EL ANÁLISIS DE DATOS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

3.6.1. ANÁLISIS DE DATOS

Para el análisis de los datos se hizo uso de softwares de dibujo y modelamiento tal como AutoCad v.24 y Revit v.24 para la realización de los planos y modelado tanto arquitectónico como estructural de los pabellones de la institución educativa. Luego, con ayuda el software ETABS v.21.2 y lo planos realizados en los programas antes mencionados, se procedió con el modelamiento y análisis estructural para conseguir cuantificar adecuadamente las propiedades estructurales y los parámetros sísmicos.

3.6.2. INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

Los resultados obtenidos fueron procesados en el programa Microsoft Excel por medio de tablas y cuadros comparativos, para lograr evaluar el comportamiento de la estructura y verificar si llega a cumplir con los criterios de desempeño sísmico.

3.7. TRATAMIENTO, ANÁLISIS DE DATOS Y PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

3.7.1. DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA DE LA EDIFICACIÓN

i. Identificación general

La institución educativa I.E. N° 821131 Miraflores es de uso educativo, tanto para el nivel de primaria como secundaria, actualmente. La construcción de los edificios que integran esta institución varía según el pabellón, ya que el primero en ser construido (N°1) data del año **2005** y el segundo (N°2) del año **2009**. Por otro lado, esta institución cuenta con una población de 364 alumnos en primaria y 319 en secundaria, contando con 683 alumnos en total; además, cuenta con 32 profesores y 3 personas de personal de servicio.

Figura 37.

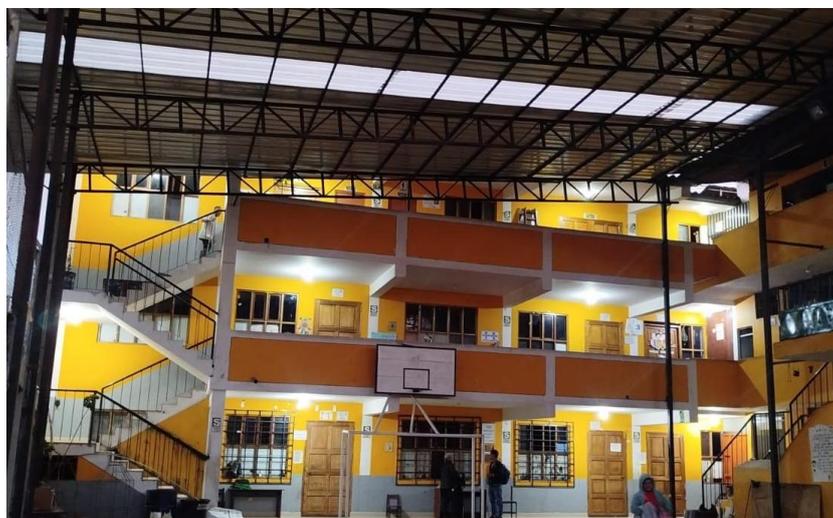
Vista general del pabellón N°1



Nota. Fotografía tomada del pabellón N°1 en la I.E. Miraflores, 2025.

Figura 38.

Vista general del pabellón N°2



Nota. Fotografía tomada del pabellón N°2 en la I.E. Miraflores, 2025.

ii. Organización espacial

La institución educativa cuenta con 2 pabellones unidos formando una “L” en vista de planta. Cada uno de los pabellones cuentan con 3 niveles, los cuales se conectan por medio de pasarelas, pero solo en el primer y segundo nivel.

Figura 39.

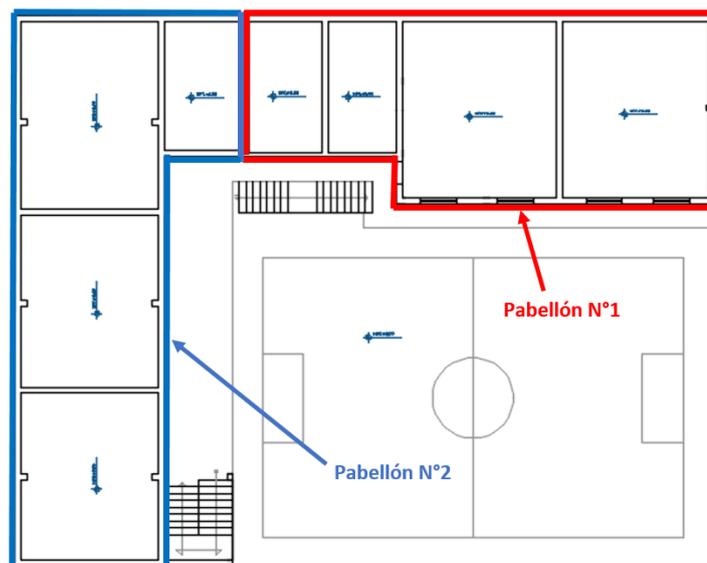
Vista tridimensional de pabellón N°1 y N°2



Nota. Modelo realizado en software REVIT, 2025.

Figura 40.

Vista en planta desde nivel 1 de pabellones



Nota. Para mayor detalle revisar el Anexo B: Planos.

iii. Sistemas de circulación

Cada pabellón cuenta con escaleras para poder ascender desde el nivel 1 al nivel 2 y nivel 3. Sin embargo, difieren en el tipo según sean el pabellón, y en el caso del pabellón N°1, difieren según el nivel en el que se encuentre. En tal sentido, en el pabellón N°1 nos encontramos con una escalera que va desde el nivel 1 hasta el nivel 2 contando con 17 escalones y un descanso en el octavo

escalón, esta escalera es del tipo recta y de concreto armado. Luego, siguiendo con el pabellón N°1, nos encontramos una escalera que va desde el nivel 2 hasta el nivel 3 contando con 15 escalones y un descanso en el escalón número 4, esta escalera es del tipo “L” y de concreto armado. Por otro lado, considerando el pabellón N°2, nos encontramos 2 escaleras del mismo tipo, una que va desde el nivel 1 hasta el nivel 2 y la que va desde el nivel 2 hasta el nivel 3; estas son del tipo “U” y cuentan con 17 escalones y un descanso en el octavo escalón, además son de concreto armado.

Figura 41.

Vista lateral de escaleras recta



Nota. Modelo realizado en software REVIT, 2025.

Figura 42.

Vista lateral de escaleras tipo "L"



Nota. Modelo realizado en software REVIT, 2025.

Figura 43.

Vista lateral de escaleras tipo "U"



Nota. Modelo realizado en software REVIT, 2025.

Por otra parte, cuando hablamos de corredores en los pabellones, estos presentan diferentes corredores en los 3 pisos, los cuales conecta a todas aulas o áreas existentes. Asimismo, esta institución educativa solo cuenta con un acceso principal el cual se encuentra en el Jirón José Quiñones.

iv. Distribución de ambientes

La institución educativa cuenta con la siguiente distribución de acuerdo al pabellón y número de piso respectivo:

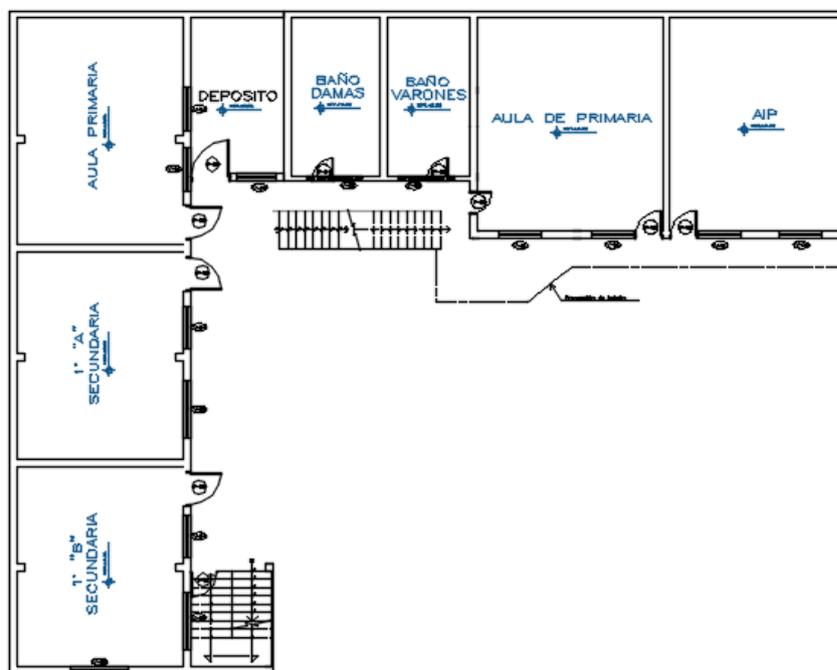
Tabla 17.

Distribución de ambientes en pabellones

Piso Pabellón	Primero	Segundo	Tercero
N°1	1 aula 2 baños 1 AIP	2 aulas 1 sala de profesores 1 depósito	2 aulas 1 biblioteca 1 dirección 1 almacén
N°2	3 aulas 1 depósito	3 aulas 1 depósito 1 baño	1 aula 1 auditorio 2 baños 1 almacén

Figura 44.

Distribución del primer nivel



Nota. Para mayor detalle revisar el Anexo B: Planos.

La distribución de ambientes de los demás niveles está detallada en los planos arquitectónicos en los ANEXOS.

v. Materiales y sistemas constructivos

Con respecto a los tipos de techos presentes en los pabellones, el pabellón N°2 presenta un aligerado el cual tiene encima un techo de tejas andinas y el pabellón N°1 presenta un techo de calaminas metálicas.

El tipo de ladrillo el cual se ha empleado en muros es del tipo King Kong sólido artesanal y para el aligerado se ha utilizado el tipo de ladrillo de techo hueco 15x30x30.

Por otro lado, ambos pabellones cuentan con pisos de cerámica y pintura en todos los muros.

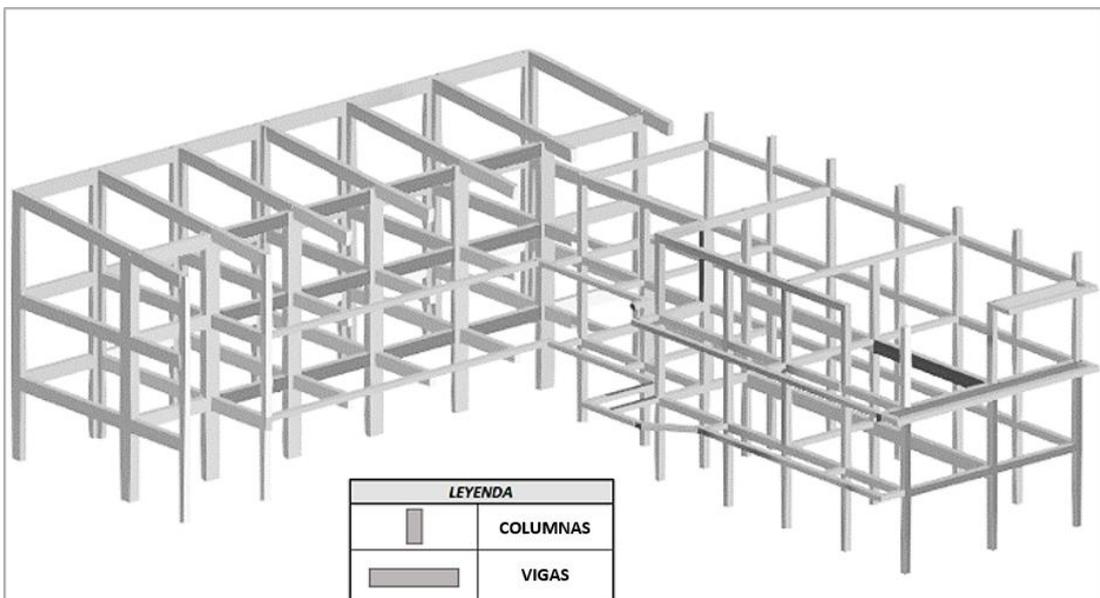
3.7.2. DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN

i. Sistema estructural general

El tipo de sistema estructural que presentan los pabellones son del tipo pórticos, es decir, el sistema está compuesto por varios pórticos de concreto armado. Además, presentan losas aligeradas en todos sus pisos a excepción del piso 3 en el pabellón N°1.

Figura 45.

Pórticos en módulo N°1 y N°2



Nota. Modelo realizado en software REVIT, 2025.

ii. Elementos estructurales principales

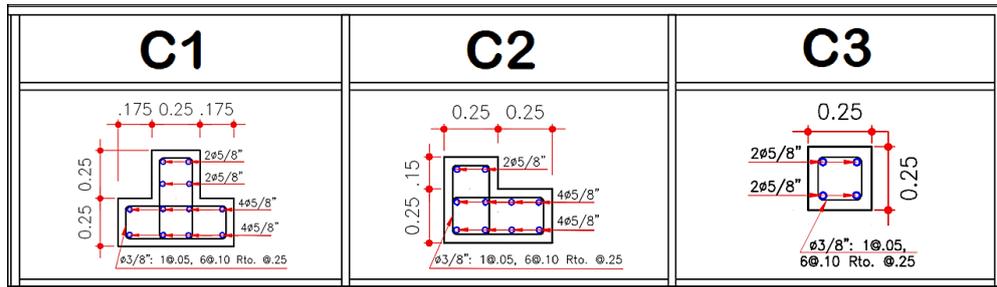
Los elementos estructurales principales que integran la estructura de ambos pabellones son los siguientes:

Columnas:

Existen 3 tipos de columnas presentes, las de sección “L”, las de sección cuadrada y las de sección “T”. Las dimensiones y los aceros presentes en ellas se evidencian a continuación:

Figura 46.

Aceros en columnas



Asimismo, estas se encuentran alineadas desde el primer piso hasta el último piso en ambos pabellones y sus medidas fueron verificadas con las de los planos, encontrando que no hubo variaciones en estas.

Figura 47.

Medición de columna en Pabellón N°1



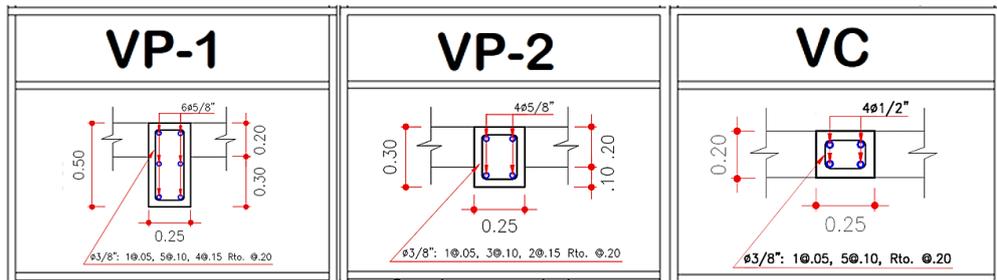
Nota. Medidas tomadas en columna de Pabellón N°1 con wincha de mano, 2025.

Vigas:

Existen 3 tipos de vigas presentes en los pabellones; las VP – 01 de sección 25x50, las VP - 02 de sección 25x30 y las VC de sección 25x20.

Figura 48.

Aceros de vigas



Al igual que para las columnas, sus medidas fueron verificadas con las de los planos, encontrando que no hubo variaciones en estas.

Figura 49.

Medición de viga en Pabellón N°2



Nota. Medidas tomadas en viga de Pabellón N°2 con wincha de mano, 2025.

Losa:

El aligerado que se encuentra en ambos pabellones, con un espesor de 20 cm y con material de relleno el ladrillo de tipo techo hueco 15x30x30.

iii. Materiales estructurales

Luego de haber realizado el ensayo de esclerometría se determinó que el $f'c$ estimado del Concreto armado que se utilizó para los elementos estructurales de

los pabellones en estudio varía de acuerdo al pabellón en estudio, los resultados de esto se mostrarán posteriormente.

Por otro lado, con ayuda del escáner de aceros, se pudo comprobar la existencia de los aceros en los elementos estructurales, y de acuerdo a la información brindada en el expediente técnico, la antigüedad de la construcción según lo recomendado por el ASCE 41-17 (2017) y los lineamientos de la Normativa Técnica Peruana de ese entonces, la resistencia a la fluencia (f_y) de los aceros es de 4200 kg/cm².

3.7.3. IDENTIFICACIÓN DE DEFICIENCIAS ARQUITECTÓNICAS Y ESTRUCTURALES

Luego de haber realizado las inspecciones técnicas visuales en las instalaciones de la Institución Educativa, se encontró algunas deficiencias en la parte estructural, arquitectónica y constructiva debido a un mal diseño tanto estructural como arquitectónico, falta de mantenimiento y una deficiente mano de obra y supervisión técnica al momento de la construcción. A continuación, se muestra lo identificado.

Figura 50.

Falta de junta de separación sísmica entre la institución educativa y construcciones colindantes



Nota. Fotografía tomada del pabellón N°2 con vivienda colindante, 2025.

Figura 51.

Ausencia de columnas en muros perimetrales en la institución educativa



Nota. Fotografía tomada cambio de dirección en muro perimetral, 2025.

Figura 52.

Fisuras en esquinas de ventanas debido a la falta de columnas y vigas de confinamiento de albañilería en ambos pabellones



Nota. Fotografía tomada en pabellón N°2, 2025.

Figura 53.

Deflexión dependiente del tiempo en vigas del pabellón N°2, específicamente en el eje 2-2 del primer nivel, ocasionando ventanas ligeramente deflectadas



Nota. Fotografía tomada en pabellón N°2, 2025.

Figura 54.

Muros sin continuidad vertical, que ocasionan la irregularidad en altura de piso blando en ambos pabellones



Nota. Fotografía tomada en pabellón N°1, 2025.

Figura 55.

Fisuras en el parapeto de albañilería del corredor en voladizo del segundo nivel en el pabellón N°1, que se extienden hasta la losa



Nota. Fotografía tomada en pabellón N°1, 2025.

Figura 56.

Patrón de fisuras en losa del corredor en voladizo del entrepiso del 1° y 2° nivel en el pabellón N°1



Nota. Fotografía tomada en pabellón N°1, 2025.

Figura 57.

Insuficiente altura libre y segura entre el tramo del segundo y tercer piso del pabellón N°1



Nota. Fotografía tomada en escaleras de pabellón N°1, 2025.

Figura 58.

Ancho del corredor en voladizo en entrepiso del 1° y 2° nivel y del 2° y 3° nivel del pabellón N°1 son insuficientes



Nota. Fotografía tomada en pabellón N°1, 2025.

Figura 59.

Falta de junta de separación sísmica entre pabellones y unión de los diafragmas de piso rígido del entrepiso del 1° y 2° nivel y de 2° y 3° nivel



Nota. Fotografía tomada en intersección de pabellón N°2 con N°1, 2025.

3.7.4. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

3.7.4.1. ENSAYOS DE ESCLEROMETRÍA

De acuerdo con las especificaciones técnicas encontradas en los planos se pudo obtener algunas características del concreto que se debió utilizar en la construcción de los pabellones. De este modo, para el pabellón N°1 y N°2 se encontró especificado que ambos estaban diseñados con un concreto de resistencia a la compresión ($f'c$) de $210\text{kg}/\text{cm}^2$ en todos sus elementos estructurales. Sin embargo, teniendo en cuenta los lineamientos indicados en el ASCE/SEI 41 –17 en donde se recomienda que de no tener información real de la fase constructiva se debería realizar ensayos en los elementos estructurales para determinar la resistencia a la compresión real del concreto utilizado.

Por ello, en la presente investigación, siguiendo esta recomendación, se realizaron 8 ensayos en los elementos estructurales para comprobar si lo planteado en los planos fue lo mismo que se utilizó en el proceso constructivo.

Las fotografías y el informe completo sobre estos ensayos estarán más detallados en la sección de ANEXOS.

3.7.4.2. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DEL CONCRETO

Luego de haber realizado los ensayos de esclerometría en los elementos estructurales (vigas y columnas) de los 2 pabellones se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 18.

Resistencias obtenidas en vigas y columnas

		RESUMEN			
ENSAYO Nº	PABELLÓN	ELEMENTO ESTRUCTURAL	RESISTENCIA (f'c) ESPECIFICADA(Kg/cm ² /Mpa)	RESISTENCIA (f'c) OBTENIDO (Kg/cm ² /Mpa)	Δ(%)
1	PABELLÓN N°2	Columna C-01	210 Kg/cm ²	180 Kg/cm ²	-14.29 %
2		Columna C-02	210 Kg/cm ²	180 Kg/cm ²	-14.29 %
3		Viga V-01	210 Kg/cm ²	180 Kg/cm ²	-14.29 %
4		Viga V-02	210 Kg/cm ²	210 Kg/cm ²	0.00 %
5	PABELLÓN N°1	Columna C-03	210 Kg/cm ²	238 Kg/cm ²	13.33 %
6		Columna C-04	210 Kg/cm ²	210 Kg/cm ²	0.00 %
7		Viga V-03	210 Kg/cm ²	180 Kg/cm ²	-14.29 %
8		Viga V-04	210 Kg/cm ²	180 Kg/cm ²	-14.29 %

Es así que, considerando lo obtenido, se realizó el cálculo de los valores promedio de las resistencia del concreto para columnas y vigas de ambos pabellones, reduciéndolos al múltiplo de cinco inferior, para que la resistencia final, la cual será utilizada en el modelo numérico estructural, sea más conservadora, puesto que al ser un ensayo indirecto y superficial el de esclerometría, se puede llegar a sobreestimar los resultados, debido a patologías como la carbonatación o las condiciones del recubrimiento existente en los elementos estructurales.

Tabla 19.

Resistencias utilizadas en el modelo numérico estructural en vigas y columnas

Descripción	Valor final
pabellón N°2	
Columnas	175 kg/cm ²
Vigas	190 kg/cm ²
pabellón N°1	
Columnas	210 kg/cm ²
Vigas	175 kg/cm ²

3.7.4.3. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DEL ACERO

Teniendo en cuenta que en la información del expediente técnico que fue brindado y considerando que ambos pabellones tienen menos de 25 años, entonces la resistencia a la fluencia considerada será $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y las demás especificaciones serán detalladas posteriormente.

3.7.5. CONSIDERACIONES PARA EL MODELAMIENTO NUMÉRICO ESTRUCTURAL

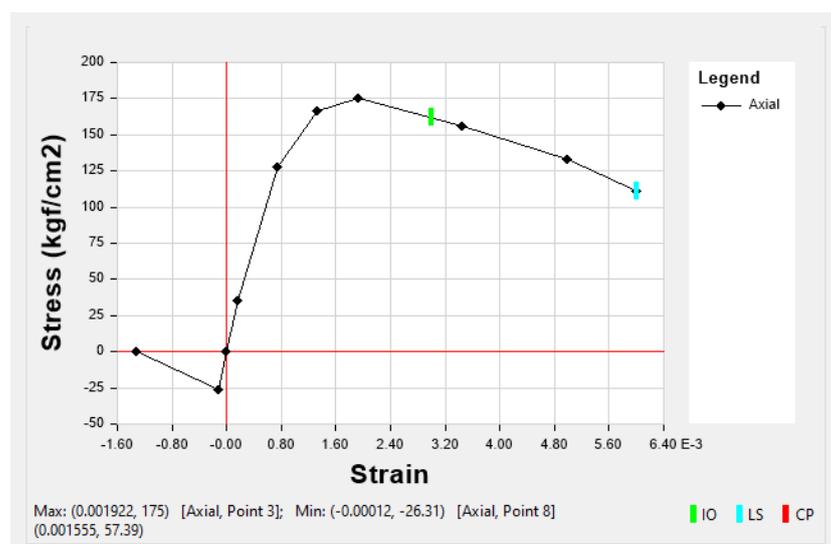
3.7.5.1. CURVAS DE ESFUERZO-DEFORMACIÓN DE LOS MATERIALES

a) CONCRETO

Para la relación entre el esfuerzo y deformación del concreto, los investigadores Mander, Priestley y Park (1988) desarrollaron un modelo para representar el comportamiento del concreto confinado, el cual tiene como característica el incremento de la deformación unitaria última, debido a que consideraron el esfuerzo de compresión en aumento. Asimismo, es necesario abordar este modelo ya que el software ETABS, utilizado para el modelamiento estructural considera este modelo.

Figura 60.

Modelo de Mander para concreto $f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2$



Nota. De modelamiento en software ETABS, 2025.

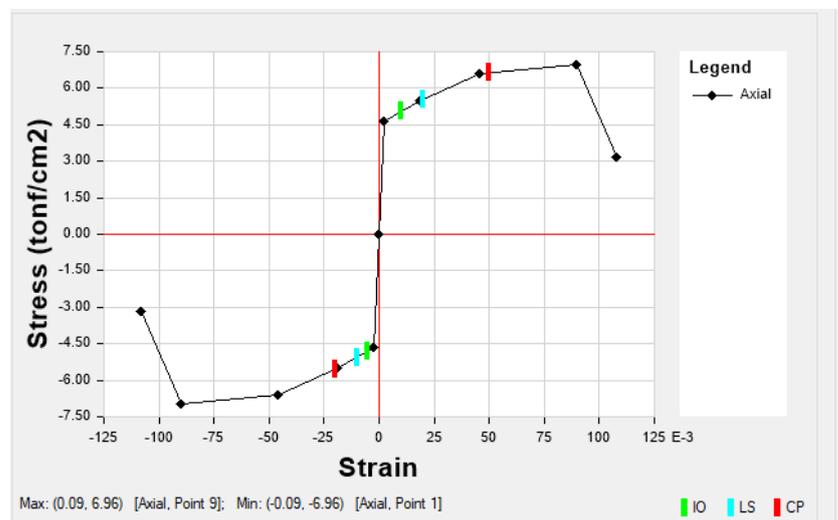
Asimismo, también existen los modelos para las resistencias de $f'c=190$ kg/cm^2 y $f'c=210$ kg/cm^2 del concreto, ya que al ser diferentes resistencias, estos diagramas varían. Sin embargo, las figuras de estos diagramas no se incluyen aquí porque el modelo presentado anteriormente es representativo de como serían los demás, puesto que las gráficas son similares.

b) ACERO

Así como para la relación entre el esfuerzo y deformación del concreto propuesto por Mander, Priestley y Park en 1988; para el acero los investigadores Park R. y Paulay T. (1975) desarrollaron un modelo el cual representa esta relación bajo cargas cíclicas teniendo en cuenta un rango elástico al inicio, seguido de un rango plástico que considera el endurecimiento por deformación y luego un comportamiento de histéresis, el cual simula la degradación ocasionada por los ciclos sísmicos. Además, de igual manera, este modelo lo utiliza el software ETABS.

Figura 61.

Modelo de Park ($f_y = 4200$ kg/cm^2)



Nota. De modelamiento en software ETABS, 2025.

3.7.5.2. ALBAÑILERÍA

La albañilería al encontrarse separada de los elementos estructurales no se considera como parte del sistema estructural, por ello solo se considerará como

carga en el modelo numérico estructural. Asimismo, se encuentra conformada por ladrillos King Kong sólidos artesanales de arcilla.

3.7.5.3. TIPO DE SUELO

El tipo de suelo considera teniendo en cuenta lo mencionado por la información obtenida el expediente técnico el cual clasifica el suelo como tipo blando (S3).

3.7.5.4. CATEGORÍA DE EDIFICACIÓN SEGÚN NORMA E.030

Debido a que la edificación, en estudio, brinda servicio de educación; es decir, es una institución educativa, según la Norma Técnica Peruana E.030, este tipo de edificaciones son de categoría A (edificaciones esenciales), y específicamente cuando se refiere a colegios menciona el tipo A2, el cual presenta un factor de uso (U) de 1.5.

3.7.5.5. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES USADAS EN EL MODELO

Las propiedades que se tendrán en cuenta para la realización del modelo numérico estructural serán las siguientes:

Tabla 20.

Propiedades para modelo numérico estructural

Materiales	Especificación	
	Pabellón N°1	Pabellón N°2
Concreto		
Resistencia (f'c) vigas y losas	175 kg/cm ²	190 kg/cm ²
Resistencia (f'c) columnas	210 kg/cm ²	175 kg/cm ²
Módulo de elasticidad (E) vigas y losas	199754 kgf/cm ²	208139 kgf/cm ²
Módulo de elasticidad (E) Columnas	218820 kgf/cm ²	199754 kgf/cm ²
Módulo de Poisson (μ)	0.15	0.15
Peso específico (γ)	0.0024 kgf/cm ³	0.0024 kgf/cm ³
Acero		
Esfuerzo de fluencia (fy)	4200 kg/cm ²	4200 kg/cm ²
Peso Unitario (PU)	7850 kg/m ³	7850 kg/m ³
Módulo de elasticidad (E)	2 000 000 kgf/cm ²	2 000 000 kgf/cm ²

3.7.6. MODELO NUMÉRICO ESTRUCTURAL

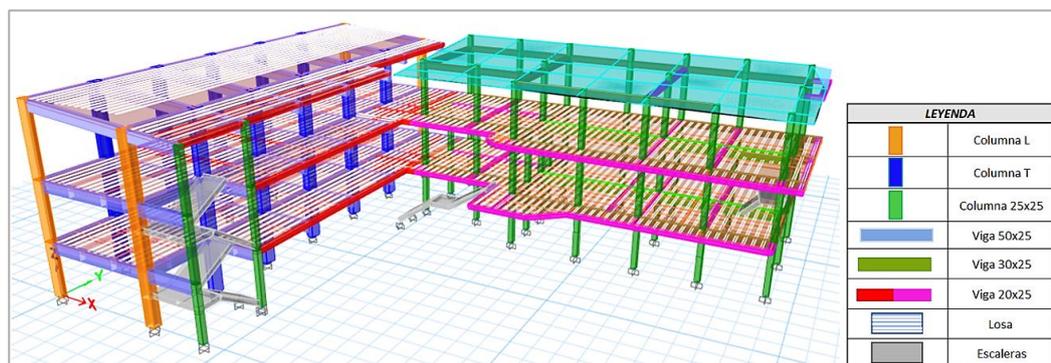
Los pabellones N°1 y N°2 teniendo en cuenta las consideraciones mencionadas anteriormente, fue realizado el modelado, para la presente investigación, en el software ETABS v.21.2.

Asimismo, debido a que el sistema estructural indicado por las especificaciones técnicas en ambos pabellones es de tipo pórticos, y habiendo observado que los muros no se encuentran adosados a las columnas y vigas; para el modelamiento dichos muros se han considerado como cargas distribuidas linealmente, las cuales se detallarán mejor posteriormente.

En tal sentido, el modelo estructural resultante es el siguiente:

Figura 62.

Modelo numérico estructural realizado en el software ETABS



Nota. De modelamiento en software ETABS, 2025.

3.7.7. METRADO DE CARGAS

Para el metrado de carga muerta se debe tener en cuenta el peso específico de cada material, considerando lo indicado en la Norma Técnica Peruana E.020, así como las dimensiones de los elementos. El software utilizado, coloca de manera automática el peso propio de cada elemento. Por ello, solo es necesario la adición de los acabados de piso, cielo raso, revestimientos, tabiquería, o algún tipo de carga puntual o distribuida que sea necesaria considerarla.

La carga adicional considerada para piso terminado, tabiquería, tarrajeo, etc. se muestra a continuación.

a) CARGAS MUERTAS

La carga muerta que se tuvo en cuenta por m² de losa aligera se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 21.

Metrado de cargas muertas

Descripción	Peso unitario (kg/m²)
Peso de acabados	100
Cielo raso	50
Cobertura teja andina	10.24
Calamina e=0.14 mm	1.16
Tabiquería	100
Tarrajeo de muros	40
Parapeto	270

Nota. Adaptado de Norma Técnica Peruana E.020, 2006.

b) CARGAS VIVAS

La carga viva que se tuvo en cuenta por ambientes es la siguientes:

Tabla 22.

Metrado de cargas vivas

Ambiente	Peso unitario (kg/m²)
Aulas	250
Oficinas	250
Biblioteca	300
Sala de profesores	250
Auditorio	300
Corredores y escaleras	400
Baños	300
Almacén	500

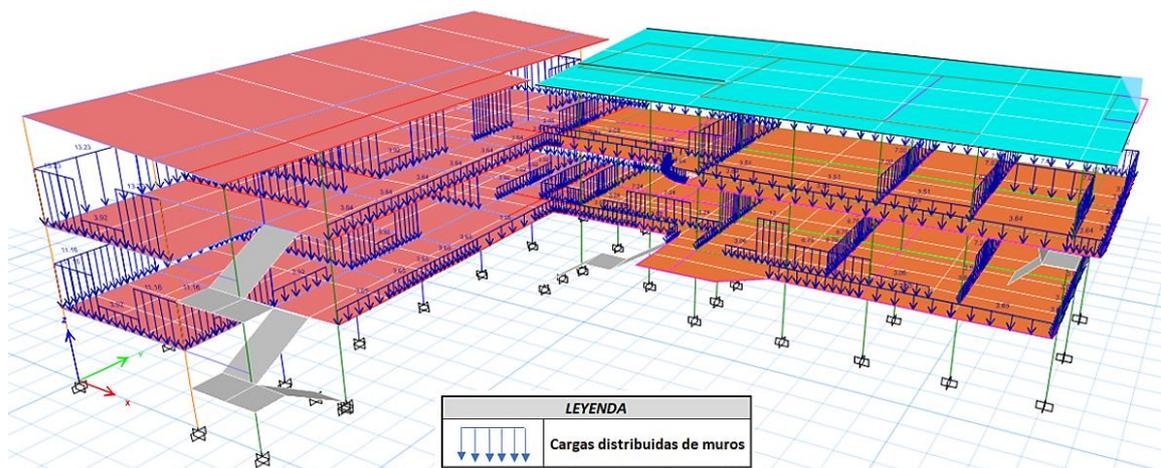
Nota. Adaptado de Norma Técnica Peruana E.020, 2006.

Asimismo, tal como se indicó anteriormente, los muros no adosados a vigas y columnas, han sido representados como cargas distribuidas linealmente en el modelo numérico estructural.

Finalmente, el modelo con las cargas se muestra a continuación.

Figura 63.

Modelo numérico estructural con cargas adicionales



Nota. De modelamiento en software ETABS, 2025.

3.7.8. INCORPORACIÓN DE INELASTICIDAD EN EL MODELO ESTRUCTURAL

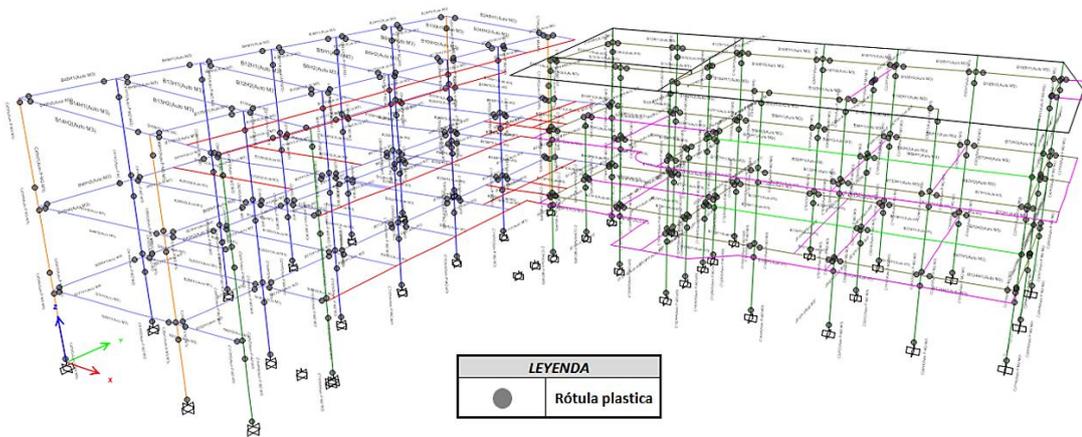
3.7.8.1. ASIGNACIÓN DE LAS RÓTULAS PLÁSTICAS

La asignación de rótulas plásticas se realiza en puntos específicos de los elementos estructurales como columnas y vigas para lograr representar el comportamiento plástico y la distribución del daño en una estructura. Para la presente investigación, se consideró una distancia relativa del 5% y 95% para la disposición de las rótulas plásticas tanto en vigas como en columnas, ya que estas distancias permiten que exista una representación más real del comportamiento plástico, consiguiendo la formación de las rótulas en lugares efectivos y seguros para la correcta disipación de energía.

Asimismo, se tuvo en cuenta las tablas y gráficos que nos indica la ASCE 41-17 para la asignación de dichas rótulas, tanto en vigas como en columnas.

Figura 64.

Asignación de rótulas plásticas en modelo numérico estructural



Nota. De modelamiento en software ETABS, 2025.

3.7.9. ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO LINEAL

3.7.9.1. ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL

3.7.9.1.1. VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD

Para la verificación de irregularidades se ha hecho uso del programa ETABS, obteniendo los siguientes resultados:

Tabla 23.

Verificación de irregularidades

TIPO DE IRREGULARIDAD	Regularidad	
	EJE X	EJE Y
EN ALTURA		
Irregularidad de rigidez- piso blando	REGULAR	IRREGULAR
Irregularidad de resistencia- piso débil	REGULAR	REGULAR
Irregularidad de masa o peso	IRREGULAR	
Irregularidad geométrica vertical	REGULAR	
Irregularidad de disc. de los sist. resis.	REGULAR	
EN PLANTA		
Irregularidad torsional	IRREGULAR	IRREGULAR
Irregularidad de esquina entrante	IRREGULAR	IRREGULAR
Irregularidad por discontinuidad de diafragma	REGULAR	
Irregularidad por sistemas no paralelos	REGULAR	

Nota. Elaborado a partir de Norma Técnica Peruana E.030, 2018.

Los resultados mostrados en la Tabla 23 fueron procesados en el software Excel siguiendo los lineamientos dados en la NTP E.030, ASCE 7-22 y el libro sobre configuración y diseño sísmico de edificios (Arnold & Reitherman, 1987).

De este modo, luego de haber realizado la verificación de irregularidades considerando principalmente lo indicado por la Norma Técnica Peruana E.030 (2018), se comprobó que además de la irregularidad evidente por esquina entrante existente, también existen más irregularidades como la de piso blando. Por consiguiente, los factores de irregularidad tanto en planta como en altura son los siguientes:

$$I_a = 0.9 \quad \text{y} \quad I_p = 0.75 \rightarrow \text{para X-X}$$

$$I_a = 0.75 \quad \text{y} \quad I_p = 0.75 \rightarrow \text{para Y-Y}$$

3.7.9.1.2. PARÁMETROS SÍSMICOS

Al momento de realizar el análisis estático se necesita tener definidos los parámetros de sismicidad que se utilizarán, para ello se debe considerar lo indicado por la Norma E.030 (2018).

Tabla 24.

Parámetros sísmicos

Parámetro	Símbolo	Descripción	Valor
Factor de Zona	Z	Zona 03	0.35
Factor de Uso	U	Edificación esencial (A2)	1.5
Factor de suelo	S	Suelo S3	1.2
Periodo que define la plataforma del parámetro "C"	TP	Para S3	1.0
Periodo que define el inicio de la zona del parámetro "C"	TL	Para S3	1.6
Factor de amplificación sísmica	C	TP < TL	2.50
Coficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas	Ro	Pórticos	8
Irregularidad en planta X-X y Y-Y	Ip	Irregularidad torsional	0.75
Irregularidad en altura X-X	Ia	Irregularidad por masa o peso	0.9
Irregularidad en altura Y-Y	Ia	Irregularidad por piso blando	0.75
Coficiente de reducción X-X	R	Ro x Ip x Ia	5.4
Coficiente de reducción Y-Y	R	Ro x Ip x Ia	4.5

Nota. Elaborado a partir de Norma Técnica Peruana E.030, 2018.

3.7.9.1.3. FUERZA CORTANTE MÍNIMA

Luego de haber definido los parámetros sísmicos, es necesario el obtener la cortante mínima para cada sentido, la cual se calcula de la siguiente manera (NTP E.030, 2018):

$$V = \frac{ZUCS}{R} \times P$$

Entonces utilizando la ecuación podemos obtener la fuerza cortante mínima para cada pabellón tanto en la dirección “x” como en la “y”.

Asimismo, debido a que ambos Pabellones se encuentran unidos por un diafragma rígido y vigas en 2 niveles, la fuerza cortante mínima se obtendrá considerando ambos pabellones como uno solo.

❖ Pabellón N°1 y N°2

Fuerza cortante mínima en X

$$V_X = \frac{0.35 \times 1.5 \times 2.5 \times 1.2}{5.40} \times 864467.48$$

$$V_X = 250695.569 \text{ kgf}$$

Fuerza cortante mínima en Y

$$V_Y = \frac{0.35 \times 1.5 \times 2.5 \times 1.2}{4.50} \times 864467.48$$

$$V_Y = 302563.618 \text{ kgf}$$

Sin embargo, para realizar un análisis más riguroso y representativo del comportamiento de la estructura frente a un evento sísmico, considerando que es una estructura irregular en planta con forma de “L”, para cada pabellón que conforman dicha estructura, se calculará independientemente la fuerza cortante mínima, para así lograr conseguir un enfoque de evaluación que tenga en cuenta el comportamiento en conjunto y por separado de los pabellones. De este modo, también se considerará la condición de que en los primeros niveles los pabellones están unidos por diafragmas rígidos y en el tercer nivel estos se separan, teniendo un comportamiento estructural independiente.

❖ **Pabellón N°2**

Fuerza cortante mínima en X e Y

$$V_{XeY} = \frac{0.35 \times 1.5 \times 2.5 \times 1.2}{7.2} \times 541965.2$$

$$V_{XeY} = \mathbf{106767.144 \text{ kgf}}$$

❖ **Pabellón N°1**

Fuerza cortante mínima en X e Y

$$V_{XeY} = \frac{0.35 \times 1.5 \times 2.5 \times 1.2}{8} \times 322499.01$$

$$V_{XeY} = \mathbf{63532.305 \text{ kgf}}$$

3.7.9.1.4. DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS EN ALTURA

En este tipo de análisis es necesario el determinar la distribución de las fuerzas sísmicas, ya que con ellas logramos representar la acción de un evento sísmico y así poder evaluar la demanda interna en cada nivel de la estructura. Por ello, para lograr obtener esta distribución se empleará el método de la siguiente ecuación (NTP E.030, 2018):

$$F_i = \alpha V$$

Considerando que,

$$\alpha = \frac{P_i \times h_i^k}{\sum_{j=1}^n P_j \times h_j^k}$$

Y además que

- $T < 0.5 \rightarrow k = 1$
- $T > 0.5 \rightarrow k = (0.75 + 0.5 T) < 2.0$

Asimismo, los términos de las ecuaciones se definen como: Peso por piso (P_i), altura de cada piso (h_i), exponente relacionado con el periodo fundamental (k) cortante basal (V) y el periodo fundamental de vibración (T).

Entonces, teniendo en cuenta ello, se hallan las distribuciones de fuerzas sísmicas en altura para ambos pabellones en dirección “x” e “y”, considerando la interacción en conjunto e individual de estos.

❖ **Pabellón N°1 Y N°2**

Distribución de fuerzas en “X”

Tabla 25.

Distribución de fuerzas sísmicas en altura X-X - en conjunto

<i>Piso</i>	<i>hi (acum. m)</i>	<i>Pi (kgf)</i>	<i>Pi x hi^k</i>	<i>αi</i>	<i>V_{XeY} (kgf)</i>	<i>Fi (kgf)</i>
piso 3	9.119	134334.130	1225056.069	0.277	250695.569	69384.238
piso 2	5.710	375625.01	2144818.807	0.485	250695.569	121477.394
piso 1	2.980	354508.34	1056434.853	0.239	250695.569	59833.937
SUMA		864467.480	4426309.729			

Distribución de fuerzas en “Y”

Tabla 26.

Distribución de fuerzas sísmicas en altura Y-Y - en conjunto

<i>Piso</i>	<i>hi (acum. m)</i>	<i>Pi (kgf)</i>	<i>Pi x hi^k</i>	<i>αi</i>	<i>V_{XeY} (kgf)</i>	<i>Fi (kgf)</i>
piso 3	9.119	134334.130	1225056.069	0.277	302563.618	83739.598
piso 2	5.710	375625.01	2144818.807	0.485	302563.618	146610.648
piso 1	2.980	354508.34	1056434.853	0.239	302563.618	72213.372
SUMA		864467.480	4426309.729			

❖ **Pabellón N°2**

Distribución de fuerzas en “X e Y”

Tabla 27.

Distribución de fuerzas sísmicas en altura – pabellón N°2

<i>Piso</i>	<i>hi (acum. m)</i>	<i>Pi (kgf)</i>	<i>Pi x hi^k</i>	<i>αi</i>	<i>V_{XeY} (kgf)</i>	<i>Fi (kgf)</i>
piso 3	9.119	114339.690	1042717.373	0.356	106767.14	38013.030
piso 2	5.710	224043.02	1279285.644	0.437	106767.14	46637.301
piso 1	2.980	203582.49	606675.820	0.207	106767.14	22116.814
SUMA		541965.200	2928678.837			

❖ **Pabellón N°1**

Distribución de fuerzas en “X e Y”

Tabla 28.

Distribución de fuerzas sísmicas en altura – pabellón N°1

Piso	hi (acum. m)	Pi (kgf)	Pi x hi^k	ai	V_{XeY} (kgf)	Fi (kgf)
piso 3	8.710	19994.44	174151.572	0.117	63532.30	7428.493
piso 2	5.710	151581.99	865533.163	0.581	63532.30	36919.606
piso 1	2.980	150922.58	449749.288	0.302	63532.30	19184.206
SUMA		322499.010	1489434.024			

3.7.9.2. ANÁLISIS DINÁMICO LINEAL

3.7.9.2.1. FORMAS MODALES

Para comprender el comportamiento dinámico de la estructura en estudio, frente a un evento sísmico, se detallan a continuación, los modos de vibración los cuales presentan una sumatoria de masas participativas mayor o igual al 90 % de la masa en total, según lo indicado por la NTP E.030 (2018).

Asimismo, debido a que ambos pabellones están unidos por diafragmas rígidos, se tomará en cuenta los modos de vibración en conjunto.

❖ **Pabellón N°1 y N°2**

Tabla 29.

Modos de vibración

MODO	Período (Seg)	Acumulado de masa participativa					
		Ux	Uy	Rx	Sum Ux	SumUy	SumRz
1	0.445	0.3336	0.1250	0.4424	0.3336	0.1250	0.4424
2	0.384	0.1080	0.2372	0.0008	0.4416	0.3623	0.4432
3	0.351	0.2478	0.1724	0.1277	0.6894	0.5347	0.5709
4	0.300	0.1096	0.3116	0.3170	0.7989	0.8463	0.8878
5	0.244	0.0241	0.0006	0.0016	0.8230	0.8470	0.8894
6	0.196	0.0000	0.0107	0.0038	0.8231	0.8577	0.8932
7	0.192	0.0000	0.0193	0.0004	0.8231	0.8770	0.8936

8	0.172	0.0005	0.0010	0.0005	0.8236	0.8780	0.8941
9	0.160	0.0000	0.0004	0.0003	0.8237	0.8784	0.8944
10	0.143	0.0722	0.0251	0.0142	0.8959	0.9035	0.9087
11	0.131	0.0000	0.0001	0.0001	0.8959	0.9036	0.9088
12	0.116	0.0078	0.0412	0.0005	0.9037	0.9448	0.9092

Como podemos observar en la Tabla 29, en la dirección X-X el porcentaje de masa participativa a logrado alcanzar el 90% en el modo de vibración 12, mientras que en la dirección Y y en Rz se ha alcanzado este porcentaje en el modo 10. Lo que indica que existe una distribución de la respuesta estructural más compleja en la dirección X, lo cual se relaciona con la irregularidad que presenta la estructura.

3.7.9.2.2. EVALUACIÓN DE DERIVAS

A partir del análisis modal espectral obtenemos las derivas de entrepiso, las cuales nos permiten evaluar los desplazamientos relativos entrepisos. En tal sentido, estas las obtenemos del software ETABS, teniendo en cuenta lo establecido por la Normativa Técnica Peruana E.030 (2018):

$$\text{Deriva} < 0.007 \rightarrow \text{concreto armado}$$

En la siguiente tabla se muestra las derivas máximas y su comprobación con respecto a los 2 pabellones en estudio en conjunto.

❖ Pabellón N°1 y N°2

Sismo dinámico en dirección “X e Y”

Tabla 30.

Derivas de entrepiso

PISO	Derivas		Verificación (NTP E.030, 2018)	
	X	Y	X	Y
Piso 3	0.012	0.052	NO CUMPLE	NO CUMPLE
Piso 2	0.011	0.006	NO CUMPLE	CUMPLE
Piso 1	0.011	0.022	NO CUMPLE	NO CUMPLE

3.8.DEMANDA SÍSMICA

3.8.1. ESPECTRO DE DEMANDA

3.8.1.1. COMPARACIÓN DE ESPECTRO DE DEMANDA SEGÚN NTP E.030 Y ESPECTRO DE PELIGRO UNIFORME

EL espectro de demanda indicado a realizar por la Norma Técnica Peruana E.030, de acuerdo a lo mencionado en la parte teórica, solo considera un periodo de 475 años, lo cual concuerda con un sismo del tipo raro según lo indicado por el comité Visión 2000 (SEAOC, 1995). Sin embargo, es importante y necesario el hacer una comparación entre estos dos tipos de espectro, para lograr identificar cual nos conviene más para el presente estudio.

Por consiguiente, para la gráfica del espectro según la NTP E.030 se utilizarán los siguientes valores:

Tabla 31.

Parámetros utilizados para espectro de aceleraciones de NTP E.030

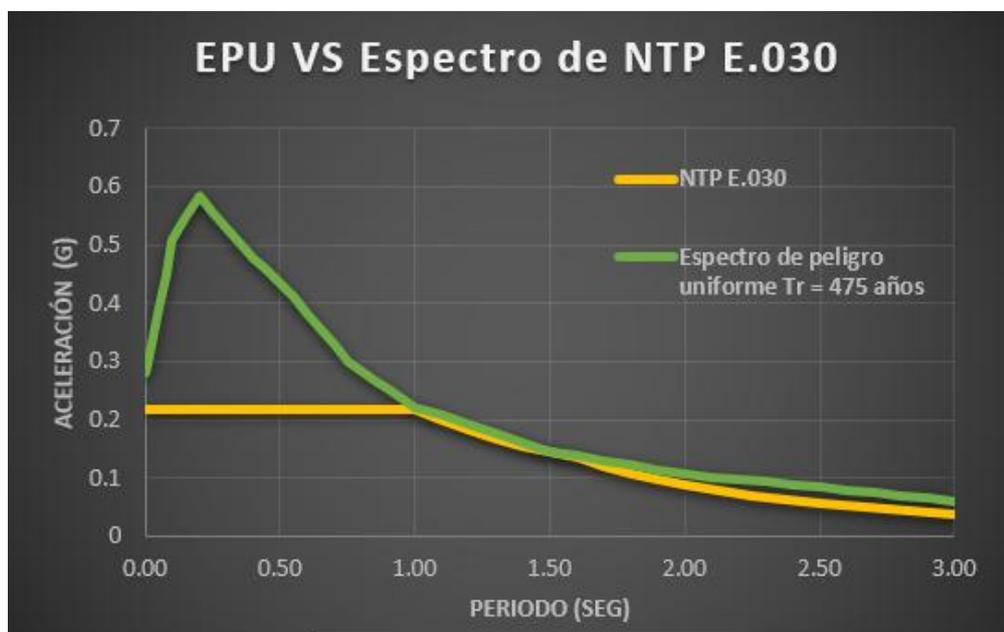
Parámetro	Valor
Z	0.35
U	1.5
S	1.2
TP	1.0
TL	1.6
C	2.50
Ro	8
Ip	0.75
Ia	0.75
R	4.5

Nota. Adaptado de Norma Técnica Peruana E.030, 2018.

Asimismo, para la gráfica del espectro de peligro uniforme de periodo de retorno de 475 años se hará uso del sitio Web de SENCICO, en donde primero se debe introducir las coordenadas del lugar y luego ajustar el periodo de retorno según se desee. A continuación, se muestra la gráfica del espectro según la NTP E.030 y el espectro de peligro uniforme para un periodo de retorno de 475 años.

Figura 65.

Comparación de EPU con espectro de NTP E.030



Nota. Espectros obtenidos de NTP E.030 Y SENCICO, 2025.

Como podemos notar en la gráfica de comparación de los espectros; el EPU proporciona algo adicional, un incremento inicial en la aceleración espectral, aportando así una mayor precisión y seguridad en la estimación de la demanda sísmica. Además, considerando obtener una relación con los niveles sísmicos definidos por el comité Visión 2000 (SEAOC, 1995), para cada periodo de retorno, como se mencionó anteriormente, es más adecuado el utilizar el espectro de peligro uniforme en el presente estudio.

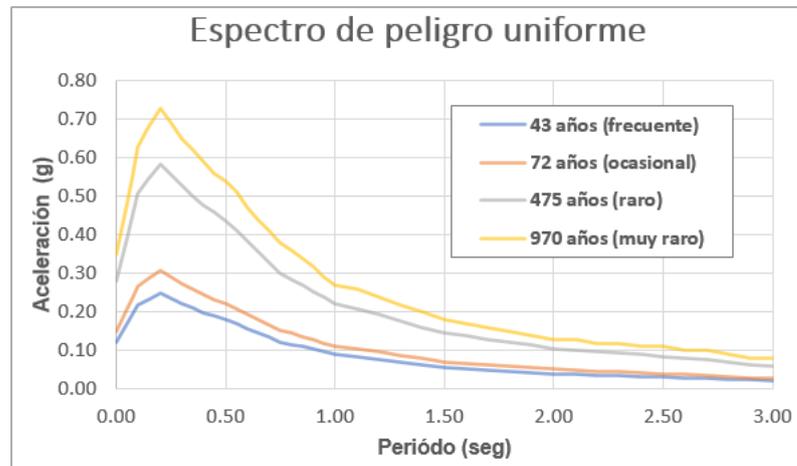
3.8.1.2. ESPECTRO DE PELIGRO UNIFORME PARA DIFERENTES PERÍODOS DE RETORNO

Para el presente estudio se utilizarán los periodos de retorno mostrados a continuación.

- ✓ Periodo frecuente (43 años)
- ✓ Periodo ocasional (72 años)
- ✓ Periodo raro (475 años)
- ✓ Periodo muy raro (970 años).

Figura 66.

Espectros de peligro uniforme para diferentes periodos de retorno



Nota. De Espectros de peligro uniforme, por SENCICO, 2025.

3.9. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL – PUSHOVER

Para el análisis estático no lineal realizado en el presente estudio, se ha considerado 3 nudos de control, teniendo en cuenta primero la masa en general de los 2 pabellones en conjunto y luego de manera independiente, ya que con ello se consigue realizar un análisis y evaluación más preciso del desempeño estructural frente a un evento sísmico de la edificación que es objeto de estudio de la presente investigación.

3.9.1. CURVAS Y ESPECTROS DE CAPACIDAD

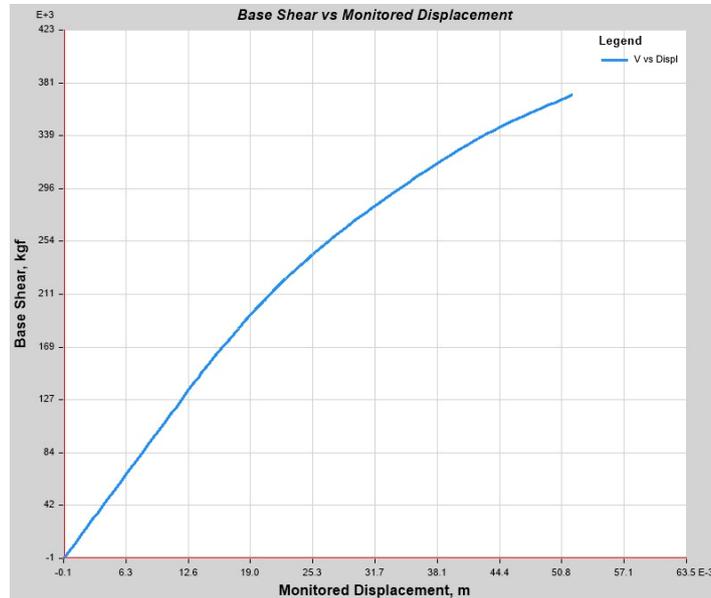
En el software ETABS, al correr el modelo estructural se generan curvas de capacidad y posteriormente, se pueden generar los espectros de estas, considerando las ecuaciones respectivas para dicho procedimiento.

En las siguientes figuras se evidencia el resultado gráfico de la obtención de la curva de capacidad y su transformación a su espectro de capacidad, considerando que estas se obtienen para la dirección en X y la dirección en Y. Además, es importante resaltar que para cada nudo de control ubicado en la edificación (3 nudos de control) se obtiene una curva de capacidad diferente. Sin embargo, a continuación, se presentan únicamente figuras representativas, puesto que las demás gráficas obtenidas en el software ETABS siguen el mismo patrón y los datos necesarios obtenidos de estas se muestran y analizan posteriormente.

Curva de capacidad

Figura 67.

Curva de capacidad X-X (pabellones en conjunto)

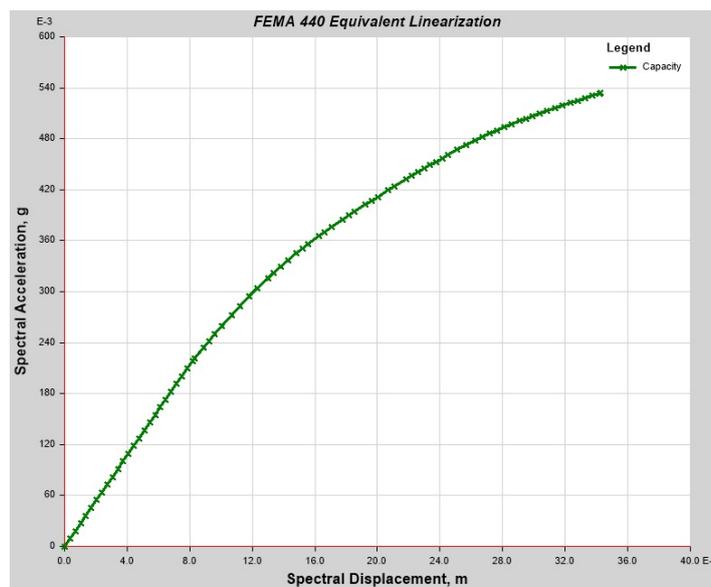


Nota. De modelamiento en software ETABS, 2025.

Espectros de capacidad

Figura 68.

Espectro de capacidad X-X (pabellones en conjunto)



Nota. De modelamiento en software ETABS, 2025.

3.9.2. REPRESENTACIÓN BILINEAL DE LA CURVA DE CAPACIDAD

Luego de haber conseguido la curva de capacidad, es importante el determinar la representación bilineal de la misma, ya que esta simplifica el comportamiento no lineal de la estructura en estudio, permitiendo así lograr evaluar el punto de desempeño sísmico de manera práctica. A continuación, se evidencia lo mencionado.

❖ Pabellón N°1 y N°2 en conjunto

➤ En dirección X-X

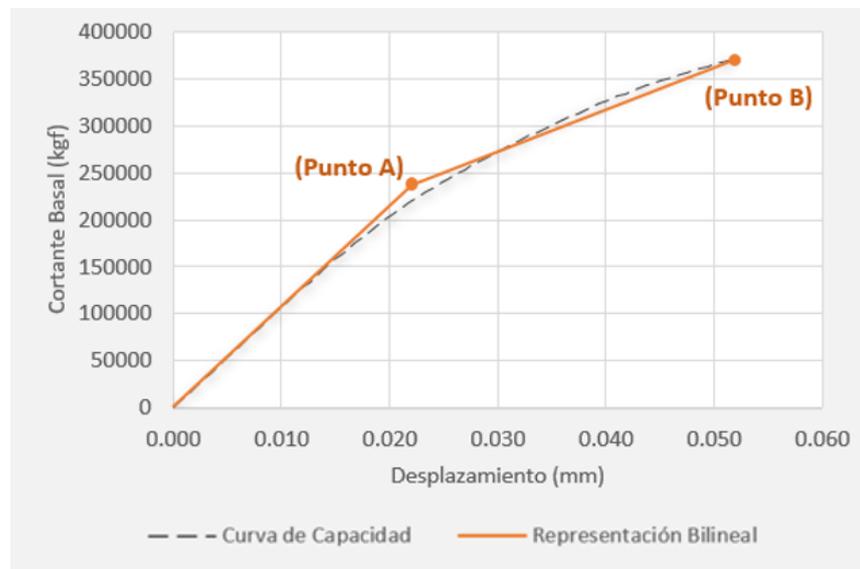
Tabla 32.

Parámetros de representación bilineal (Pabellón N°1 y N°2, X-X)

Parámetros	Valores	
	Punto de Cedencia	Punto de Fallo
Despl. (m)	0.02264	0.05196
V (Kgf)	240306.6	371509.83

Figura 69.

Representación Bilineal X-X (pabellones en conjunto)



Nota. Gráfica realizada en EXCEL con datos de modelo en ETABS, 2025.

➤ En dirección Y-Y

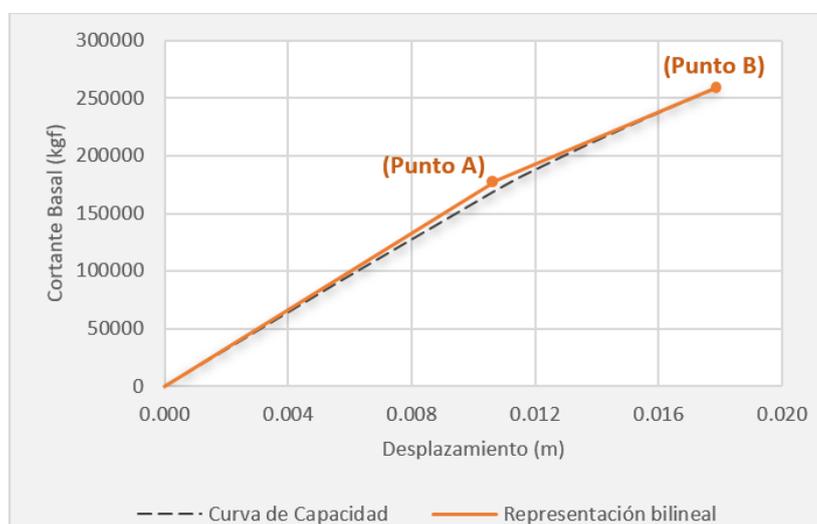
Tabla 33.

Parámetros de representación bilineal (Pabellón N°1 y N°2, Y-Y)

Parámetros	Valores	
	Punto de Cedencia	Punto de Fallo
Despl. (m)	0.010802	0.018037
V (Kgf)	173416.36	260608.46

Figura 70.

Representación Bilineal Y-Y (pabellones en conjunto)



Nota. Gráfica realizada en EXCEL con datos de modelo en ETABS, 2025.

Para las curvas de capacidad obtenidas en el pabellón N°1 y N°2, se ha realizado el mismo procedimiento, consiguiendo los siguientes puntos.

❖ **Pabellón N°1**

Tabla 34.

Parámetros de representación bilineal (Pabellón N°1, dirección X-X, Y-Y)

Parámetros	Valores			
	X-X		Y-Y	
	Punto de Cedencia	Punto de Fallo	Punto de Cedencia	Punto de Fallo
Despl. (m)	0.062175	0.195458	0.025485	0.098367
V (Kgf)	200229.98	345565.44	115925.63	213945.18

❖ **Pabellón N°2**

Tabla 35.

Parámetros de representación bilineal (Pabellón N°2, dirección X-X, Y-Y)

Parámetros	Valores			
	X-X		Y-Y	
	Punto de Cedencia	Punto de Fallo	Punto de Cedencia	Punto de Fallo
Despl. (m)	0.017824	0.027329	0.011983	0.019535
V (Kgf)	204928.8	285848.21	175459.81	257832.8

3.9.3. PUNTOS DE DESEMPEÑO

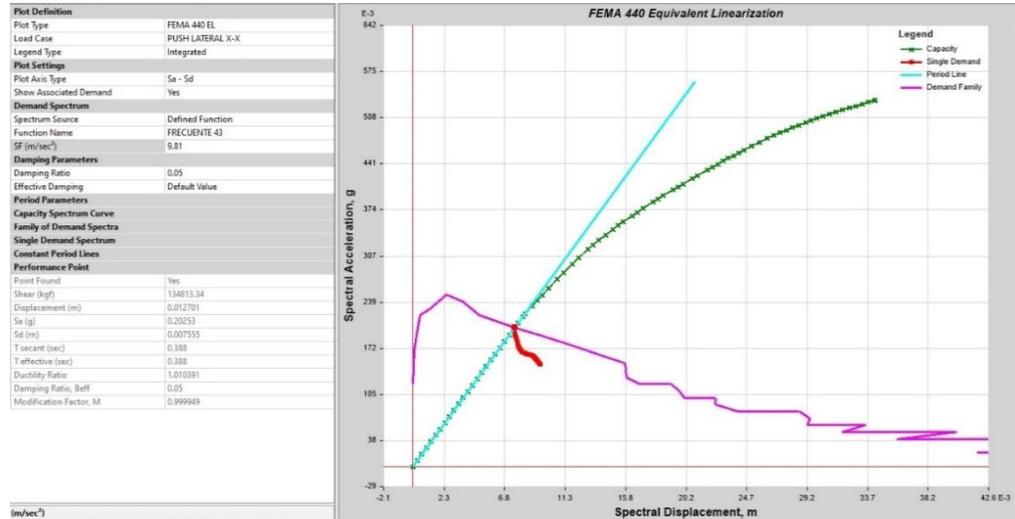
Para la obtención de los puntos de desempeño en la dirección X e Y, se ha empleado los resultados del modelamiento numérico estructural en el software ETABS, mediante el método de espectro capacidad según lo indicado por el FEMA 440 (2005) y el ATC-40 (1996). Asimismo, si el espectro de capacidad obtenido en el análisis no llega a intersectar con algún nivel de demanda sísmica, se colocará N.I., lo cual significaría que no existe un punto de desempeño para ese evento en específico, ya que no habría la intersección entre los espectros de demanda y capacidad.

A continuación, se mostrarán figuras que representan como se obtiene de manera gráfica en el software ETABS los puntos del desempeño con la intersección de la curva de capacidad y el espectro de demanda. Asimismo, resaltar que estas figuras son solo representativas, puesto que para cada nivel de amenaza sísmica, en ambas direcciones y considerando tanto el análisis en conjunto como por separado de los pabellones, se obtienen en total 24 gráficas con sus respectivos puntos de desempeño. Sin embargo, más adelante estos resultados se mostrarán en tablas de manera cuantitativa, para la clasificación del nivel de desempeño sísmico de la edificación en estudio.

Resultados gráficos

Figura 71.

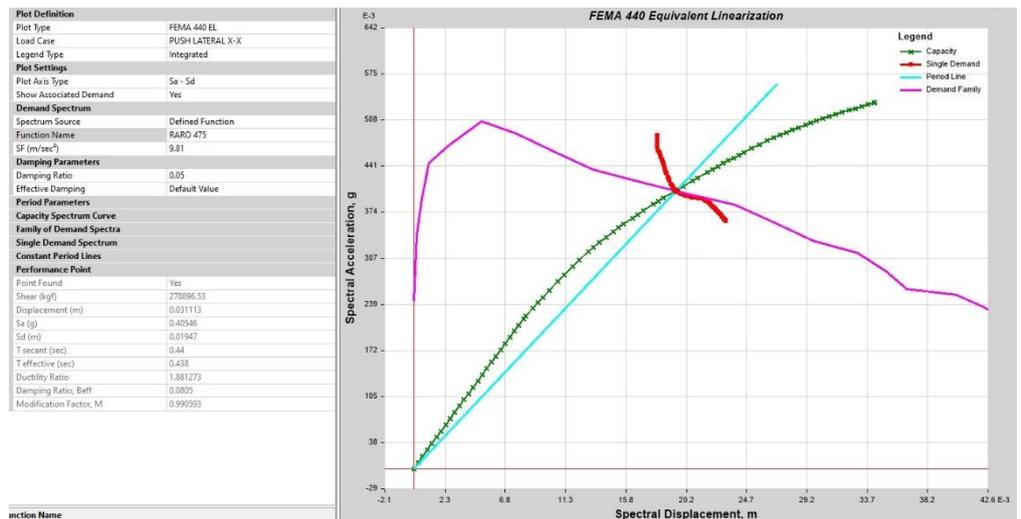
Punto de desempeño X-X (sismo frecuente, pabellones en conjunto)



Nota. De modelamiento en software ETABS, 2025.

Figura 72.

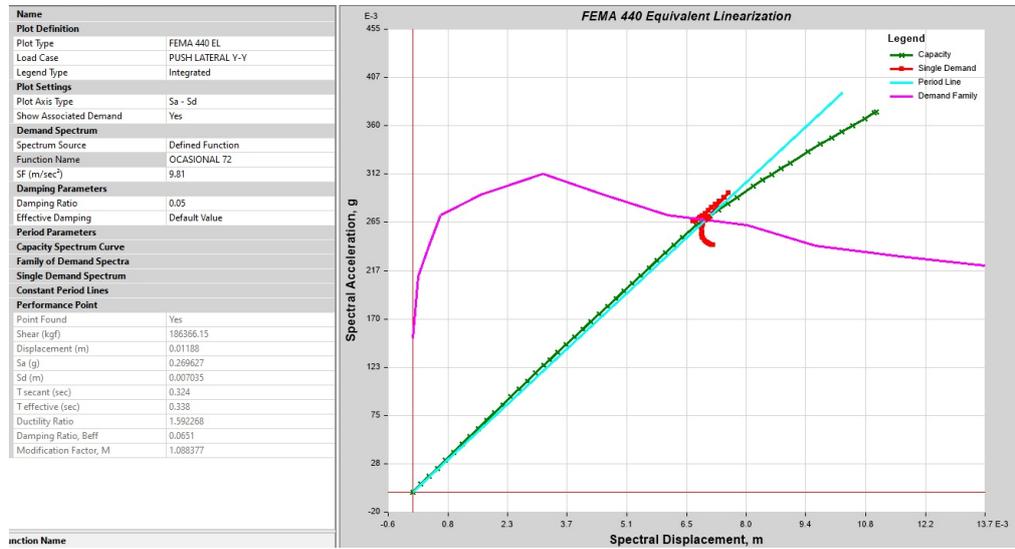
Punto de desempeño X-X (sismo raro, pabellones en conjunto)



Nota. De modelamiento en software ETABS, 2025.

Figura 73.

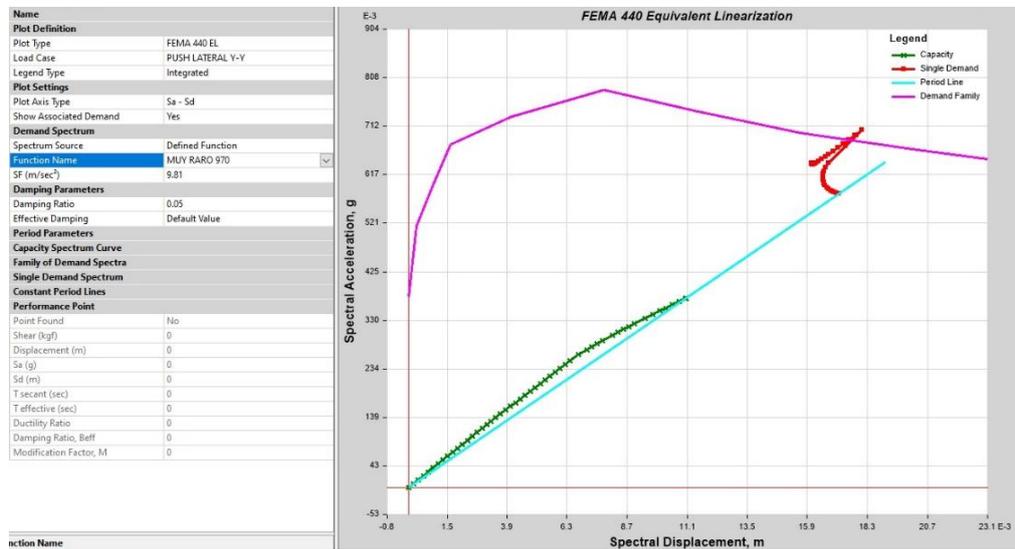
Punto de desempeño Y-Y (sismo ocasional, pabellones en conjunto)



Nota. De modelamiento en software ETABS, 2025.

Figura 74.

Punto de desempeño Y-Y (sismo muy raro, pabellones en conjunto)



Nota. De modelamiento en software ETABS, 2025.

Tablas de valores obtenidos

Tabla 36.

Valores de los puntos de desempeño en X-X, Y-Y (Pabellones en conjunto)

Amenaza sísmica	Punto de desempeño			
	X-X		Y-Y	
	Desp. (m)	V(Kgf)	Desp. (m)	V(Kgf)
Frecuente	0.012701	134813.34	0.01021	161953.85
Ocasional	0.01524	160338.37	0.01188	186366.15
Raro	0.031113	278896.53		N.I.
Muy raro	0.041224	331779.12		N.I.

Con respecto a los puntos de desempeño de los nudos de control ubicados en los pabellones N°1 y N°2, de manera independiente, se realizó el mismo procedimiento, obteniendo los siguientes resultados:

❖ **Pabellón N°1**

Tabla de valores obtenidos

Tabla 37.

Valores de los puntos de desempeño en X-X, Y-Y (Pab. N°1)

Amenaza sísmica	Punto de desempeño			
	X-X		Y-Y	
	Desp. (m)	V(Kgf)	Desp. (m)	V(Kgf)
Frecuente	0.039887	126476	0.028496	110021.09
Ocasional	0.048673	149025.04	0.036634	128439.39
Raro	0.104736	248479.75	0.095982	211285.86
Muy raro	0.124268	274456.28		N.I.

❖ Pabellón N°2

Tabla de valores obtenidos

Tabla 38.

Valores de los puntos de desempeño en X-X, Y-Y (Pab. N°2)

Amenaza sísmica	Punto de desempeño			
	X-X		Y-Y	
	Desp. (m)	V(Kgf)	Desp. (m)	V(Kgf)
Frecuente	0.012032	138037.82	0.010864	157271.59
Ocasional	0.015216	174141.31	0.012863	184308.82
Raro	0.027081	283943.17	N.I.	
Muy raro	N.I.		N.I.	

3.9.4. SECTORIZACIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD Y PUNTOS DE DESEMPEÑO

La sectorización de la curva de capacidad y la ubicación de los puntos de desempeño se realizará teniendo en cuenta la propuesta del Comité Vision 2000 (SEAOC, 1995). Para ello se considerará lo siguiente:

❖ Pabellón N°1 y N°2

➤ **En la dirección X-X**

Considerando que:

$$\Delta FE = 0.02264 \text{ m}$$

$$\Delta p = 0.02932 \text{ m}$$

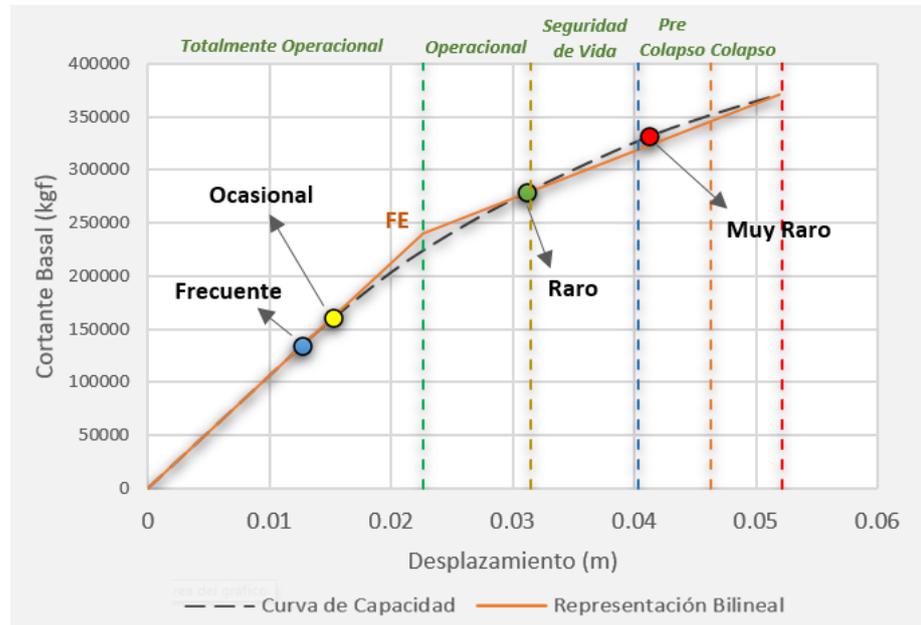
Tabla 39.

Valores para Sectorización X-X (Pabellones en conjunto)

Nivel de desempeño de la estructura	Límites de desplazamiento	
	L. inferior	L. superior
Totalmente Operacional	0	0.02264
Operacional	0.02264	0.03149
Seguridad de vida	0.03149	0.04034
Pre colapso	0.04034	0.04624
Colapso	0.04624	0.05214

Figura 75.

Curva de capacidad con Puntos desempeño X-X (Pab. En conjunto)



Nota. Gráfica realizada en EXCEL con datos de modelo en ETABS, 2025.

➤ **En la dirección Y-Y**

Considerando que:

$$\Delta FE = 0.0108 \text{ m}$$

$$\Delta p = 0.007235 \text{ m}$$

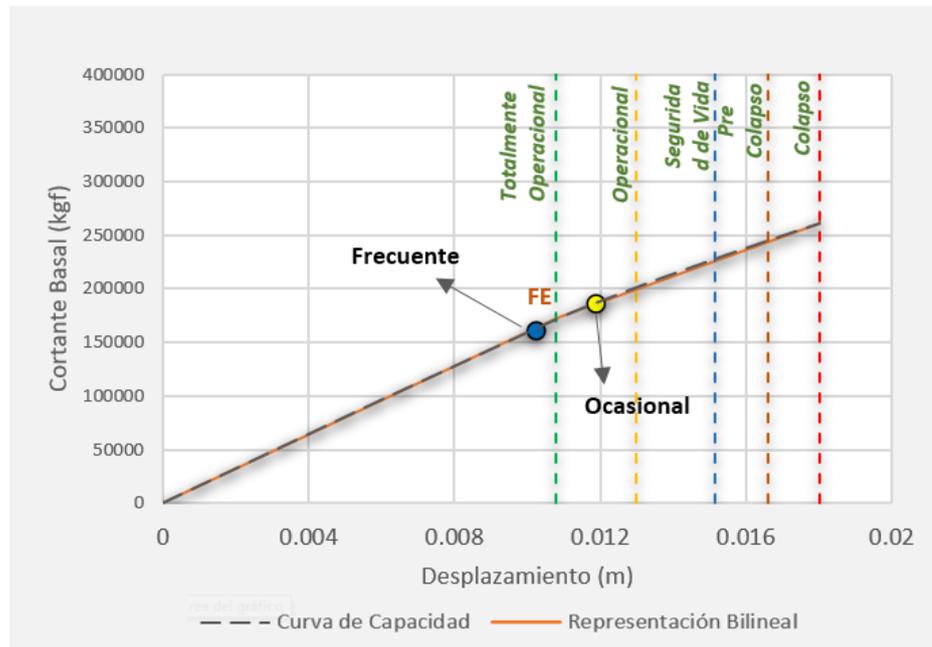
Tabla 40.

Valores para Sectorización Y-Y (Pabellones en conjunto)

Nivel de desempeño de la estructura	Límites de desplazamiento	
	L. inferior	L. superior
Totalmente Operacional	0	0.0108
Operacional	0.0108	0.01299
Seguridad de vida	0.01299	0.01518
Pre colapso	0.01518	0.01664
Colapso	0.01664	0.0181

Figura 76.

Curva de capacidad con Puntos desempeño Y-Y (Pab. En conjunto)



Nota. Gráfica realizada en EXCEL con datos de modelo en ETABS, 2025.

❖ **Pabellón N°1**

➤ **En la dirección X-X**

Considerando que:

$$\Delta FE = 0.062175 \text{ m}$$

$$\Delta p = 0.133283 \text{ m}$$

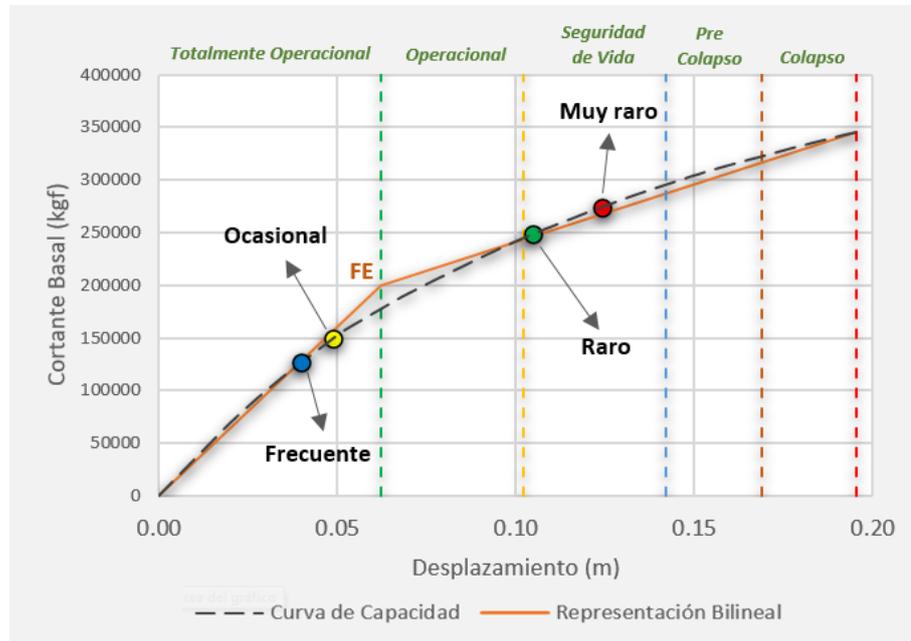
Tabla 41.

Valores para Sectorización X-X (Pabellón N°1)

Nivel de desempeño de la estructura	Límites de desplazamiento	
	L. inferior	L. superior
Totalmente Operacional	0	0.062175
Operacional	0.062175	0.1021599
Seguridad de vida	0.1021599	0.1421448
Pre colapso	0.1421448	0.1688014
Colapso	0.1688014	0.195458

Figura 77.

Curva de capacidad con Puntos desempeño X-X (Pab. N°1)



Nota. Gráfica realizada en EXCEL con datos de modelo en ETABS, 2025.

➤ **En la dirección Y-Y**

Considerando que:

$$\Delta FE = 0.025485 \text{ m}$$

$$\Delta p = 0.072882 \text{ m}$$

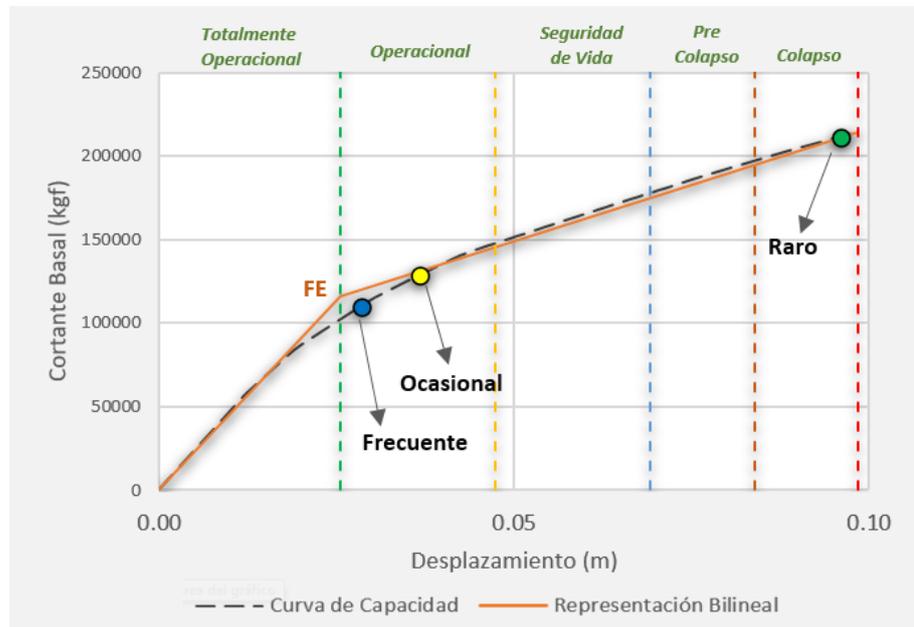
Tabla 42.

Valores para Sectorización Y-Y (Pabellón N°1)

Nivel de desempeño de la estructura	Límites de desplazamiento	
	L. inferior	L. superior
Totalmente Operacional	0	0.025485
Operacional	0.025485	0.0473496
Seguridad de vida	0.0473496	0.0692142
Pre colapso	0.0692142	0.0837906
Colapso	0.0837906	0.098367

Figura 78.

Curva de capacidad con Puntos desempeño Y-Y (Pab. N°1)



Nota. Gráfica realizada en EXCEL con datos de modelo en ETABS, 2025.

❖ **Pabellón N°2**

➤ **En la dirección X-X**

Considerando que:

$$\Delta FE = 0.017824 \text{ m}$$

$$\Delta p = 0.009505 \text{ m}$$

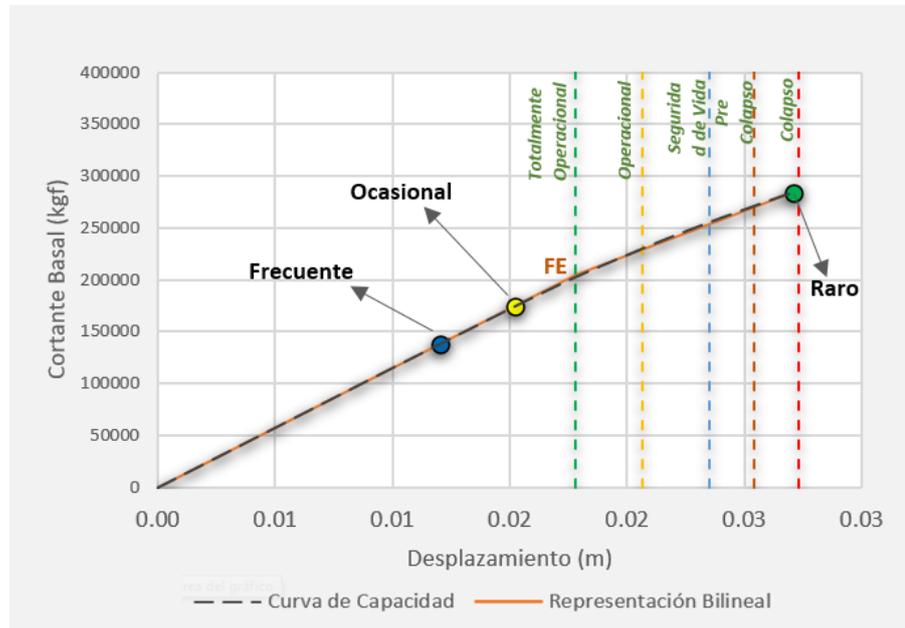
Tabla 43.

Valores para Sectorización X-X (Pabellón N°2)

Nivel de desempeño de la estructura	Límites de desplazamiento	
	L. inferior	L. superior
Totalmente Operacional	0	0.017824
Operacional	0.017824	0.0206755
Seguridad de vida	0.0206755	0.023527
Pre colapso	0.023527	0.025428
Colapso	0.025428	0.027329

Figura 79.

Curva de capacidad con Puntos desempeño X-X (Pab. N°2)



Nota. Gráfica realizada en EXCEL con datos de modelo en ETABS, 2025.

➤ **En la dirección Y-Y**

Considerando que:

$$\Delta FE = 0.011983 \text{ m}$$

$$\Delta p = 0.00755 \text{ m}$$

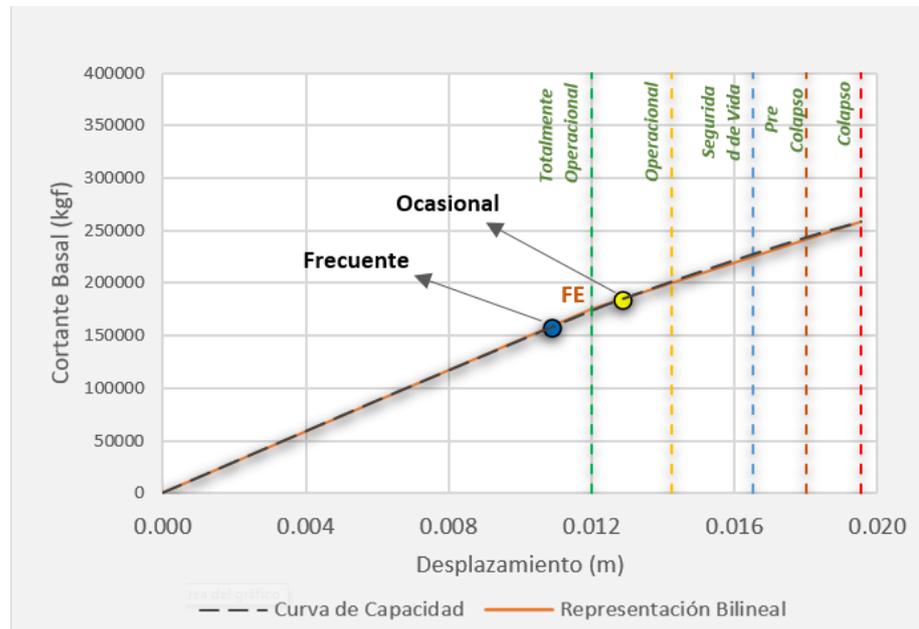
Tabla 44.

Valores para Sectorización Y-Y (Pabellón N°2)

Nivel de desempeño de la estructura	Límites de desplazamiento	
	L. inferior	L. superior
Totalmente Operacional	0	0.011983
Operacional	0.011983	0.0142486
Seguridad de vida	0.0142486	0.0165142
Pre colapso	0.0165142	0.0180246
Colapso	0.0180246	0.019535

Figura 80.

Curva de capacidad con Puntos desempeño Y-Y (Pab. N°2)



Nota. Gráfica realizada en EXCEL con datos de modelo en ETABS, 2025.

3.9.5. DETERMINACIÓN DEL NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO

Para la determinación del nivel de desempeño final de la estructura en análisis, se realizará la comparación entre los niveles de desempeño que llegó a alcanzar la estructura con respecto a los niveles de desempeño que propone el comité visión 2000 (SEAOC, 1995), teniendo en cuenta que la estructura en estudio es esencial según la Norma E.030 (2018) y la propuesta del comité visión 2000 (SEAOC, 1995). A continuación, se muestra lo mencionado.

Considerar que:

Símbolo	Significado
	<i>Desempeño sísmico objetivo</i>
🏠	<i>Desempeño sísmico alcanzado</i>

❖ **Pabellón N°1 y N°2**

➤ En dirección X-X

Tabla 45.

Nivel de desempeño sísmico alcanzado X-X (pabellones en conjunto)

Nivel de amenaza sísmica	Nivel de desempeño sísmico				
	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de vida	Pre colapso	Colapso
Frecuente	🏠				
Ocasional	🏠				
Raro		🏠			
Muy raro				🏠	

➤ En dirección Y-Y

Tabla 46.

Nivel de desempeño sísmico alcanzado Y-Y (pabellones en conjunto)

Nivel de amenaza sísmica	Nivel de desempeño sísmico				
	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de vida	Pre colapso	Colapso
Frecuente	🏠				
Ocasional		🏠			
Raro					
Muy raro					

❖ **Pabellón N°1**

➤ En dirección X-X

Tabla 47.

Nivel de desempeño sísmico alcanzado X-X (pab. N°1)

Nivel de amenaza sísmica	Nivel de desempeño sísmico				
	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de vida	Pre colapso	Colapso
Frecuente	🏠				
Ocasional	🏠				
Raro			🏠		
Muy raro			🏠		

➤ En dirección Y-Y

Tabla 48.

Nivel de desempeño sísmico alcanzado Y-Y (pab. N°1)

Nivel de amenaza sísmica	Nivel de desempeño sísmico				
	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de vida	Pre colapso	Colapso
Frecuente		🏠			
Ocasional		🏠			
Raro					🏠
Muy raro					

❖ **Pabellón N°2**

➤ En dirección X-X

Tabla 49.

Nivel de desempeño sísmico alcanzado X-X (pab. N°2)

Nivel de amenaza sísmica	Nivel de desempeño sísmico				
	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de vida	Pre colapso	Colapso
Frecuente	🏠				
Ocasional	🏠				
Raro					🏠
Muy raro					

➤ En dirección Y-Y

Tabla 50.

Nivel de desempeño sísmico alcanzado Y-Y (pab. N°2)

Nivel de amenaza sísmica	Nivel de desempeño sísmico				
	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de vida	Pre colapso	Colapso
Frecuente	🏠				
Ocasional		🏠			
Raro					
Muy raro					

A continuación, se mostrará el resumen de niveles alcanzados de desempeño estructural frente a diferentes eventos sísmicos de la edificación en estudio.

Tabla 51.

Resumen de desempeño sísmico alcanzado frente al objetivo

Dirección	Nivel de amenaza sísmica	Nivel de desempeño	
		Objetivo	Alcanzado
Pabellón N°1 y N°2			
X	Frecuente	Totalmente Operacional	Totalmente Operacional
	Ocasional	Totalmente Operacional	Totalmente Operacional
	Raro	Operacional	Operacional
	Muy raro	Seguridad de vida	Pre colapso
Y	Frecuente	Totalmente Operacional	Totalmente Operacional
	Ocasional	Totalmente Operacional	Operacional
	Raro	Operacional	N.I.
	Muy raro	Seguridad de vida	N.I.
Pabellón N°1			
X	Frecuente	Totalmente Operacional	Totalmente Operacional
	Ocasional	Totalmente Operacional	Totalmente Operacional
	Raro	Operacional	Seguridad de vida
	Muy raro	Seguridad de vida	Seguridad de vida
Y	Frecuente	Totalmente Operacional	Operacional
	Ocasional	Totalmente Operacional	Operacional
	Raro	Operacional	Colapso
	Muy raro	Seguridad de vida	N.I.
Pabellón N°2			
X	Frecuente	Totalmente Operacional	Totalmente Operacional
	Ocasional	Totalmente Operacional	Totalmente Operacional
	Raro	Operacional	Colapso
	Muy raro	Seguridad de vida	N.I.
Y	Frecuente	Totalmente Operacional	Totalmente Operacional
	Ocasional	Totalmente Operacional	Operacional
	Raro	Operacional	N.I.
	Muy raro	Seguridad de vida	N.I.

CAPÍTULO IV – ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1. ANÁLISIS LINEAL

4.1.1. IRREGULARIDADES ENCONTRADAS

En la edificación evaluada, visualmente es evidente la presencia de algunas irregularidades, debido a la pobre concepción estructural en ambos pabellones. Sin embargo, para realizar una evaluación más detallada y precisa, lo adecuado es realizar una verificación de todas las posibles irregularidades existentes, con ayuda del modelo estructural de la edificación, siguiendo lo indicado por la Norma Técnica Peruana E.030 (2018).

En tal sentido, luego de haber realizado las verificaciones correspondientes en planta y altura se encontró y se evidencia en la Tabla 23 que la edificación además de presentar la irregularidad evidente visualmente de esquina entrante, también presenta más irregularidades, tanto en planta como en altura. Luego, lo que se encontró fue lo siguiente:

Partiendo por las irregularidades en altura, se encontró que existe irregularidad de rigidez-piso blando (para la dirección Y-Y) y de masa o peso en ambas direcciones. Asimismo, en planta se encontró la irregularidad torsional y de esquina entrante, para ambas direcciones.

Cabe resaltar que todos estos resultados se han obtenido considerando los pabellones en conjunto, debido a que en el primer y segundo piso existe la unión de ambos pabellones por diafragmas rígidos y algunas vigas ubicadas en la intersección entre ambos.

Ahora, debido a que existe más de una irregularidad tanto en planta como en altura, se optó por considerar las más crítica para ambos casos, consiguiendo así una representación más crítica y eficaz de la estructura para la evaluación de desempeño sísmico.

4.1.2. MODOS DE VIBRACIÓN

La realización del análisis modal fue algo importante y necesario antes de comenzar con el análisis pushover, puesto que, con este se pudo identificar los modos de vibración predominantes en la estructura, consiguiendo como resultados lo que se muestra en la

Tabla 29, en donde se evidencia que en el modo 10 se alcanzó el 90% de la masa participativa en UY y RZ, pero que en UX fue necesario llegar hasta el modo 12, lo que indica que existe una complejidad dinámica mayor en la dirección X-X, debido a la geometría irregular y torsión presentes en la edificación. Por consiguiente, para la realización del análisis Pushover más eficaz y considerando estos efectos de torsión en la respuesta estructural, se optó por considerar tres nudos de control (centro de masa en conjunto y centro de masa de pabellones individualmente).

4.1.3. DETERMINACIÓN DE LAS DERIVAS MÁXIMAS DE LOS PABELLONES

Para la determinación de las derivas máximas, se utilizó los resultados obtenidos del software ETABS, y se verificaron estos con lo indicado por la norma técnica E.030 (2018), en la cual para el caso de la estructura en estudio la condición de cumplimiento es de la no excedencia de 0.007 en el valor de la deriva máxima.

➤ PABELLÓN N°1 Y N°2 EN CONJUNTO

- *En dirección X-X*

De acuerdo a la Tabla 30 se puede observar que para la dirección X-X en ninguno de los pisos se cumple con el requerimiento indicado por la normativa.

- *En dirección Y-Y*

Al igual que para la dirección X-X, en la Tabla 30, también se puede observar que los resultados obtenidos indican que en la dirección Y-Y, el requerimiento indicado por la normativa solo cumple en un piso (piso 2), pero en los demás no llega a cumplir.

De este modo, debido a las irregularidades de masa, rigidez y geometría presentes en la estructura podemos ver este tipo de resultados en las derivas máximas, ya que se genera un comportamiento estructural desigual.

4.2. NIVELES DE DESEMPEÑO ALCANZADOS

De acuerdo al punto de desempeño obtenido con ayuda del análisis pushover y el método del espectro de capacidad, para cuatro niveles de amenaza sísmica (frecuente, ocasional, raro y muy raro) y en la dirección X-X y Y-Y; se consiguió determinar el nivel

de desempeño sísmico presente en la estructura, siguiendo lo indicado por la propuesta del comité Visión 2000 (SEAOC, 1995).

➤ **PABELLÓN N°1 Y N°2 EN CONJUNTO**

– ***En dirección X-X***

Los resultados obtenidos para la dirección X-X, considerando el nudo de control en el centro de masa de los pabellones en conjunto, se muestran en la Figura 75 y Tabla 45, evidenciando lo siguiente:

Según el punto de desempeño obtenido, el nivel de desempeño sísmico de la estructura alcanzado para niveles de amenaza sísmica frecuente y ocasional en la dirección X-X es Totalmente Operacional, lo cual cumple con el desempeño objetivo (SEAOC, 1995), el cual es el mismo que el alcanzado.

Según el punto de desempeño obtenido, el nivel de desempeño sísmico de la estructura alcanzado para un sismo de nivel raro en la dirección X-X es operacional, lo cual cumple con el desempeño objetivo (SEAOC, 1995), el cual es el mismo que el alcanzado.

Según el punto de desempeño obtenido, el nivel de desempeño sísmico de la estructura alcanzado para un sismo de nivel muy raro en la dirección X-X es de pre colapso, lo cual no cumple con el desempeño objetivo (SEAOC, 1995), el cual es de seguridad de vida.

– ***En dirección Y-Y***

Los resultados obtenidos para la dirección Y-Y, considerando el nudo de control en el centro de masa de los pabellones en conjunto, se muestran en la Figura 76 y Tabla 46, evidenciando lo siguiente:

Según el punto de desempeño obtenido, el nivel de desempeño sísmico de la estructura alcanzado para un sismo de nivel frecuente en la dirección Y-Y es Totalmente Operacional, lo cual cumple con el desempeño objetivo (SEAOC, 1995), el cual es el mismo que el alcanzado.

Según el punto de desempeño obtenido, el nivel de desempeño sísmico de la estructura alcanzado para un sismo de nivel ocasional en la dirección Y-Y es Operacional, lo cual no cumple con el desempeño objetivo (SEAOC, 1995), el cual es Totalmente Operacional, pero que de todos modos es un nivel de desempeño aceptable, puesto que la edificación sigue siendo funcional, aunque con daños mínimos.

En la dirección Y-Y para los niveles de amenaza sísmica raro y muy raro no existe un punto de desempeño, ya que no llega haber una intersección del espectro de demanda con el de capacidad, debido a que la demanda sísmica llega a superar la capacidad resistente de la estructura, evidenciando un inadecuado comportamiento estructural de la edificación frente a un sismo de este tipo de nivel de severidad, con baja frecuencia, pero alta intensidad.

➤ **PABELLÓN N°1**

– ***En dirección x-x***

Los resultados obtenidos para la dirección X-X, considerando el nudo de control en el pabellón N°1, se muestran en la Figura 77 y Tabla 47, evidenciando lo siguiente:

Según el punto de desempeño obtenido, el nivel de desempeño sísmico de la estructura alcanzado para niveles de amenaza sísmica frecuente y ocasional en la dirección X-X es Totalmente Operacional, lo cual cumple con el desempeño objetivo (SEAOC, 1995), el cual es el mismo que el alcanzado.

Según el punto de desempeño obtenido, el nivel de desempeño sísmico de la estructura alcanzado para un sismo de nivel raro en la dirección X-X es de Seguridad de Vida, lo cual no cumple con el desempeño objetivo (SEAOC, 1995), el cual es Operacional.

Según el punto de desempeño obtenido, el nivel de desempeño sísmico de la estructura alcanzado para un sismo de nivel muy raro en la dirección X-X es de Seguridad de Vida, lo cual cumple con el desempeño objetivo (SEAOC, 1995), el cual es el mismo que el alcanzado.

– ***En dirección y-y***

Los resultados obtenidos para la dirección Y-Y, considerando el nudo de control en el pabellón N°1, se muestran en la Figura 78 y Tabla 48, evidenciando lo siguiente:

Según el punto de desempeño obtenido, el nivel de desempeño sísmico de la estructura alcanzado para niveles de amenaza sísmica frecuente y ocasional en la dirección Y-Y es Operacional, lo cual no cumple con el desempeño objetivo (SEAOC, 1995), el cual es Totalmente Operacional, pero que de todos modos es un nivel de desempeño aceptable, puesto que la edificación sigue siendo funcional, aunque con daños mínimos.

Según el punto de desempeño obtenido, el nivel de desempeño sísmico de la estructura alcanzado para un sismo de nivel raro en la dirección Y-Y es de Colapso, lo cual no cumple con el desempeño objetivo (SEAOC, 1995), el cual es Operacional, lo que indica la presencia de una vulnerabilidad estructural importante frente a la ocurrencia de un sismo de tal magnitud, puesto que se perdería la funcionalidad de la edificación y se comprometería de manera significativa las vidas humanas que ocupan las instalaciones.

En la dirección Y-Y para un nivel de sismo muy raro no existe un punto de desempeño, ya que no llega haber una intersección del espectro de demanda con el de capacidad, debido a que la demanda sísmica llega a superar la capacidad resistente de la estructura, evidenciando un inadecuado comportamiento estructural de la edificación frente a un sismo de este tipo de nivel de severidad, con baja frecuencia, pero alta intensidad.

➤ **PABELLÓN N°2**

- *En dirección x-x*

Los resultados obtenidos para la dirección X-X, considerando el nudo de control en el pabellón N°2, se muestran en la Figura 79 y Tabla 49, evidenciando lo siguiente:

Según el punto de desempeño obtenido, el nivel de desempeño sísmico de la estructura alcanzado para niveles de amenaza sísmica frecuente y ocasional en la dirección X-X es Totalmente Operacional, lo cual cumple con el desempeño objetivo (SEAOC, 1995), el cual es el mismo que el alcanzado.

Según el punto de desempeño obtenido, el nivel de desempeño sísmico de la estructura alcanzado para un sismo de nivel raro en la dirección X-X es de Colapso, lo cual no cumple con el desempeño objetivo (SEAOC, 1995), el cual es Operacional, lo que indica la presencia de una vulnerabilidad estructural importante frente a la ocurrencia de un sismo de tal magnitud, puesto que se perdería la funcionalidad de la edificación y se comprometería de manera significativa las vidas humanas que ocupan las instalaciones.

En la dirección X-X para un nivel de sismo muy raro no existe un punto de desempeño, ya que no llega haber una intersección del espectro de demanda con el de capacidad, debido a que la demanda sísmica llega a superar la capacidad resistente de la estructura, evidenciando un inadecuado

comportamiento estructural de la edificación frente a un sismo de este tipo de nivel de severidad, con baja frecuencia, pero alta intensidad.

– ***En dirección y-y***

Los resultados obtenidos para la dirección Y-Y, considerando el nudo de control en el pabellón N°2, se muestran en la Figura 80 y Tabla 50, evidenciando lo siguiente:

Según el punto de desempeño obtenido, el nivel de desempeño sísmico de la estructura alcanzado para un sismo de nivel frecuente en la dirección Y-Y es Totalmente Operacional, lo cual cumple con el desempeño objetivo (SEAOC, 1995), el cual es el mismo que el alcanzado.

Según el punto de desempeño obtenido, el nivel de desempeño sísmico de la estructura alcanzado para un sismo de nivel ocasional en la dirección Y-Y es Operacional, lo cual no cumple con el desempeño objetivo (SEAOC, 1995), el cual es Totalmente Operacional, pero que de todos modos es un nivel de desempeño aceptable, puesto que la edificación sigue siendo funcional, aunque con daños mínimos.

En la dirección Y-Y para para niveles de amenaza sísmica raro y muy raro no existe un punto de desempeño, ya que no llega haber una intersección del espectro de demanda con el de capacidad, debido a que la demanda sísmica llega a superar la capacidad resistente de la estructura, evidenciando un inadecuado comportamiento estructural de la edificación frente a un sismo de este tipo de nivel de severidad, con baja frecuencia, pero alta intensidad.

Asimismo, todos los resultados mencionados anteriormente resumidos se pueden evidenciar en la Tabla 51.

4.3. DEFICIENCIAS ARQUITECTÓNICAS Y ESTRUCTURALES ENCONTRADAS

De los resultados obtenidos de las inspecciones técnicas visuales, podemos analizarlas y relacionarlas con los resultados obtenidos con el modelamiento numérico estructural.

- *Falta de junta de separación sísmica entre la institución educativa y construcciones colindantes:* Evidenciado en la Figura 50, la falta de esta junta entre estas estructuras, debido a sus rigideces y periodos de vibración diferentes, ocasionará que se genere un comportamiento de riesgo al interactuar entre ellas.

De este modo, durante un posible evento sísmico, los daños que llegarían a ocurrir por la ausencia de esta junta serían por el choque (interacción entre estructuras) entre dichas estructuras, disminuyendo significativamente el desempeño estructural.

- *Ausencia de columnas en muros perimetrales en la institución educativa:* Evidenciado en la Figura 51, al no tener columnas en este tipo de muros, son más probables de colapsar y ser inestables, incrementando con ello la vulnerabilidad de la institución educativa frente a un posible evento sísmico, vientos fuertes o impactos repentinos.
- *Fisuras en esquinas de ventanas debido a la falta de columnas y vigas de confinamiento de albañilería en ambos pabellones:* Evidenciado en la Figura 52, las fisuras que se evidencian en esta situación son debidas principalmente a la acumulación de esfuerzos y falta de capacidad para distribuir fuerzas internas. Por consiguiente, si bien, son fisuras pequeñas e iniciales, frente a un evento sísmico podrían llegar a actuar como puntos de propagación de daño, disminuyendo la capacidad de resistencia de los muros.
- *Deflexión dependiente del tiempo en vigas del pabellón N°2, específicamente en el Eje 2-2 del primer nivel, ocasionado ventanas ligeramente deflectadas:* Evidenciado en la Figura 53, la deflexión dependiente del tiempo en elementos estructurales como vigas, se genera principalmente por los fenómenos de fluencia y retracción del concreto, además de las cargas sostenidas en el tiempo; y si bien al inicio parecen deflexiones leves, con el paso de los años éstas llegan a generar fisuras, deformaciones que son visibles y pérdida de rigidez. Por consiguiente, frente a posibles eventos sísmicos, estas deflexiones se vuelven críticas, ocasionando el incremento de riesgo con respecto al agrietamiento de elementos estructurales y no estructurales, y la pérdida de funcionalidad de la edificación.
- *Muros sin continuidad vertical, que ocasionan la irregularidad en altura de piso blando en ambos pabellones:* Evidenciado en la Figura 54, esta situación toma mayor relevancia en la ocurrencia de eventos sísmicos moderados y severos, puesto que al tener menor rigidez el piso debajo de, en donde, se encuentra el muro sin continuidad, este concentra deformaciones y daños.
- *Fisuras en el parapeto de albañilería del corredor en voladizo del segundo nivel en el pabellón N°1, que se extienden hasta la losa:* Evidenciado en la Figura 55,

estas fisuras se generaron debido a la ausencia de una viga corona en la parte superior del parapeto, puesto que, al no tener esta viga, se generan concentraciones de esfuerzo las cuales debilitan la unión que existe entre la losa y el parapeto.

- *Patrón de fisuras en losa del corredor en voladizo del entrepiso del 1° y 2° nivel en el pabellón N°1:* Evidenciado en la Figura 56, este patrón indica algunas deficiencias en el diseño del refuerzo superior y posibles sobrecargas existentes no previstas. De esta manera, el riesgo de estas fisuras a largo plazo es el hecho de que podrían evolucionar y provocar un mayor deterioro y posible corrosión de los aceros de refuerzo.
- *Insuficiente altura libre y segura entre el tramo del segundo y tercer piso del pabellón N°1:* Evidenciado en la Figura 57, esta no sería catalogada como una falla estructural como tal, sino más bien como una falla de diseño arquitectónico (o proceso constructivo), debido a que afecta de manera significativa la evacuación segura de los ocupantes que se encontrarían en el último piso al momento de un evento sísmico, ya que la dimensión que existe entre la escalera y la losa superior en el escalón número cuatro es de 1.54 m. Por consiguiente, el riesgo de accidentes se incrementa en demasía y disminuye la funcionalidad del sistema de circulación de la Institución Educativa, específicamente del pabellón N°1.
- *Ancho del corredor en voladizo de entrepiso del 1° y 2° nivel y del 2° y 3° nivel del pabellón N°1 insuficiente:* Evidenciado en la Figura 58, la dimensión del ancho del corredor en voladizo el cual mide 0.85 m en ambos entrepisos y que según la Guía de Diseño de Espacios Educativos (GDE 002-2015), la dimensión mínima debería ser 1.80 m, no cumple con lo adecuado, poniendo en riesgo la seguridad de las personas en condiciones normales y se incrementa en posibles emergencias como las de un evento sísmico, puesto que el probable atascamiento de personas, ocasionaría accidentes.
- *Falta de junta de separación sísmica entre pabellones y unión de los diafragmas de piso rígido del entrepiso entre el 1° y 2° nivel y de 2° y 3° nivel:* Evidenciado en la Figura 59, la falta de junta y la unión de los diafragmas de piso rígido en estos pabellones ocasiona que no sea adecuada la condición estructural, debido a la diferencia de periodos de vibración y al estar conectados ambos pabellones, se llegan a producir esfuerzos no considerados, fisuraciones progresivas con el paso del tiempo y la concentración de daños en las conexiones. Por consiguiente, frente

a un evento sísmico, esta deficiencia generaría el fenómeno de golpeteo entre ambos pabellones, lo cual en 1925 en el edificio San Marcos tras la ocurrencia de terremoto de Santa Bárbara (California), demostró lo catastrófico que sería para la seguridad de la edificación.

4.4. VALIDACIÓN DE HIPÓTESIS PLANTEADA

Finalmente, luego de haber culminado con el análisis respectivo de los resultados obtenidos en la edificación objeto de estudio de la presente investigación, se determinará si la hipótesis planteada al inicio es aceptada o rechazada.

En tal sentido, considerando que la hipótesis que se planteó indicaba que “El nivel de desempeño sísmico de los pabellones N°1 y N°2 de la institución educativa N° 821131 Miraflores en el distrito de Cajamarca ante la acción de un sismo raro es de seguridad de vida” y en función a los resultados que se han obtenido mediante el análisis estático no lineal y el método del espectro de capacidad considerando 3 nudos de control en la estructura, *se llega a rechaza la hipótesis*; puesto que, solo uno de los pabellones alcanzó el nivel de desempeño de Seguridad de Vida en una única dirección y en el resto de los casos el comportamiento estructural resultó ser inadecuado para el nivel “raro” de demanda sísmica.

4.5. DISCUSIÓN DE RESULTADOS EN RELACIÓN CON LOS ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

Es necesario el realizar una comparación de los resultados obtenidos en la presente investigación, con respecto a otros, pero en diferentes contextos; para así poder comprender mejor el significado de cada hallazgo conseguido. Por ello, para esta investigación se optó por tener en cuenta tres antecedentes (global, nacional y local), para poder así determinar coincidencias y diferencias en los resultados, consiguiendo con esto entender de la mejor manera la implicancia del contexto en este tipo de investigaciones.

➤ COMPARACIÓN CON ANTECEDENTE GLOBAL (CASTELLANOS GUZMÁN, 2021)

En la investigación de Castellanos Guzmán (2021), realizada en Ecuador, al igual que en la presente investigación, se realiza la evaluación mediante el análisis estático no lineal y el método del espectro de Capacidad de una edificación que brinda el servicio de educación, determinando que la estructura en estudio no llega al colapso,

diferenciándose de la presente investigación en donde sí se llega al pre colapso y colapso en algunos casos, evidenciando con ello la influencia de las irregularidades frente al comportamiento esperado de una estructura y la importancia que se debe tener en el diseño y construcción en este tipo de edificaciones.

➤ **COMPARACIÓN CON ANTECEDENTE NACIONAL (URCIA & MONCAYO, 2021)**

Tanto la investigación realizada por Urcia y Moncayo (2021) como la presente, las instituciones educativas públicas evaluadas no llegaron a alcanzar un desempeño sísmico adecuado frente eventos sísmicos severos. Por consiguiente, se puede inferir de acuerdo a los hallazgos que las instituciones educativas públicas en el Perú, en su gran mayoría, construidas sin consideraciones adecuadas y modernas en el diseño y, posiblemente sin una correcta supervisión y mano de obra calificada, presentan un desempeño sísmico inadecuado.

➤ **COMPARACIÓN CON ANTECEDENTE LOCAL (PIZÁN RIVAS, 2024)**

Al realizar el análisis estático no lineal en ambas investigaciones se obtuvo como resultados diferentes, puesto que en la I.E. El Ingenio se alcanzó en dirección X-X niveles de desempeño cercanos a Operacional para sismos frecuentes, mientras que en la I.E. Miraflores se obtuvo apenas el nivel de desempeño de Seguridad de Vida y en algunos casos hasta Precolapso, evidenciando con ello que la situación de la I.E. Miraflores es más crítica; siendo explicada por la mayor complejidad estructural que presenta esta institución.

CAPÍTULO V – CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

- El nivel de desempeño sísmico de la I.E. Miraflores, obtenido mediante el análisis estático no lineal y el método del espectro de capacidad, es adecuado frente a sismos de nivel frecuente y ocasional, puesto que llega alcanzar niveles de desempeño de Totalmente Operacional y Operacional, respectivamente. Sin embargo, frente a sismos de nivel raro y muy raro, se evidencia un desempeño sísmico deficiente de la edificación, debido a que en la dirección X-X se llega alcanzar el Colapso y en Y-Y no se consigue un punto de desempeño en algunos casos.
- La resistencia a la compresión del concreto, de acuerdo a los resultados obtenidos de los ensayos de esclerometría, tanto en el Pabellón N°1 como en el N°2, en casi la mayoría de casos, exceptuando en las columnas del Pabellón N°1 y la Viga V-02, el valor de la resistencia a la compresión del concreto fue menor en un 14.29 % a la indicada por el expediente técnico, lo cual indica una supervisión no eficiente durante el proceso constructivo.
- Se realizó un informe técnico de acuerdo a lo obtenido en las inspecciones técnicas, encontrando la existencia de deficiencias de diseño arquitectónico, estructural y constructivas; que si bien el riesgo que suponen estas, no son inmediatas, sí llegan a representar vulnerabilidades, las cuales con el transcurso de los años y ante la acción de un posible evento sísmico, podrían evolucionar en daños más graves, generando así una afectación a la seguridad y desempeño de la institución educativa.
- Los diafragmas de piso rígido unidos de ambos pabellones y solo en 2 pisos afectan la distribución de los esfuerzos en la ocurrencia de un evento sísmico, lo que provoca la aparición de zonas con mayor concentración de daño, lo cual pone en riesgo la estabilidad de la estructura y, por ende, la seguridad de las vidas que ocupan las instalaciones de la edificación.

5.2. RECOMENDACIONES

- Realizar un plan de mantenimiento continuo de las estructuras de la Institución educativa para poder prevenir el deterioro progresivo de la edificación.
- Realizar un plan de reforzamiento, considerando con mayor énfasis las irregularidades sísmicas y deficiencias encontradas poder garantizar un buen desempeño estructural y funcional de la institución educativa a través de los años.
- Utilizar el equipo profesional de escáner de aceros para determinar con mayor precisión la distribución de acero real en los elementos estructurales en la edificación.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguiar Falconi, R. (2002). Sistema de computación CEINCI3 para evaluar daño sísmico en los Países Bolivarianos. Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, 302 p, Valle de los Chillos, Ecuador.
- Aguiar Falconi, R. (2003). *Análisis Sísmico por desempeño*. Ecuador: Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército.
- Aguiar Falconi, R. (2004). En espectros sísmicos de riesgo uniforme para verificar desempeño estructural en países sudamericanos. *Boletín Técnico* (Vol. 42(1), págs. 29-49).
- Aguiar Monteza, L. J. (2023). *Desempeño Sísmico Estructural en un Sistema Aporticado Mediante el Análisis Estático no Lineal*. [Tesis de grado, Universidad Señor de Sipán], Repositorio Institucional - Universidad Señor de Sipán.
- Altamirano Segura, R. (2021). *Desempeño sismorresistente del pabellón “D” de educación secundaria de la institución educativa de San Ramon – Cajamarca*. [Tesis de grado, Universidad Nacional de Cajamarca], Repositorio Académico - Universidad Nacional de Cajamarca.
- American Society of Civil Engineers. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings* (ASCE/SEI 41-17). Reston, VA: American Society of Civil Engineers.
- Applied Technology Council. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings* (Vols. 1 y 2, Informe No. ATC-40). Redwood City, CA: Applied Technology Council.
- Arango, S., Paz, A., & Duque, M. (2009). Propuesta metodológica para la evaluación del desempeño estructural de una estantería metálica. *Revista EIA*, 6(12), 139–154.
- Arnold, C., & Reitherman, R. (1987). *Consideración y diseño sísmico de edificios* [Traducción del original en inglés]. México D.F.: Limusa.
- Astonitas, E. (2025, 31 de mayo). “Era como si hubiera caído la bomba de Hiroshima”: testigo recuerda cómo se vivió el terremoto en Yungay de 1970. RPP Noticias. Recuperado de <https://rpp.pe/peru/actualidad/era-como-si-hubiera-caido-la-bomba-de-hiroshima-testigo-recuerda-como-se-vivio-el-terremoto-en-yungay-de-1970-noticia-1638175>
- Averri Kozlowski, A. (2020). C01 - Introducción al análisis estructural. Universidad de buenos aires. RPubs. <https://rpubs.com/averri/C01>
- Avilés Farfán, G. B., & Grados Trujillo, D. A. (2023). *Evaluación del desempeño sísmico de una edificación educativa en la zona de más alta sismicidad peruana*. [Tesis de grado, Pontificia Universidad Católica del Perú], Repositorio Académico - Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Bantilas, K. E., Kavvadias, I. E., & Vasiliadis, L. K. (2017). Capacity spectrum method based on inelastic spectra for high viscous damped buildings. *Earthquakes and Structures*, 13(4), 337–351.

- Bonett Díaz, R. L. (2003). *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*. [Tesis doctoral, Universitat Politècnica de Catalunya], Portal de acceso abierto - Universitat Politècnica de Catalunya.
- Borda Meza, L. M., & Pastor Dulanto, A. E. (2007). *Desempeño sísmico de un edificio aperticado peruano de seis pisos*. [Tesis de grado, Pontificia Universidad Católica del Perú], Repositorio Académico - Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Bozorgnia, Y., & Bertero, V. V. (2004). *Earthquake engineering: From engineering seismology to performance-based engineering*.
- Chopra, A. K. (2012). *Dinámica de estructuras* (4.^a ed.). Pearson Educación.
- ComexPerú. (14 de Junio de 2024). *El 55.9% de los colegios en Perú están en riesgo de colapsar*. Obtenido de ComexPerú sociedad de comercio exterior del Perú: <https://www.comexperu.org.pe/articulo/el-559-de-los-colegios-en-peru-estan-en-riesgo-de-colapsar>
- Da Silva, A. H. A., Tsiavos, A., & Stojadinović, B. (2023). Ductility-strength and strength-ductility relations for a constant yield displacement seismic design procedure. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 21(10), 4449–4479.
- Esteva Maraboto, L. (2001). Diseño sísmico basado en desempeño: tendencias y retos. *Revista de Ingeniería Sísmica*(63), 36-54.
- Federal Emergency Management Agency. (2005). *Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures (FEMA 440)*.
- FEMA 356 (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*". Federal Emergency Management Agency (FEMA), Washington, D.C.
- Fernández Sola, L. R. (2011). *La enseñanza de la ingeniería sísmica en la arquitectura*. México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica.
- Flores Vega, E. M. (2021). Evaluación del desempeño sismorresistente de una edificación mediante Análisis Estático No lineal Pushover: Estudio de caso. *Journal Boliviano De Ciencias*, 17(50), 56–90.
- Frisch, W., & Meschede, M. (2011). *Plate tectonics: Continental drift and mountain building*. Springer.
- Gaxiola Camacho, J. R. (2022). Diseño sísmico basado en desempeño – revisión de una filosofía alternativa de diseño. *Universidad Autónoma de Sinaloa*.
- Global Facility for Disaster Reduction and Recovery. (s.f.). *Cajamarca – Terremoto*. Obtenido de ThinkHazard <https://www.thinkhazard.org/es/report/2333-peru-cajamarca/EQ>
- Guzmán Mendivil, J. L., & Tavera, H. (2016). Metodología para la alerta de eventos tsunamigénicos locales a partir del análisis frecuencial de señales sísmicas: Aplicación al borde occidental del Perú. *Boletín de la Sociedad Geológica del Perú*, v. 111, p. 019-023.

- Hamburger, R. O., & Hooper, J. D. (2011). Performance-Based Seismic Design. *An explanation of specific performance criteria and how the process works*. Modern steel construction.
- Hernández, E. (2022). *Aplicación del método de 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/>
- Isacks, B., Oliver, J., & Sykes, L. (1968). Seismology and the new global tectonics. *Journal of Geophysical Research*, Volume 73, Issue 18, 5855-5899.
- León, H., & Quintana, U. (2004). *Evaluación del Desempeño Sismorresistente de los Colegios Peruanos Modernos*. [Tesis de grado - Pontificia Universidad Católica del Perú], Repositorio Académico - Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Mander, J. B., Priestley, M. J. N., & Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering*.
- Margrave, G. F., (1980). *Microgeodesy and South American Tectonics*. Tesis doctoral – University of Alberta]
- Mejía Trejo, R. J. (2017). Estudio sobre la efectividad del criterio pilar fuerte-viga débil en el diseño sísmico de pórticos de hormigón. Barcelona: Departament de ingeniería Civil y Ambiental
- Mi Sistema Solar (2018, octubre 9). *Placas tectónicas: Origen, ¿Qué son?, Características, Tipos y más*. Obtenido de MiSistemaSolar <https://misistemasolar.com/placas-tectonicas/>
- Millones, D. (2021, 31 de octubre). Conoce 10 resultados de Análisis y Diseño de Pórticos de Concreto con ETABS. INESA TECH. Obtenido de <https://www.inesa-tech.com/blog/resultados-analisis-diseno-porticos-concreto-etabs/#:~:text=Enti%C3%A9ndase%20como%20deriva%20o%20distorsi%C3%B3n, estudiados%20durante%20el%20an%C3%A1lisis%20estructural.>
- Ministerio de Salud (MINSA). (2019). RS N° 046-46 Sismo Lagunas-Loreto. Perú. Recuperado de <https://www.gob.pe/institucion/minsa/informes-publicaciones/363809-rs-n-046-46-sismo-lagunas-loreto>
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006). Norma Técnica E.020: Cargas. Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú, SENCICO.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018). Norma Técnica de E.030: Diseño Sismorresistente, Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú, SENCICO.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2019). Norma Técnica E.060: Concreto armado. Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú. SENCICO.

[Mora, M. A., Villalba, J. D., & Maldonado, E. \(2006\). Deficiencias, limitaciones, ventajas y desventajas de las metodologías de análisis sísmico no lineal. Revista Ingenierías Universidad de Medellín, 5\(9\), 59–74.](#)

National Geographic . (24 de Febrero de 2023). *¿Qué son las placas tectónicas y qué ocasiona sus movimientos?* Obtenido de <https://www.nationalgeographic.es/medio-ambiente/que-son-las-placas-tectonicas-y-que-ocasiona-sus-movimientos>

Ottazzi Pasino, G. (2003). Apuntes del curso: Concreto Armado 1. Fondo Editorial Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima.

Pacheco, J. F., & Sykes, L. R. (1992). Seismic moment catalog of large shallow earthquakes, 1900 to 1989. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 82, 1306 - 1349.

Park, R., & Paulay, T. (1975). Reinforced concrete structures. John Wiley & Sons.

Paulay, T., & Nigel Priestley, M. J. (1992). Seismic Design of Reinforced Concrete and. New York: John Wiley & Sons.

Pérez, E. G., & Moreno, C. F. (2021). Desempeño sísmico y cantidades de obra de edificaciones aporricadas de concreto reforzado diseñadas para diferentes capacidades de disipación de energía. *Revista EIA, Escuela de Ingeniería, Antioquia*, 18(35)

Pizán Rivas, S. (2024). *Nivel de desempeño sísmico del pabellón a de la I.E. el ingenio de la ciudad de cajamarca*. [Tesis de grado, Universidad Nacional de Cajamarca], Repositorio Académico - Universidad Nacional de Cajamarca.

Raggi Jadue, S. A. (2011). Comportamiento sísmico de estructuras en el interior de cavernas [Tesis de grado, Universidad de Chile]. Repositorio Académico - Universidad de Chile.

Red Sismológica Nacional. (2015). *¿Por qué en ocasiones los sismos se sienten con mayor intensidad en lugares más alejados?* Universidad de Costa Rica. <https://rsn.ucr.ac.cr/documentos/educativos/sismologia/2707-por-que-en-ocasiones-los-sismos-se-sienten-con-mayor-intensidad-en-lugares-mas-alejados>

Rodríguez, L., & Tavera, H. (1987). Peligro sísmico para la región central del Perú. Instituto Geofísico del Perú, Dirección de Servicios Técnicos. Lima, Perú. Obtenido de <https://repositorio.igp.gob.pe/items/7929033f-5f30-4884-af0c-2f482a4ecb3e>

Servicio Geológico Mexicano. (22 de marzo de 2017). *Tectónica de placas*. Obtenido de <https://www.sgm.gob.mx/Web/MuseoVirtual/Riesgos-geologicos/Tectonica-de-placas.html>

Statista. (12 de Septiembre de 2024). *Cantidad de terremotos por magnitud en Perú entre 2001 y 2022*. Obtenido de Statista Web site: <https://es.statista.com/estadisticas/1381649/cantidad-de-terremotos-por-magnitud-en-peru/>

Structural Engineers Association of California. (1995). Vision 2000: Performance-Based Seismic Engineering of Buildings. Sacramento, CA: SEAOC.

- Suárez, V. (2009). Diseño basado en desplazamientos, una alternativa racional al diseño basado en fuerzas. *Revista Tecnológica ESPOL – RTE*, 22(2), 47 - 59.
- Tabernerero, H. R., Ambrosini, D., & Curadelli, O. (2021). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificios escolares típicos de la provincia de Mendoza* [Seismic vulnerability assessment in typical school buildings of Mendoza Province]. *Mecánica Computacional* (Vol. XXXVIII, pp. 665–674).
- Tavera, H. (2020). *Análisis y evaluación de los patrones de sismicidad y escenarios sísmicos en el borde*. Instituto Geofísico del Perú.
- Tavera, H., & Buforn, E. (1998). Sismicidad y sismotectónica de Perú. En *Física de la tierra* (págs. 187 - 219). Departamento de Geofísica, Universidad Complutense de Madrid.
- Unidad de Registro Sísmico. (2013, 22 de enero). ¿Qué es un terremoto? Universidad de Alicante. Obtenido de <https://web.ua.es/es/urs/divulgacion/que-es-un-terremoto.html>
- Urcia Osorio, M. A., & Moncayo Belevan, V. P. (2021). *Evaluación del desempeño sísmico y propuesta de reforzamiento del colegio 780-Pre I.E N° 1172 Ciro Alegría mediante el análisis estático no lineal*. [Tesis de grado, Universidad San Ignacio de Loyola, Repositorio Académico - Universidad San Ignacio de Loyola.
- Uyeda, S., & Kanamori, H. (1979). *Back-arc opening and the mode of subduction*. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, Vol 84, Issue B3, 1049-1061.
- Valera R. (2019). *Geología*. Obtenido de Atlas Nacional Interactivo de Argentina. <https://ide.ign.gob.ar/portal/apps/MapJournal/index.html?appid=bda8f47e469c42c6a0cd2496187e56cb§ion=2>
- Villarreal Castro, G (2013). *Ingeniería Sismo-Resistente* (1° ed.) Lima-Perú.
- Worabo Woju, U., & Balu, A. S. (2020). Time-dependent safety performance of reinforced concrete structures. Department of Civil Engineering, National Institute of Technology Karnataka.
- Xue, Y.-Y., Chang, K.-C., & Wang, Y.-L. (2004). Assessing the accuracy of the damping models used in the capacity-spectrum method. *Earthquake Engineering and Engineering Seismology*, 3(2), 35–48.

APÉNDICES

**APÉNDICE A:
INFORME
TÉCNICO DE
PABELLONES N°1
Y N°2 DE LA I.E.
MIRAFLORES**

SÍNTESIS DEL INFORME TÉCNICO

INSTITUCIÓN EDUCATIVA N° 821131 MIRAFLORES – CAJAMARCA

(Este texto es solo una síntesis del informe completo que será entregado oficialmente a la institución educativa.)

I. INTRODUCCIÓN

El informe evalúa los pabellones N.º1 y N.º2 de la I.E. 821131 “Miraflores”, ante la necesidad de identificar deficiencias que comprometan la seguridad estructural y funcional de la edificación.

II. OBJETIVOS

- Determinar el estado estructural actual.
- Identificar daños y deficiencias.
- Evaluar el nivel de seguridad sísmica.

III. RESULTADOS

Se detectaron deficiencias relevantes: falta de juntas sísmicas, muros sin confinamiento, fisuras en losas y parapetos, pisos blandos, corredores angostos y humedad en techos. Asimismo, los ensayos de resistencia mostraron que el concreto posee valores menores a los especificados, lo que refleja problemas de control constructivo. Además, la configuración en “L” y los diafragmas rígidos parciales generan concentración de esfuerzos que aumentan la vulnerabilidad sísmica.

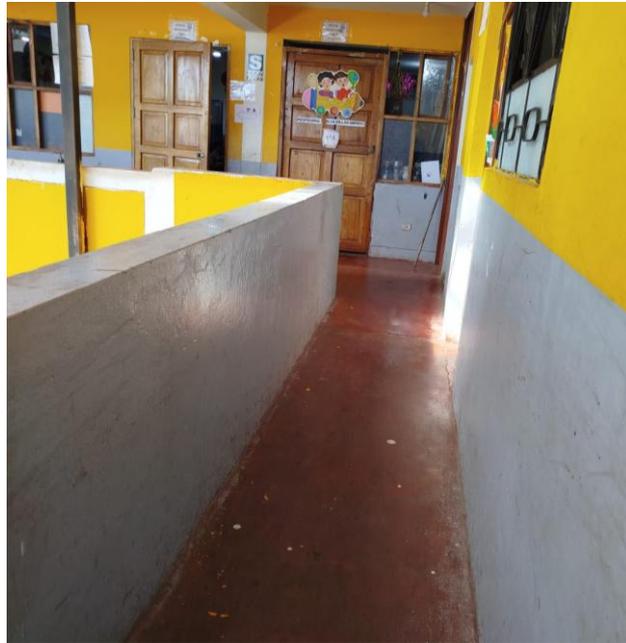
IV. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

La Institución Educativa presenta vulnerabilidades que, aunque no representan un riesgo inmediato, sí podrían evolucionar en daños graves ante un sismo. Se recomienda un plan de reforzamiento estructural, mantenimiento periódico y ensayos adicionales que permitan garantizar un desempeño seguro a futuro.

APÉNDICE B: PANEL FOTOGRÁFICO

Figura 81.

Diafragma rígido en intersección de Pabellones



Nota. Fotografía tomada en intersección de pabellón N°1 con el N°2, 2025.

Figura 82.

Medida de altura de ventana en Pabellón N°1 con wincha de mano



Nota. Fotografía tomada en pabellón N°1, 2025.

Figura 83.

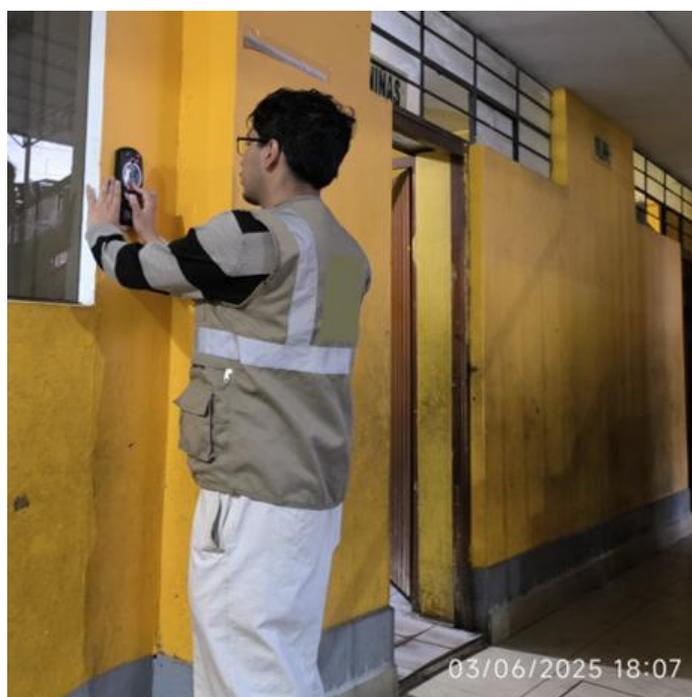
Medida de ancho de pasadizo de Pabellón N°2 con wincha laser



Nota. Fotografía tomada en pabellón N°2, 2025.

Figura 84.

Verificación de existencia de acero con escáner en Pabellón N°1



Nota. Fotografía tomada pabellón N°1, 2025.

ANEXOS

ANEXO A: ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA

ENSAYO PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO DE ACUERDO AL NÚMERO DE REBOTE OBTENIDO CON EL INSTRUMENTO ESCLEROMETRO – REFERENCIA NTP 339.181 (A.S.T.M. C 805)

Consideraciones básicas del ensayo:

- Superficie de prueba limpia, seca y sin recubrimiento.
- Zonas sin fisuras o deterioro visible.
- Registro de la dirección del impacto (horizontal, vertical hacia arriba o abajo).
- Mínimo 10 impactos por zona evaluada.
- Separación mínima de puntos de impacto de 20 mm entre sí y 25 mm del borde.
- Lecturas que difieren en más de 6 unidades respecto al promedio serán descartadas.

Elementos ensayados:

- Vigas: Se ensayaron 4 vigas en total, 2 en el Pabellón N° 1 y 2 en el Pabellón N° 2.
- Columnas: Se ensayaron 4 columnas en total, 2 en el Pabellón N° 1 y 2 en el Pabellón N° 2.

Equipo (esclerómetro):

ESCLERÓMETRO	
Marca:	Zhejiang Tugong
Modelo / Código:	Int/2578



Universidad Nacional de Cajamarca
FACULTAD DE INGENIERÍA
Laboratorio de Ensayo de Materiales



El jefe de Laboratorio de Ensayo de Materiales de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Cajamarca expide, la siguiente:

CONSTANCIA

A nombre del Bach. BRYAN JEAN PIERRE MENDOZA QUIROZ, egresado de la Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Cajamarca, con la cual se da constancia que se han realizado la siguiente actividad:

ÍTEM	DETALLE
01	Ensayo para determinar el número de rebote del concreto endurecido

Para la Tesis Titulada: "NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE LOS PABELLONES N° 1 y N° 2 DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N° 821131 MIRAFLORES EN EL DISTRITO DE CAJAMARCA" Las actividades se desarrollaron del 08 de agosto de 2025.

Se expide el presente, para fines que se estime conveniente.

Cajamarca, 13 de agosto de 2025.

Atentamente:

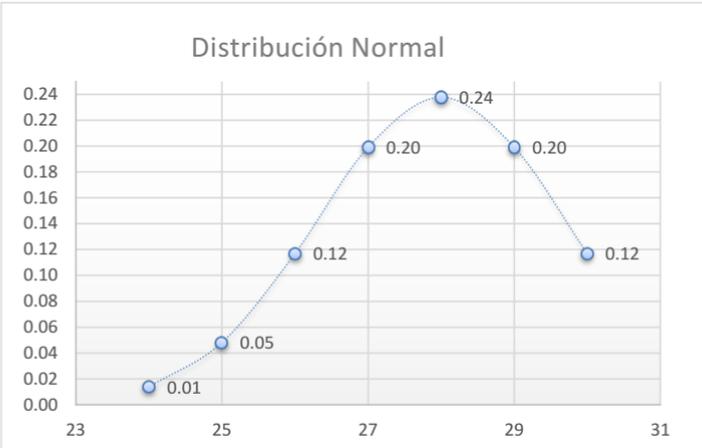
UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
Dr. Ing. Miguel A. Mosqueira Moreno
JEFE DEL LABORATORIO ENSAYO DE MATERIALES

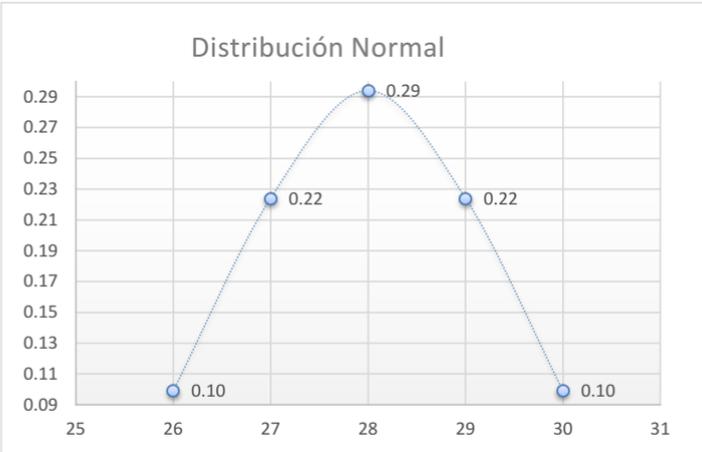
c.c. a:
_Archivo

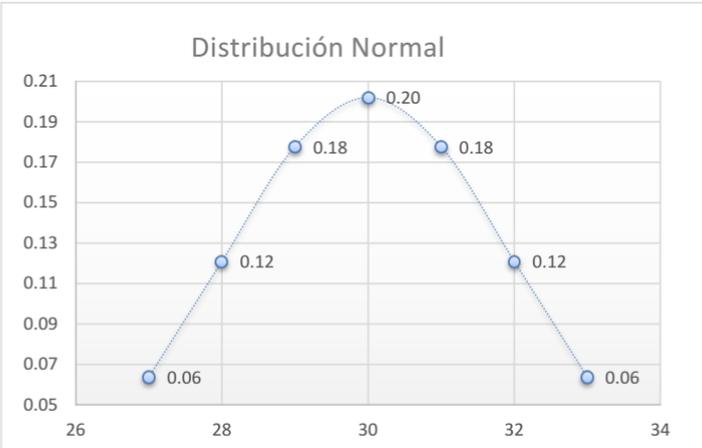


METODO ESTANDAR DEL NUMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO					
REFERENICA NTP 339.181 (A.S.T.M. C 805)					
SOLICITANTE:	BACH. BRYAN JEAN PIERRE MENDOZA QUIROZ		SOLIC. Nº:	N/C	
PROYECTO/OBRA:	TESIS: "NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE LOS PABELLONES N°1 Y N°2 DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N°821131 MIRAFLORES EN EL DISTRITO DE CAJAMARCA"		CONTRATO:	N/C	
			FECHA:	23/062025	
DESCRIP. DEL MATERIAL:	CONCRETO		MUESTRA:	C-01	
PROCEDENCIA:	PABELLON N2	LOCALIDAD:	CAJAMARCA		
OBSERVACIONES:					
ELABORADO POR:			CODIGO INTERNO:		
DIFICULTAD DE LA PRACTICA		DURACIÓN		RIESGO:	
VALIDACIÓN DE INFORMACIÓN ENSAYO 01					
TIPO DE ELEMMENTO ESTRUCTURAL:	Columna C-01	ESCLERÓMETRO:			
RESISTENCIA ESPECIFICADA :	210 Kg/cm ²	MARCA:	Zhejiang Tugong		
EDAD DEL CONCRETO:	NO ESPECIFICADA	MODELO / CÓDIGO:	Int/2578		
HUMEDAD:	NO ESPECIFICADA	CODIGO DE CALIBRACIÓN:			
CONDICIONES DE EXPOSICIÓN:	NO ESPECIFICADA				
	ORIENTACIÓN DEL MARTILLO	N° REBOTES	VALIDACIÓN	SEGMENTO	(DN) N(μ, σ ²)
		26	VALIDO	26	0.09
		26	VALIDO	27	0.23
		27	VALIDO	28	0.32
		27	VALIDO	29	0.23
		28	VALIDO	30	0.09
		28	VALIDO		
		28	VALIDO		
		28	VALIDO		
		29	VALIDO		
		29	VALIDO		
		29	VALIDO		
		30	VALIDO		
PARÁMETRO ESTADÍSTICO		PARAMETRO ESTIMADO			
PROMEDIO	28	ORIENTACIÓN	α-0°		
DESVIACIÓN ESTARDAR	1.24	RESISTENCIA ESTIMADA	180 Kg/cm ²		

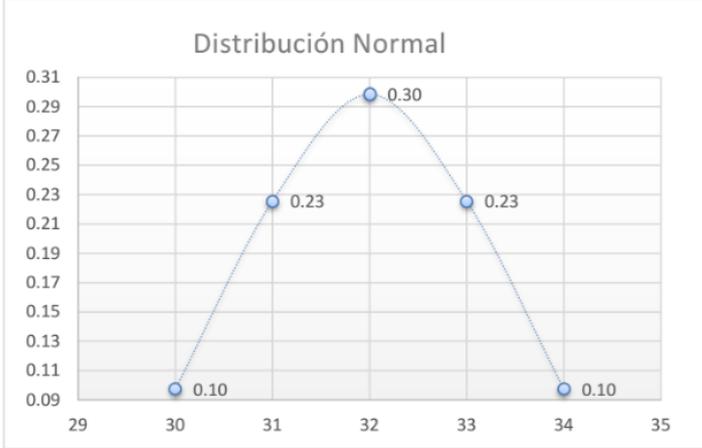


METODO ESTANDAR DEL NUMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO			
REFERENCIA NTP 339.181 (A.S.T.M. C 805)			
SOLICITANTE:	BACH. BRYAN JEAN PIERRE MENDOZA QUIROZ		SOLIC. Nº: N/C
PROYECTO/OBRA:	TESIS: "NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE LOS PABELLONES N°1 Y N°2 DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N°821131 MIRAFLORES EN EL DISTRITO DE CAJAMARCA"		CONTRATO: N/C
			FECHA: 23/062025
DESCRIP. DEL MATERIAL:	CONCRETO	MUESTRA: C-02	
PROCEDENCIA:	PABELLON N2	LOCALIDAD: CAJAMARCA	
OBSERVACIONES:			
ELABORADO POR:		CODIGO INTERNO:	
DIFICULTAD DE LA PRACTICA		DURACIÓN	RIESGO:
VALIDACIÓN DE INFORMACIÓN ENSAYO 02			
TIPO DE ELEMMENTO ESTRUCTURAL:	Columna C-02	ESCLERÓMETRO:	
RESISTENCIA ESPECIFICADA :	210 Kg/cm ²	MARCA:	Zhejiang Tugong
EDAD DEL CONCRETO:	NO ESPECIFICADA	MODELO / CÓDIGO:	Int/2578
HUMEDAD:	NO ESPECIFICADA	CODIGO DE CALIBRACIÓN:	
CONDICIONES DE EXPOSICIÓN:	NO ESPECIFICADA		
ORIENTACIÓN DEL MARTILLO	25	VALIDACIÓN	SEGMENTO
 Ángulo 0°	24	VALIDO	(DN) N(μ, σ ²)
	26	VALIDO	24
	26	VALIDO	25
	27	VALIDO	26
	27	VALIDO	27
	27	VALIDO	28
	28	VALIDO	29
	28	VALIDO	30
	29	VALIDO	
	29	VALIDO	
	29	VALIDO	
	30	VALIDO	
PARÁMETRO ESTADÍSTICO		PARAMETRO ESTIMADO	
PROMEDIO	28	ORIENTACIÓN	α-0°
DESVIACIÓN ESTARDAR	1.68	RESISTENCIA ESTIMADA	180 Kg/cm ²
Distribución Normal 			

METODO ESTANDAR DEL NUMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO					
REFERENCIA NTP 339.181 (A.S.T.M. C 805)					
SOLICITANTE:	BACH. BRYAN JEAN PIERRE MENDOZA QUIROZ			SOLIC. Nº:	N/C
PROYECTO/OBRA:	TESIS: "NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE LOS PABELLONES N°1 Y N°2 DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N°821131 MIRAFLORES EN EL DISTRITO DE CAJAMARCA"			CONTRATO:	N/C
				FECHA:	23/062025
DESCRIP. DEL MATERIAL:	CONCRETO			MUESTRA:	V-01
PROCEDENCIA:	PABELLON N2	LOCALIDAD:	CAJAMARCA		
OBSERVACIONES:					
ELABORADO POR:				CODIGO INTERNO:	
DIFICULTAD DE LA PRACTICA		DURACIÓN		RIESGO:	
VALIDACIÓN DE INFORMACIÓN ENSAYO 03					
TIPO DE ELEMENTO ESTRUCTURAL:	Viga V-01			ESCLERÓMETRO:	
RESISTENCIA ESPECIFICADA :	210 Kg/cm ²			MARCA:	Zhejiang Tugong
EDAD DEL CONCRETO:	NO ESPECIFICADA			MODELO / CÓDIGO:	Int/2578
HUMEDAD:	NO ESPECIFICADA			CODIGO DE CALIBRACIÓN:	
CONDICIONES DE EXPOSICIÓN:	NO ESPECIFICADA				
ORIENTACIÓN DEL MARTILLO		N° REBOTES	VALIDACIÓN	SEGMENTO	
 Ángulo 0°		26	VALIDO	(DN) N(μ, σ ²)	
		26	VALIDO	26	0.10
		27	VALIDO	27	0.22
		28	VALIDO	28	0.29
		28	VALIDO	29	0.22
		28	VALIDO	30	0.10
		29	VALIDO		
		29	VALIDO		
		29	VALIDO		
		29	VALIDO		
		30	VALIDO		
		30	VALIDO		
PARÁMETRO ESTADÍSTICO			PARAMETRO ESTIMADO		
PROMEDIO	28		ORIENTACIÓN	α-0°	
DESVIACIÓN ESTARDAR	1.36		RESISTENCIA ESTIMADA	180 Kg/cm ²	
Distribución Normal 					

METODO ESTANDAR DEL NUMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO						
REFERENCIA NTP 339.181 (A.S.T.M. C 805)						
SOLICITANTE:	BACH. BRYAN JEAN PIERRE MENDOZA QUIROZ			SOLIC. Nº:	N/C	
PROYECTO/OBRA:	TESIS: "NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE LOS PABELLONES N°1 Y N°2 DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N°821131 MIRAFLORES EN EL DISTRITO DE CAJAMARCA"			CONTRATO:	N/C	
				FECHA:	23/062025	
DESCRIP. DEL MATERIAL:	CONCRETO			MUESTRA:	V-02	
PROCEDENCIA:	PABELLON N2	LOCALIDAD:	CAJAMARCA			
OBSERVACIONES:						
ELABORADO POR:				CODIGO INTERNO:		
DIFICULTAD DE LA PRACTICA		DURACIÓN		RIESGO:		
VALIDACIÓN DE INFORMACIÓN ENSAYO 04						
TIPO DE ELEMENTO ESTRUCTURAL:	Viga V-02			ESCLERÓMETRO:		
RESISTENCIA ESPECIFICADA :	210 Kg/cm ²			MARCA:	Zhejiang Tugong	
EDAD DEL CONCRETO:	NO ESPECIFICADA			MODELO / CÓDIGO:	Int/2578	
HUMEDAD:	NO ESPECIFICADA			CODIGO DE CALIBRACIÓN:		
CONDICIONES DE EXPOSICIÓN:	NO ESPECIFICADA					
ORIENTACIÓN DEL MARTILLO	N° REBOTES	VALIDACIÓN	SEGMENTO	(DN) N(μ, σ²)		
	27	VALIDO	27	0.06		
	27	VALIDO	28	0.12		
	28	VALIDO	29	0.18		
	28	VALIDO	30	0.20		
	29	VALIDO	31	0.18		
	29	VALIDO	32	0.12		
	30	VALIDO	33	0.06		
	30	VALIDO				
	30	VALIDO				
	32	VALIDO				
	32	VALIDO				
	33	VALIDO				
	PARÁMETRO ESTADÍSTICO			PARAMETRO ESTIMADO		
PROMEDIO	30		ORIENTACIÓN	α-0°		
DESVIACIÓN ESTANDAR	1.98		RESISTENCIA ESTIMADA	210 Kg/cm ²		
						

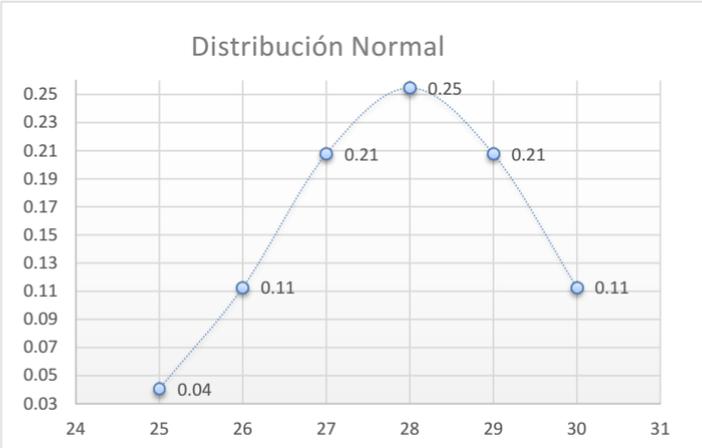


METODO ESTANDAR DEL NUMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO REFERENCIA NTP 339.181 (A.S.T.M. C 805)						
SOLICITANTE:	BACH. BRYAN JEAN PIERRE MENDOZA QUIROZ			SOLIC. Nº:	N/C	
PROYECTO/OBRA:	TESIS: "NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE LOS PABELLONES N°1 Y N°2 DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N°821131 MIRAFLORES EN EL DISTRITO DE CAJAMARCA"			CONTRATO:	N/C	
				FECHA:	23/062025	
DESCRIP. DEL MATERIAL:	CONCRETO			MUESTRA:	C-03	
PROCEDENCIA:	PABELLON N1	LOCALIDAD:	CAJAMARCA			
OBSERVACIONES:						
ELABORADO POR:				CODIGO INTERNO:		
DIFICULTAD DE LA PRACTICA		DURACIÓN		RIESGO:		
VALIDACIÓN DE INFORMACIÓN ENSAYO 05						
TIPO DE ELEMMENTO ESTRUCTURAL:	Columna C-03			ESCLERÓMETRO:		
RESISTENCIA ESPECIFICADA :	210 Kg/cm ²			MARCA:	Zhejiang Tugong	
EDAD DEL CONCRETO:	NO ESPECIFICADA			MODELO / CÓDIGO:	Int/2578	
HUMEDAD:	NO ESPECIFICADA			CODIGO DE CALIBRACIÓN:		
CONDICIONES DE EXPOSICIÓN:	NO ESPECIFICADA					
ORIENTACIÓN DEL MARTILLO	N° REBOTES	VALIDACIÓN	SEGMENTO	(DN) N(μ, σ²)		
	30	VALIDO	30	0.10		
	30	VALIDO	31	0.23		
	31	VALIDO	32	0.30		
	32	VALIDO	33	0.23		
	32	VALIDO	34	0.10		
	32	VALIDO				
	32	VALIDO				
	33	VALIDO				
	33	VALIDO				
	33	VALIDO				
	34	VALIDO				
	34	VALIDO				
PARÁMETRO ESTADÍSTICO			PARAMETRO ESTIMADO			
PROMEDIO	32		ORIENTACIÓN	α-0°		
DESVIACIÓN ESTARDAR	1.34		RESISTENCIA ESTIMADA	238 Kg/cm ²		
						

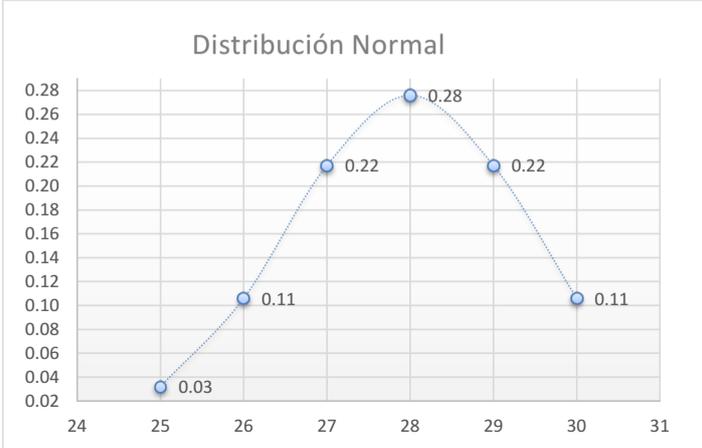


METODO ESTANDAR DEL NUMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO REFERENCIA NTP 339.181 (A.S.T.M. C 805)														
SOLICITANTE:	BACH. BRYAN JEAN PIERRE MENDOZA QUIROZ		SOLIC. Nº:	N/C										
PROYECTO/OBRA:	TESIS: "NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE LOS PABELLONES N°1 Y N°2 DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N°821131 MIRAFLORES EN EL DISTRITO DE CAJAMARCA"		CONTRATO:	N/C										
			FECHA:	23/062025										
DESCRIP. DEL MATERIAL:	CONCRETO		MUESTRA:	C-04										
PROCEDENCIA:	PABELLON N1	LOCALIDAD:	CAJAMARCA											
OBSERVACIONES:														
ELABORADO POR:			CODIGO INTERNO:											
DIFICULTAD DE LA PRACTICA		DURACIÓN		RIESGO:										
VALIDACIÓN DE INFORMACIÓN ENSAYO 06														
TIPO DE ELEMMENTO ESTRUCTURAL:	Columna C-04	ESCLERÓMETRO:												
RESISTENCIA ESPECIFICADA :	210 Kg/cm ²	MARCA:	Zhejiang Tugong											
EDAD DEL CONCRETO:	NO ESPECIFICADA	MODELO / CÓDIGO:	Int/2578											
HUMEDAD:	NO ESPECIFICADA	CODIGO DE CALIBRACIÓN:												
CONDICIONES DE EXPOSICIÓN:	NO ESPECIFICADA													
ORIENTACIÓN DEL MARTILLO	N° REBOTES	VALIDACIÓN	SEGMENTO	(DN) N(μ, σ ²)										
	28	VALIDO	28	0.08										
	28	VALIDO	29	0.24										
	28	VALIDO	30	0.34										
	29	VALIDO	31	0.24										
	29	VALIDO												
	29	VALIDO												
	30	VALIDO												
	30	VALIDO												
	30	VALIDO												
	31	VALIDO												
	31	VALIDO												
	31	VALIDO												
PARÁMETRO ESTADÍSTICO		PARAMETRO ESTIMADO												
PROMEDIO	30	ORIENTACIÓN	α-0°											
DESVIACIÓN ESTARDAR	1.17	RESISTENCIA ESTIMADA	210 Kg/cm ²											
<p align="center">Distribución Normal</p> <table border="1"> <caption>Data points for Normal Distribution Graph</caption> <thead> <tr> <th>Segmento</th> <th>DN</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>28</td> <td>0.08</td> </tr> <tr> <td>29</td> <td>0.24</td> </tr> <tr> <td>30</td> <td>0.34</td> </tr> <tr> <td>31</td> <td>0.24</td> </tr> </tbody> </table>					Segmento	DN	28	0.08	29	0.24	30	0.34	31	0.24
Segmento	DN													
28	0.08													
29	0.24													
30	0.34													
31	0.24													



METODO ESTANDAR DEL NUMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO REFERENCIA NTP 339.181 (A.S.T.M. C 805)					
SOLICITANTE:	BACH. BRYAN JEAN PIERRE MENDOZA QUIROZ		SOLIC. Nº:	N/C	
PROYECTO/OBRA:	TESIS: "NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE LOS PABELLONES N°1 Y N°2 DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N°821131 MIRAFLORES EN EL DISTRITO DE CAJAMARCA"		CONTRATO:	N/C	
			FECHA:	23/062025	
DESCRIP. DEL MATERIAL:	CONCRETO		MUESTRA:	V-03	
PROCEDENCIA:	PABELLON N1	LOCALIDAD:	CAJAMARCA		
OBSERVACIONES:					
ELABORADO POR:			CODIGO INTERNO:		
DIFICULTAD DE LA PRACTICA		DURACIÓN		RIESGO:	
VALIDACIÓN DE INFORMACIÓN ENSAYO 07					
TIPO DE ELEMMENTO ESTRUCTURAL:	Viga V-03	ESCLERÓMETRO:			
RESISTENCIA ESPECIFICADA :	210 Kg/cm ²	MARCA:	Zhejiang Tugong		
EDAD DEL CONCRETO:	NO ESPECIFICADA	MODELO / CÓDIGO:	Int/2578		
HUMEDAD:	NO ESPECIFICADA	CODIGO DE CALIBRACIÓN:			
CONDICIONES DE EXPOSICIÓN:	NO ESPECIFICADA				
	ORIENTACIÓN DEL MARTILLO	N° REBOTES	VALIDACIÓN	SEGMENTO	(DN) N(μ, σ ²)
		25	VALIDO	25	0.04
		26	VALIDO	26	0.11
		26	VALIDO	27	0.21
		26	VALIDO	28	0.25
		27	VALIDO	29	0.21
		27	VALIDO	30	0.11
		28	VALIDO		
		28	VALIDO		
		29	VALIDO		
		29	VALIDO		
		29	VALIDO		
		30	VALIDO		
PARÁMETRO ESTADÍSTICO		PARAMETRO ESTIMADO			
PROMEDIO	28	ORIENTACIÓN	α-0°		
DESVIACIÓN ESTARDAR	1.57	RESISTENCIA ESTIMADA	180 Kg/cm ²		
					



METODO ESTANDAR DEL NUMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO					
REFERENICA NTP 339.181 (A.S.T.M. C 805)					
SOLICITANTE:	BACH. BRYAN JEAN PIERRE MENDOZA QUIROZ		SOLIC. Nº:	N/C	
PROYECTO/OBRA:	TESIS: "NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE LOS PABELLONES N°1 Y N°2 DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N°821131 MIRAFLORES EN EL DISTRITO DE CAJAMARCA"		CONTRATO:	N/C	
			FECHA:	23/062025	
DESCRIP. DEL MATERIAL:	CONCRETO		MUESTRA:	V-04	
PROCEDENCIA:	PABELLON N1	LOCALIDAD:	CAJAMARCA		
OBSERVACIONES:					
ELABORADO POR:			CODIGO INTERNO:		
DIFICULTAD DE LA PRACTICA		DURACIÓN		RIESGO:	
VALIDACIÓN DE INFORMACIÓN ENSAYO 08					
TIPO DE ELEMMENTO ESTRUCTURAL:	Viga V-04	ESCLERÓMETRO:			
RESISTENCIA ESPECIFICADA :	210 Kg/cm ²	MARCA:	Zhejiang Tugong		
EDAD DEL CONCRETO:	NO ESPECIFICADA	MODELO / CÓDIGO:	Int/2578		
HUMEDAD:	NO ESPECIFICADA	CODIGO DE CALIBRACIÓN:			
CONDICIONES DE EXPOSICIÓN:	NO ESPECIFICADA				
	ORIENTACIÓN DEL MARTILLO	N° REBOTES	VALIDACIÓN	SEGMENTO	(DN) N(μ, σ²)
		25	VALIDO	25	0.03
		26	VALIDO	26	0.11
		26	VALIDO	27	0.22
		27	VALIDO	28	0.28
		27	VALIDO	29	0.22
		27	VALIDO	30	0.11
		28	VALIDO		
		28	VALIDO		
		28	VALIDO		
		29	VALIDO		
		29	VALIDO		
		30	VALIDO		
PARÁMETRO ESTADÍSTICO		PARAMETRO ESTIMADO			
PROMEDIO	28	ORIENTACIÓN	α-0°		
DESVIACIÓN ESTARDAR	1.45	RESISTENCIA ESTIMADA	180 Kg/cm ²		
					



Universidad Nacional de Cajamarca
FACULTAD DE INGENIERÍA
LABORATORIO DE ENSAYO DE MATERIALES



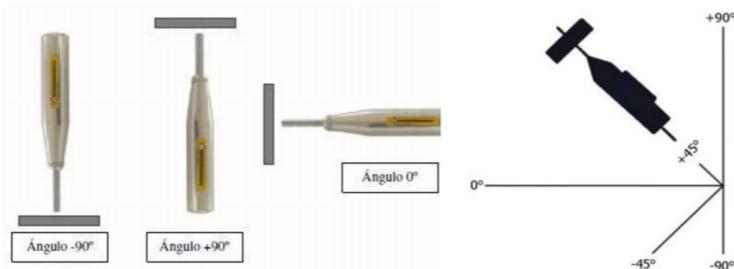
METODO ESTANDAR DEL NUMERO DE REBOTE EN CONCRETO ENDURECIDO REFERENCIA NTP 339.181 (A.S.T.M. C 805)			
SOLICITANTE:	BACH. BRYAN JEAN PIERRE MENDOZA QUIROZ		SOLIC. Nº: N/C
PROYECTO/OBRA:	TESIS: "NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO DE LOS PABELLONES N°1 Y N°2 DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA N°821131 MIRAFLORES EN EL DISTRITO DE CAJAMARCA"		CONTRATO: N/C
DESCRIP. DEL MATERIAL:	CONCRETO		FECHA: 08/08/2025
PROCEDENCIA:	PABELLON N1, N2	LOCALIDAD: CAJAMARCA	MUESTRA: INDICADA
OBSERVACIONES:			
ELABORADO POR:		CODIGO INTERNO:	

RESUMEN				
ENSAYO Nº	ELEMENTO ESTRUCTURAL	RESISTENCIA (f'c) ESPECIFICADA (Kg/cm ² /Mpa)	RESISTENCIA (f'c) OBTENIDO (Kg/cm ² /Mpa)	Δ(%)
1	Columna C-01	210 Kg/cm ²	180 Kg/cm ²	-14.29 %
2	Columna C-02	210 Kg/cm ²	180 Kg/cm ²	-14.29 %
3	Viga V-01	210 Kg/cm ²	180 Kg/cm ²	-14.29 %
4	Viga V-02	210 Kg/cm ²	210 Kg/cm ²	0.00 %
5	Columna C-03	210 Kg/cm ²	238 Kg/cm ²	13.33 %
6	Columna C-04	210 Kg/cm ²	210 Kg/cm ²	0.00 %
7	Viga V-03	210 Kg/cm ²	180 Kg/cm ²	-14.29 %
8	Viga V-04	210 Kg/cm ²	180 Kg/cm ²	-14.29 %

OBSERVACIONES:

RESPONSABLE DE ENSAYO		COORDINADOR DE LABORATORIO		ASESOR	
 UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA FACULTAD DE INGENIERIA Gerardo Chirifio Mendoza		 Bryan Jean Pierre Mendoza Quiroz		 Ing. Marcos Mendoza Linares	
NOMBRE:	Gerardo Chirifio Mendoza	NOMBRE:	Bryan Jean Pierre Mendoza Quiroz	NOMBRE:	Ing. Marcos Mendoza Linares
FECHA:		FECHA:		FECHA:	

CUADRO I: PROBABLE RESISTENCIA					
R	$\alpha-90^\circ$	$\alpha-45^\circ$	$\alpha-0^\circ$	$\alpha+45^\circ$	$\alpha+90^\circ$
20	125	115	-	-	-
21	135	125	-	-	-
22	145	135	110	-	-
23	160	145	120	-	-
24	170	160	130	-	-
25	180	170	140	100	-
26	198	185	158	115	-
27	210	200	165	130	105
28	220	210	180	140	120
29	238	220	190	150	138
30	250	238	210	170	145
31	260	250	220	180	160
32	280	235	238	190	170
33	290	280	250	210	190
34	310	290	260	220	200
35	320	310	280	238	218
36	340	320	290	250	230
37	350	340	310	235	245
38	370	350	320	280	260
39	380	370	340	300	280
40	400	380	350	310	295
41	410	400	370	330	310
42	425	415	380	345	325
43	440	430	400	360	340
44	460	450	420	380	360
45	470	460	430	395	375
46	490	480	450	410	390
47	500	495	465	430	410
48	520	510	480	445	430
49	540	525	500	460	445
50	550	540	515	480	460
51	570	560	530	500	480
52	580	570	550	515	500
53	600	590	565	530	520
54	> 600	> 600	580	550	530
55	> 600	> 600	600	570	550



***ANEXO DE INFORME DE
ESCLEROMETRÍA: PANEL
FOTOGRAFICO***

Figura 85.

Ensayo de auscultación N°1 y N°2 en la estructura: COLUMNA C-01 y C-02



Nota. Fotografías tomadas realizando ensayo de esclerometría en columnas del pab. N°2, 2025.

Figura 86.

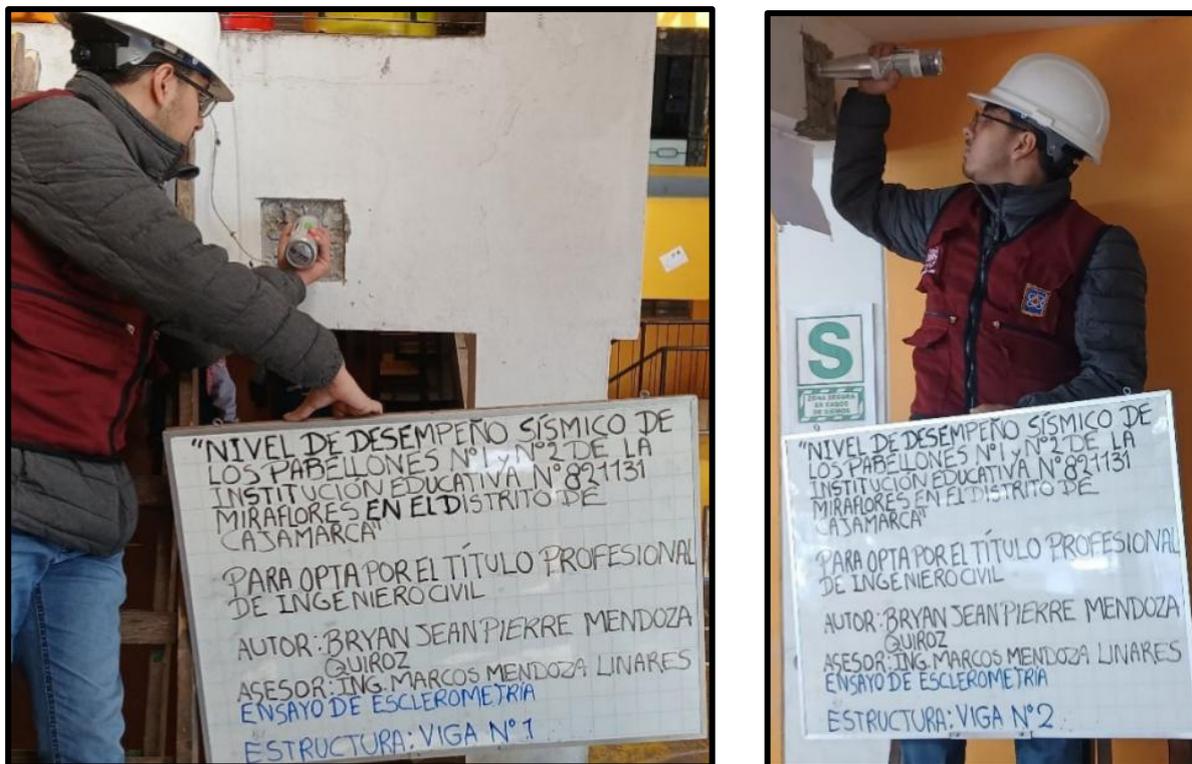
Ensayo de auscultación N°3 y N°4 en la estructura: COLUMNA C-03 y C-04



Nota. Fotografías tomadas realizando ensayo de esclerometría en columnas del pab. N°1, 2025.

Figura 87.

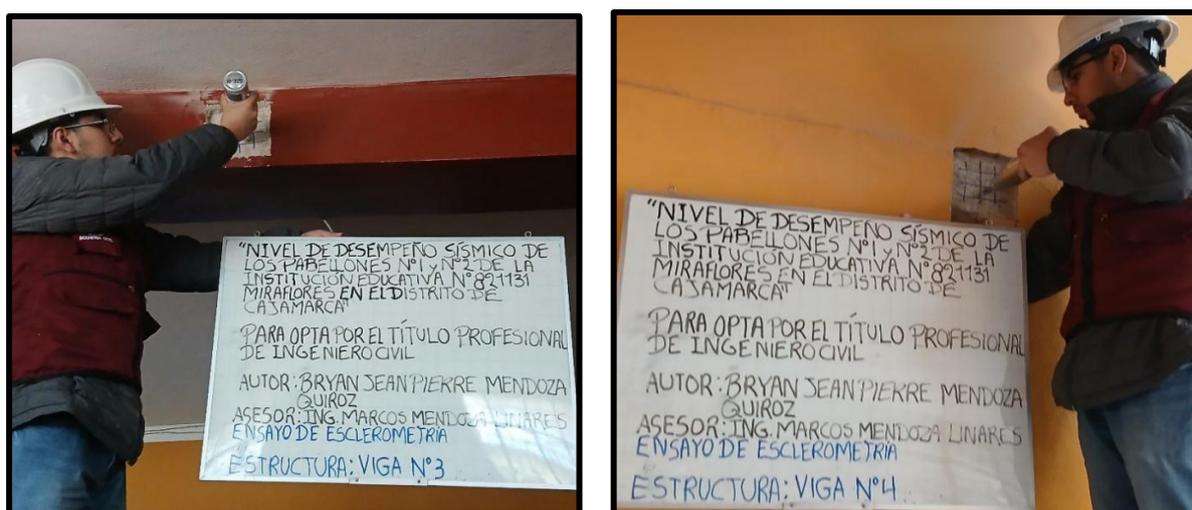
Ensayo de auscultación N°5 y N°6 en la estructura: VIGA V-01 y V-02



Nota. Fotografías tomadas realizando ensayo de esclerometría en vigas del pab. N°2, 2025.

Figura 88.

Ensayo de auscultación N°7 y N°8 en la estructura: VIGA V-03 y V-04

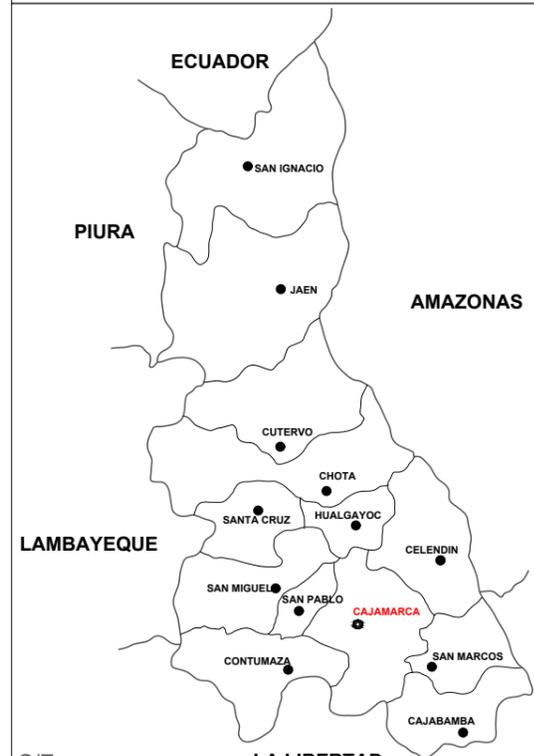


Nota. Fotografías tomadas realizando ensayo de esclerometría en vigas del pab. N°1, 2025.

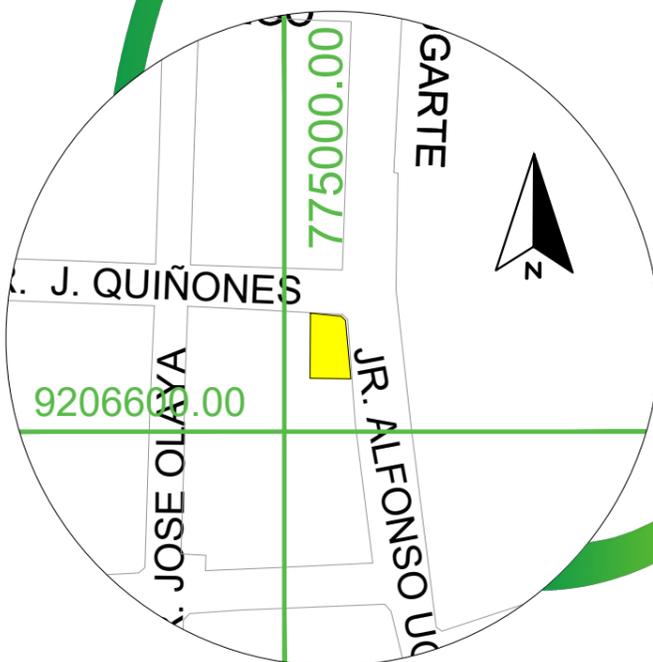
ANEXO B: PLANOS



S/E UBICACION DEPARTAMENTAL



S/E UBICACION PROVINCIAL



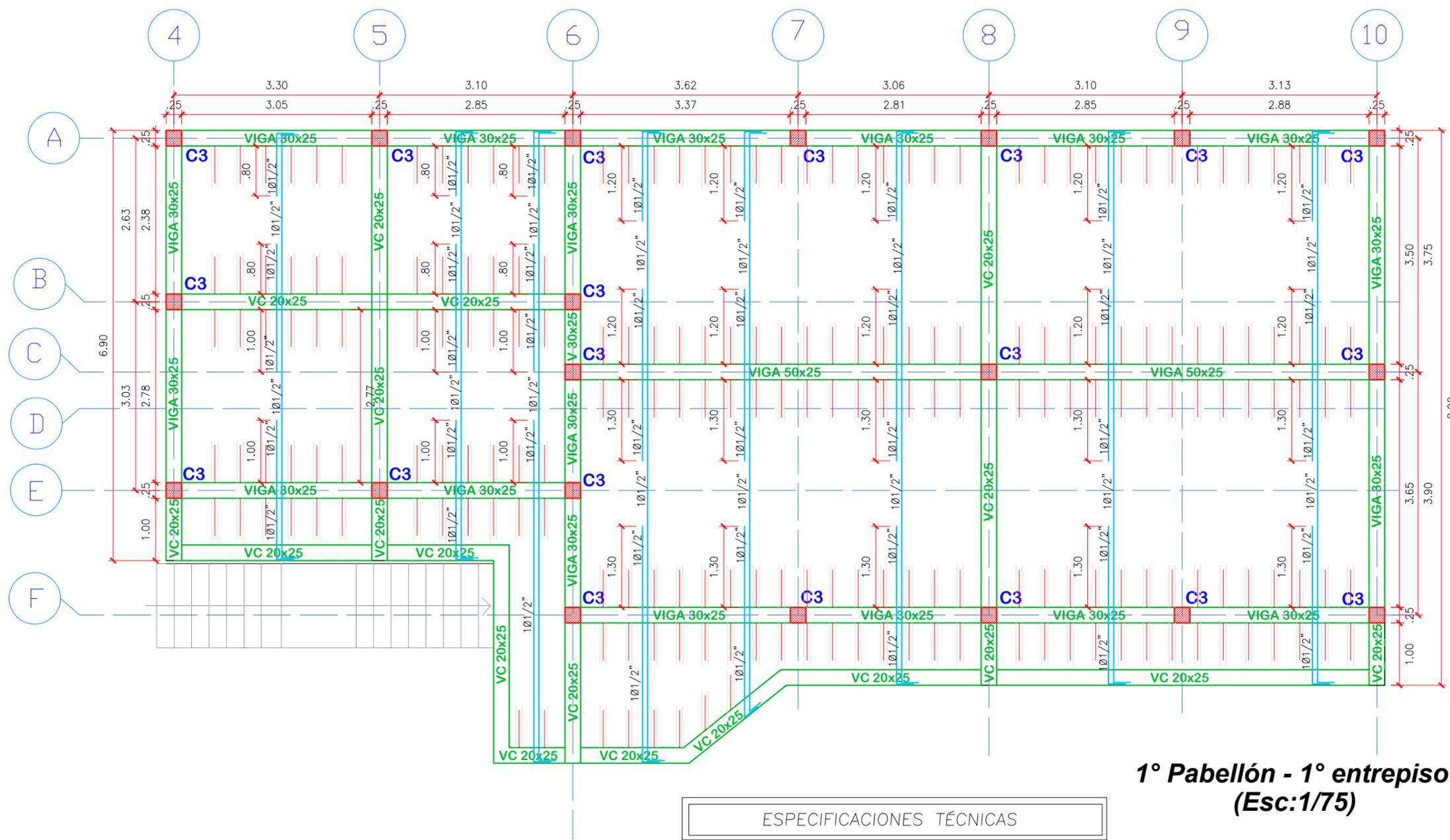
UBICACIÓN DE I.E. MIRAFLORES E: 1/2000



I.E. MIRAFLORES



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA	
FACULTAD DE INGENIERÍA	
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	
TESIS: "Nivel de desempeño sísmico de los pabellones N°1 y N°2 de la Institución Educativa N°821131 Miraflores en el distrito de Cajamarca"	
PLANO: Ubicación geográfica	PLANO N° 01
BACHILLER: Bryan Jean Pierre Mendoza Quiroz	
ASESOR: Ing. Marcos Mendoza Linares	
ESCALA: Indicada	FECHA: Cajamarca de 2025



1° Pabellón - 1° entpiso
(Esc:1/75)

COLUMNAS	C1	C2	C3
	<p>(Esc:1/25)</p> <p>Ubicadas en 2do pabellón.</p>	<p>(Esc:1/25)</p> <p>Ubicadas en 2do pabellón.</p>	<p>(Esc:1/25)</p> <p>Ubicadas en 1er y 2do pabellón.</p>

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

CONCRETO ARMADO:
 Vigas VP-1, VP-2 y VC : $F'c=210\text{Kg/cm}^2$
 Losas : $F'c=210\text{Kg/cm}^2$
 Columnas C1, C2 y C3 : $F'c=210\text{Kg/cm}^2$

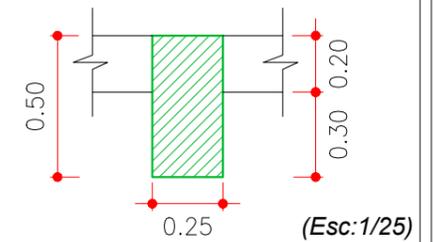
REFUERZO:
 En general : $F'y=4200\text{ Kg/cm}^2$ (corrugado)

RECUBRIMIENTOS:
 Vigas VP-1, VP-2 y VC : $r = 4.00\text{ cm.}$
 Losas : $r = 2.50\text{ cm.}$
 Columnas C1, C2 y C3 : $r = 4.00\text{ cm.}$

TABIQUERIA:
 Ladrillo King Kong sólido artesanal 21.34x12.38x8.17 cm

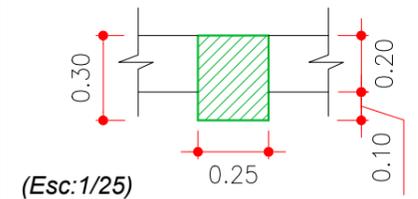
RELLENO DE TECHO:
 Ladrillo de techo hueco 15x30x30 cm

VP-1



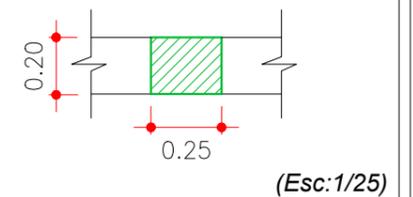
Soporta grandes cargas y lueces largas, ubicadas en 1er y 2do pabellón.

VP-2



Soporta cargas de losa y transmite directamente a columnas, utilizadas en luces medias, ubicadas en 1er pabellón.

VC



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	
TESIS: "Nivel de desempeño sísmico de los pabellones N°1 y N°2 de la Institución Educativa N°821131 Miraflores en el distrito de Cajamarca"	
PLANO: Estructuras de pabellón N°1 - entpiso 1	PLANO N° 02
BACHILLER: Bryan Jean Pierre Mendoza Quiroz	
ASESOR: Ing. Marcos Mendoza Linares	
ESCALA: Indicada	FECHA: Cajamarca de 2025



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS:

"Nivel de desempeño sísmico de los pabellones N°1 y N°2 de la Institución Educativa N°821131 Miraflores en el distrito de Cajamarca"

PLANO:

Estructura de pabellón N°2 primer entepiso

BACHILLER:

Bryan Jean Pierre
 Mendoza Quiroz

ASESOR:

Ing. Marcos Mendoza
 Linares

ESCALA:

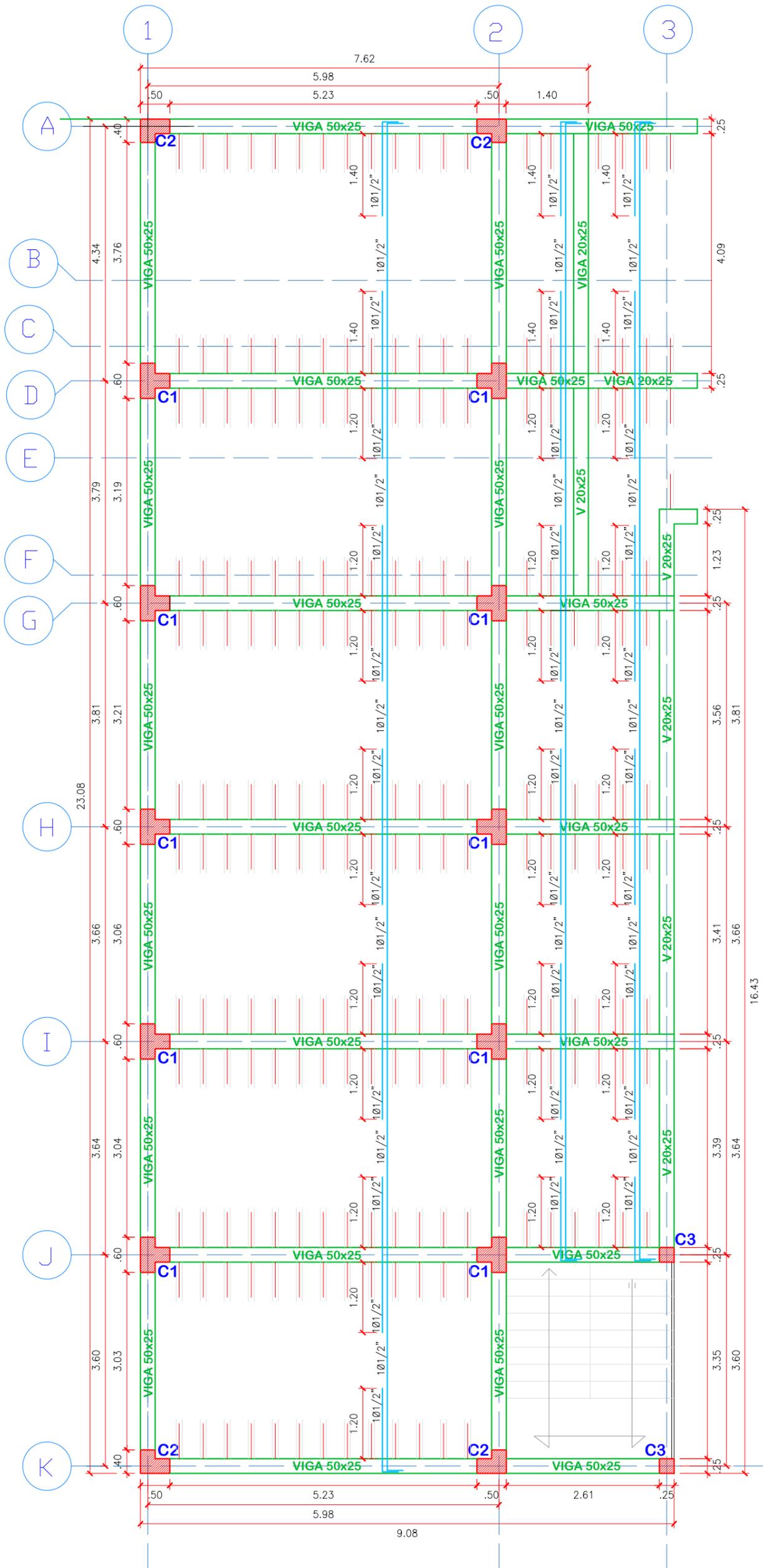
Indicada

FECHA:

Cajamarca de 2025

PLANO N°

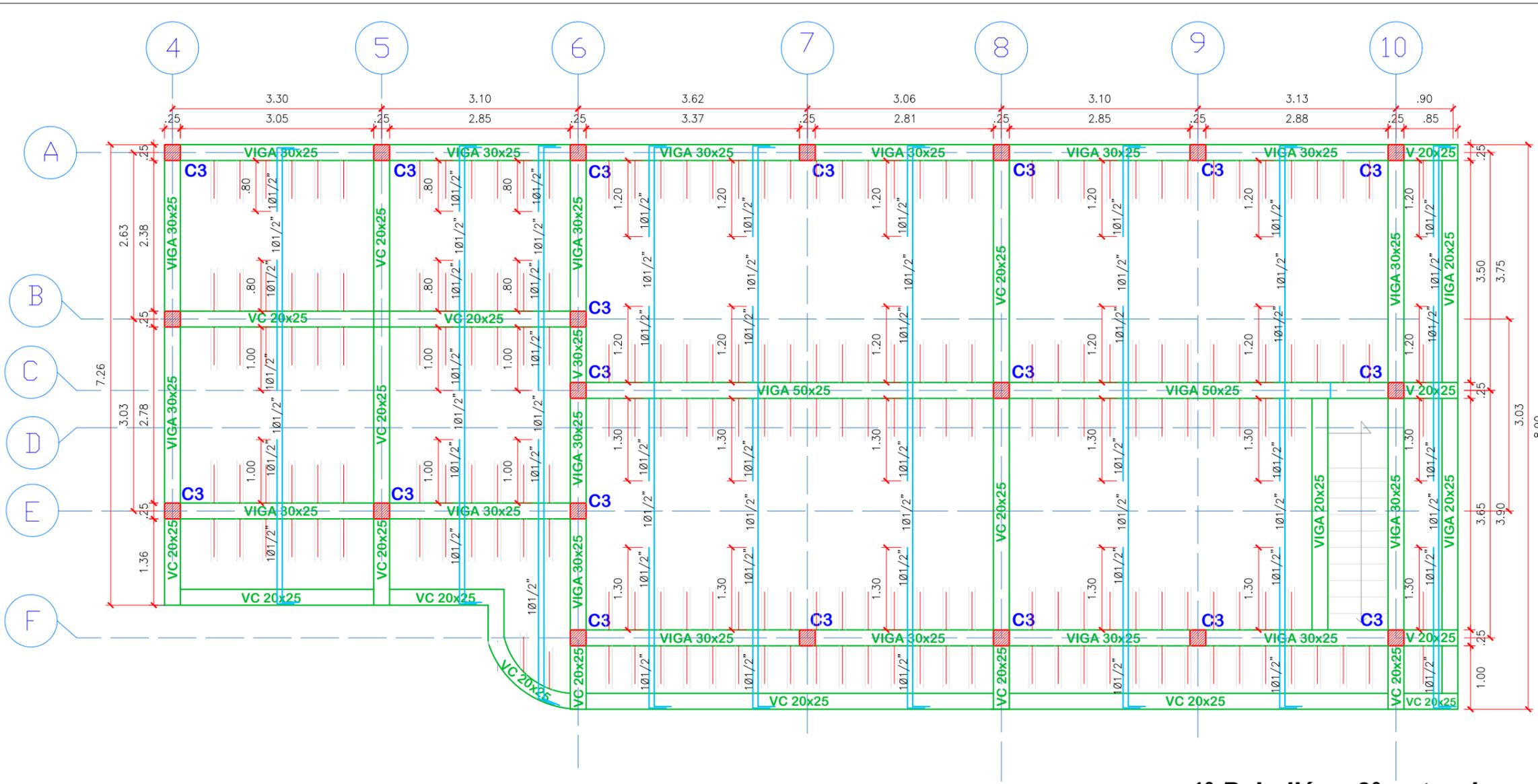
03



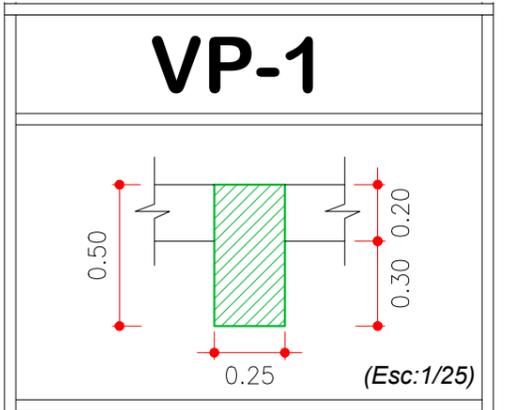
2° Pabellón - 1° entepiso
(Esc:1/75)

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

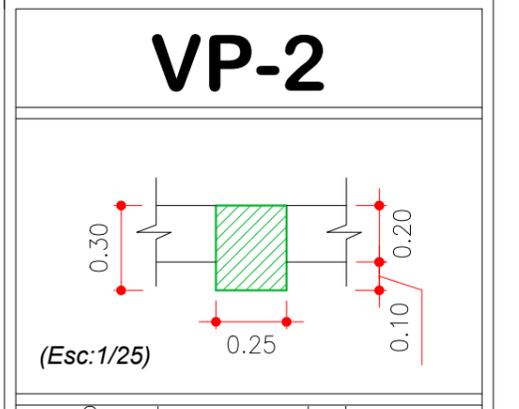
CONCRETO ARMADO:	
Vigas VP-1, VP-2 y VC	: $F'_c=210\text{Kg/cm}^2$
Losas	: $F'_c=210\text{Kg/cm}^2$
Columnas C1, C2 y C3	: $F'_c=210\text{Kg/cm}^2$
REFUERZO:	
En general	: $F'_y=4200\text{ Kg/cm}^2$ (corrugado)
RECUBRIMIENTOS:	
Vigas VP-1, VP-2 y VC	: $r = 4.00\text{ cm.}$
Losas	: $r = 2.50\text{ cm.}$
Columnas C1, C2 y C3	: $r = 4.00\text{ cm.}$
TABIQUERIA:	
Ladrillo King Kong sólido artesanal 21.34x12.38x8.17 cm	
RELLENO DE TECHO:	
Ladrillo de techo hueco 15x30x30 cm	



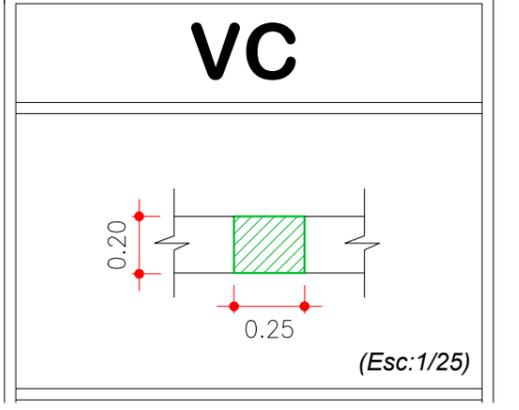
1° Pabellón - 2° entpiso
(Esc:1/75)



Soporta grandes cargas y luces largas, ubicadas en 1er y 2do pabellón.



Soporta cargas de losa y transmite directamente a columnas, utilizadas en luces medias, ubicadas en 1er pabellón.



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

CONCRETO ARMADO:
 Vigas VP-1, VP-2 y VC : $F'c=210\text{Kg/cm}^2$
 Losas : $F'c=210\text{Kg/cm}^2$
 Columnas C1, C2 y C3 : $F'c=210\text{Kg/cm}^2$

REFUERZO:
 En general : $F'y=4200\text{ Kg/cm}^2$ (corrugado)

RECUBRIMIENTOS:
 Vigas VP-1, VP-2 y VC : $r = 4.00\text{ cm.}$
 Losas : $r = 2.50\text{ cm.}$
 Columnas C1, C2 y C3 : $r = 4.00\text{ cm.}$

TABIQUERIA:
 Ladrillo King Kong sólido artesanal 21.34x12.38x8.17 cm

RELLENO DE TECHO:
 Ladrillo de techo hueco 15x30x30 cm

COLUMNAS	C1	C2	C3
	<p>Ubicadas en 2do pabellón.</p>	<p>Ubicadas en 2do pabellón.</p>	<p>Ubicadas en 1er y 2do pabellón.</p>



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS: "Nivel de desempeño sísmico de los pabellones N°1 y N°2 de la Institución Educativa N°821131 Miraflores en el distrito de Cajamarca"

PLANO: Estructuras de pabellón N°1 - entpiso 2

BACHILLER: Bryan Jean Pierre Mendoza Quiroz

ASESOR: Ing. Marcos Mendoza Linares

ESCALA: Indicada

FECHA: Cajamarca de 2025

PLANO N° **04**



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS:

"Nivel de desempeño sísmico de los pabellones N°1 y N°2 de la Institución Educativa N°821131 Miraflores en el distrito de Cajamarca"

PLANO:

Estructura de pabellón N°2 segundo entepiso

BACHILLER:

Bryan Jean Pierre
 Mendoza Quiroz

ASESOR:

Ing. Marcos Mendoza
 Linares

ESCALA:

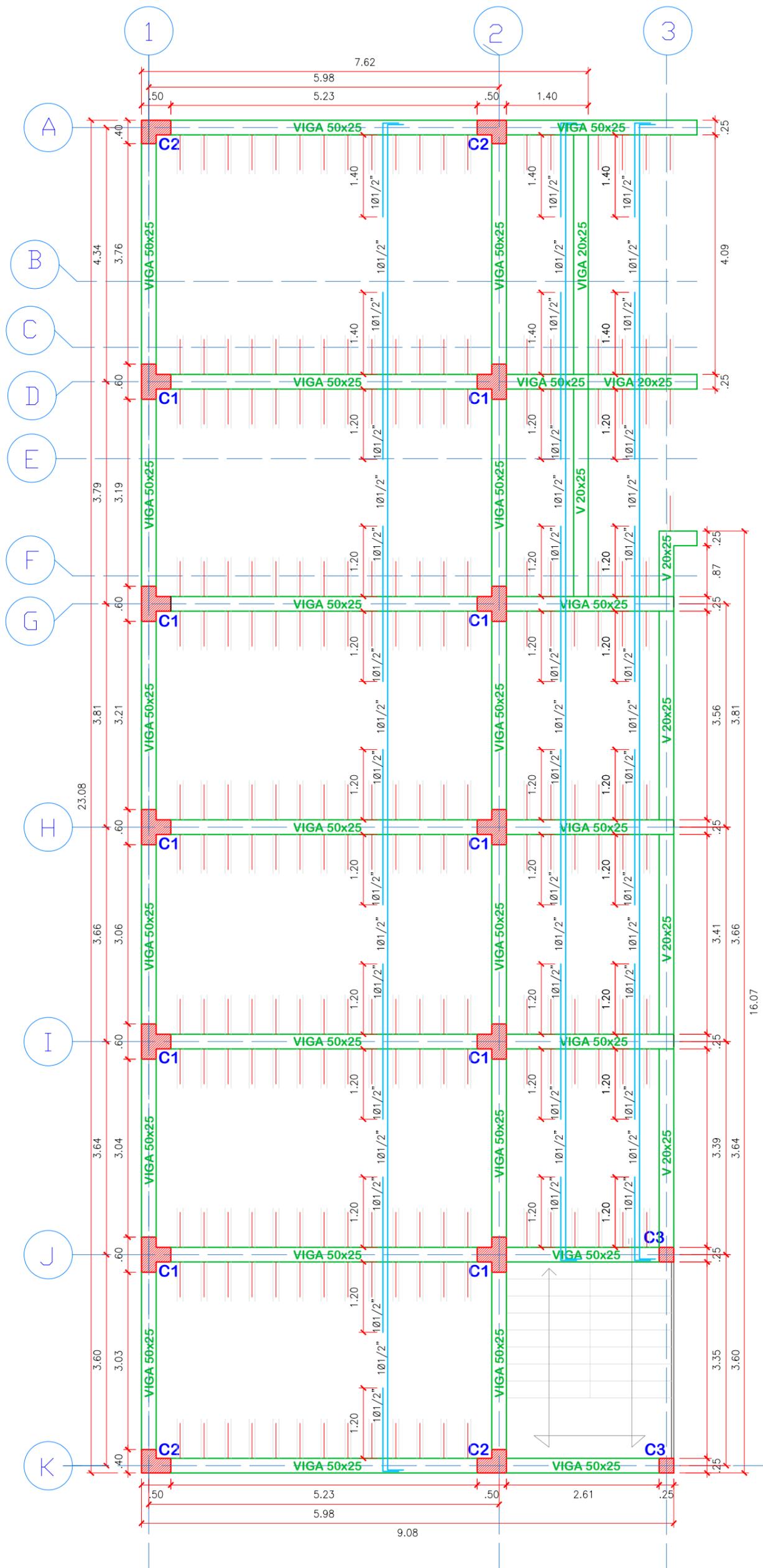
Indicada

FECHA:

Cajamarca de 2025

PLANO N°

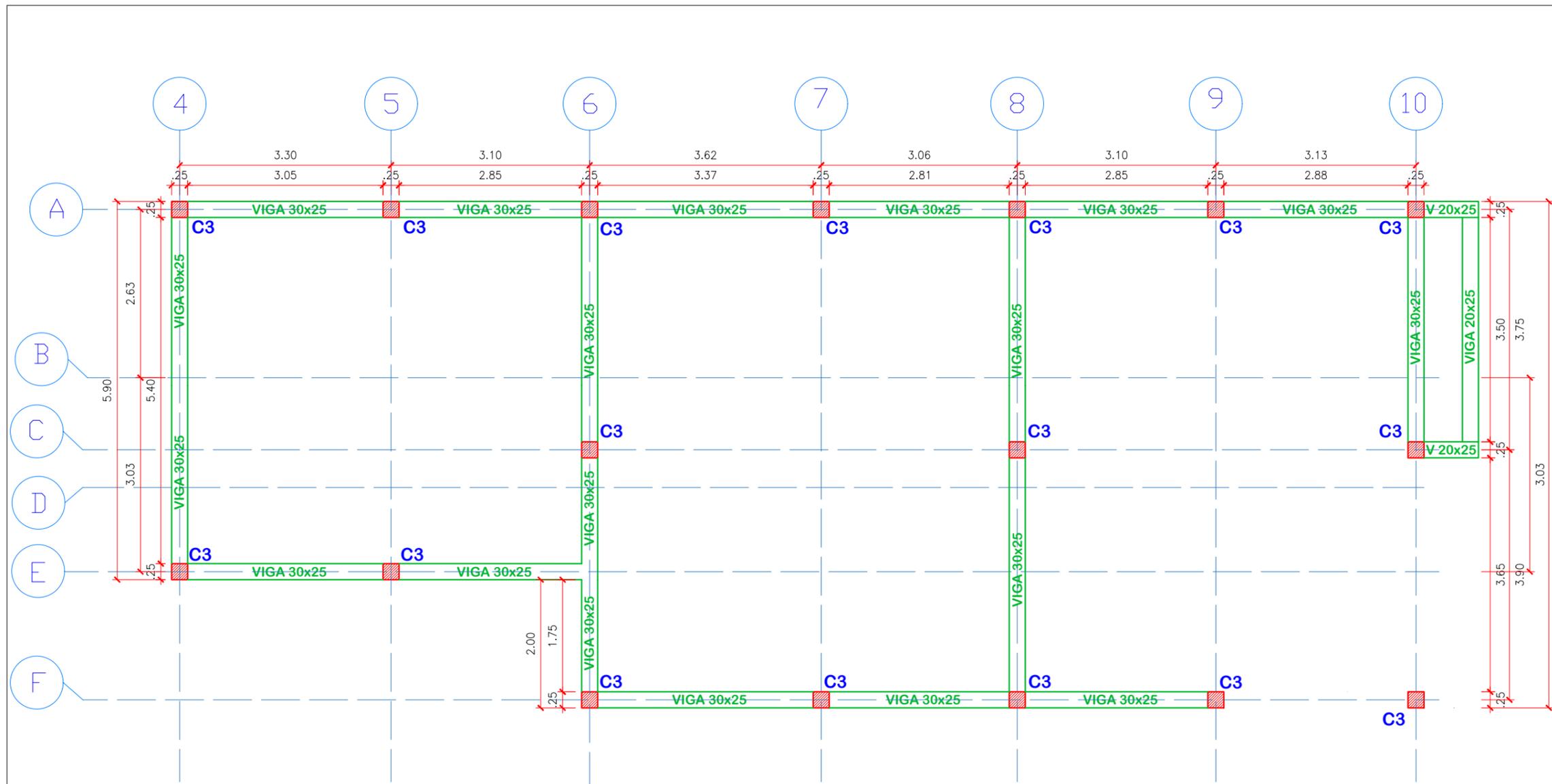
05



2° Pabellón - 2° entepiso
(Esc:1/75)

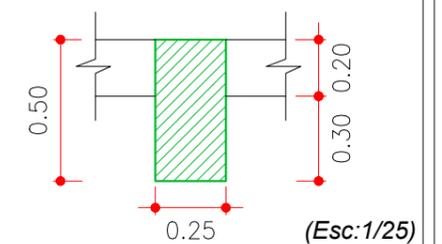
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

CONCRETO ARMADO:	
Vigas VP-1, VP-2 y VC	: $F'_c=210\text{Kg/cm}^2$
Losas	: $F'_c=210\text{Kg/cm}^2$
Columnas C1, C2 y C3	: $F'_c=210\text{Kg/cm}^2$
REFUERZO:	
En general	: $F'_y=4200\text{ Kg/cm}^2$ (corrugado)
RECUBRIMIENTOS:	
Vigas VP-1, VP-2 y VC	: $r = 4.00\text{ cm.}$
Losas	: $r = 2.50\text{ cm.}$
Columnas C1, C2 y C3	: $r = 4.00\text{ cm.}$
TABIQUERIA:	
Ladrillo King Kong sólido artesanal 21.34x12.38x8.17 cm	
RELLENO DE TECHO:	
Ladrillo de techo hueco 15x30x30 cm	



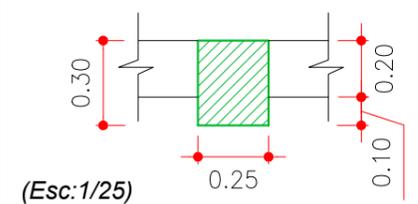
1° Pabellón - 3° entpiso
(Esc:1/75)

VP-1



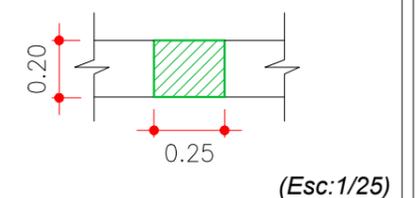
Soporta grandes cargas y lucez largas, ubicadas en 1er y 2do pabellón.

VP-2



Soporta cargas de losa y transmite directamente a columnas, utilizadas en lucez medias, ubicadas en 1er pabellón.

VC



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

CONCRETO ARMADO:

Vigas VP-1, VP-2 y VC : $F'_c=210\text{Kg/cm}^2$
 Losas : $F'_c=210\text{Kg/cm}^2$
 Columnas C1, C2 y C3 : $F'_c=210\text{Kg/cm}^2$

REFUERZO:

En general : $F'_y=4200\text{ Kg/cm}^2$ (corrugado)

RECUBRIMIENTOS:

Vigas VP-1, VP-2 y VC : $r = 4.00\text{ cm.}$
 Losas : $r = 2.50\text{ cm.}$
 Columnas C1, C2 y C3 : $r = 4.00\text{ cm.}$

TABIQUERIA:

Ladrillo King Kong sólido artesanal 21.34x12.38x8.17 cm

RELLENO DE TECHO:

Ladrillo de techo hueco 15x30x30 cm

COLUMNAS	C1	C2	C3
	 Ubicadas en 2do pabellón.	 Ubicadas en 2do pabellón.	 Ubicadas en 1er y 2do pabellón.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS: "Nivel de desempeño sísmico de los pabellones N°1 y N°2 de la Institución Educativa N°821131 Miraflores en el distrito de Cajamarca"

PLANO: Estructuras de pabellón N°1 - entpiso 3

BACHILLER: Bryan Jean Pierre Mendoza Quiroz

ASESOR: Ing. Marcos Mendoza Linares

ESCALA: Indicada

FECHA: Cajamarca de 2025

PLANO N°
06

ESPECIFICACIONES GENERALES

Concreto Armado :

Vigas VP-1, VP-2 y VC : $F'_c=210\text{Kg/cm}^2$
 Losas : $F'_c=210\text{Kg/cm}^2$
 Columnas C1, C2 y C3 : $F'_c=210\text{Kg/cm}^2$

REFUERZO:

En general : $F_y=4200\text{ Kg/cm}^2$ (corrugado)

RECUBRIMIENTOS:

Vigas VP-1, VP-2 y VC : $r = 4.00\text{ cm.}$
 Losas : $r = 2.50\text{ cm.}$
 Columnas C1, C2 y C3 : $r = 4.00\text{ cm.}$

TABIQUERIA

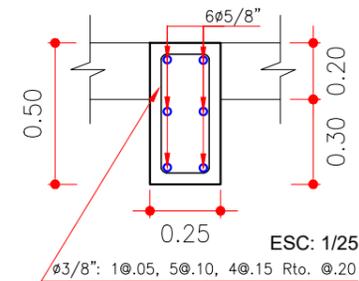
Ladrillo King Kong sólido artesanal 21.34x12.38x8.17 cm

RELLENO DE TECHO

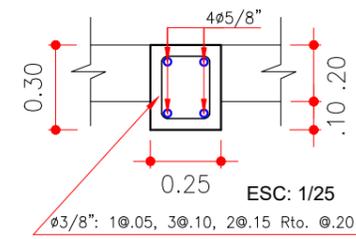
Ladrillo de techo hueco 15x30x30 cm

PARÁMETROS PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO (NORMA E.030)

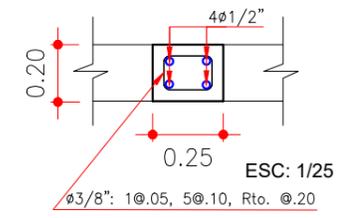
Z = 0.40	U = 1.50	S = 1.2	$T_p = 0.60$	$C_x = 2.5$
				$C_y = 2.5$
$R_x : 8.0$	PORTICO DE CONCRETO ARMADO			
$R_y : 8.0$	PORTICO DE CONCRETO ARMADO			



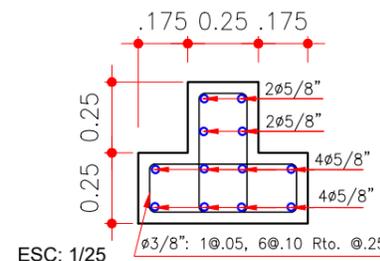
Viga VP-1



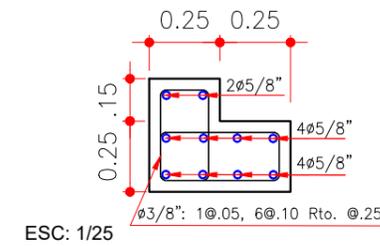
Viga VP-2



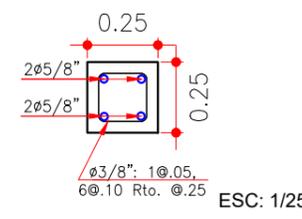
Viga VC



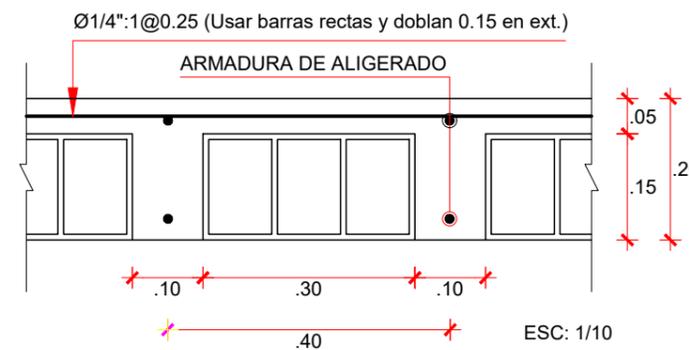
Columna C1



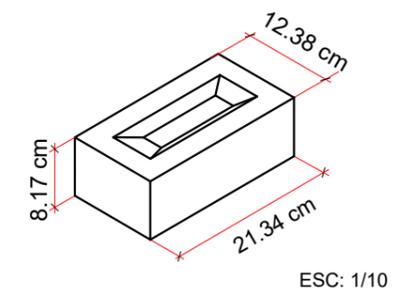
Columna C2



Columna C3



Aligerado típico



Ladrillo típico



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS: "Nivel de desempeño sísmico de los pabellones N°1 y N°2 de la Institución Educativa N°821131 Miraflores en el distrito de Cajamarca"

PLANO: Detalles estructurales

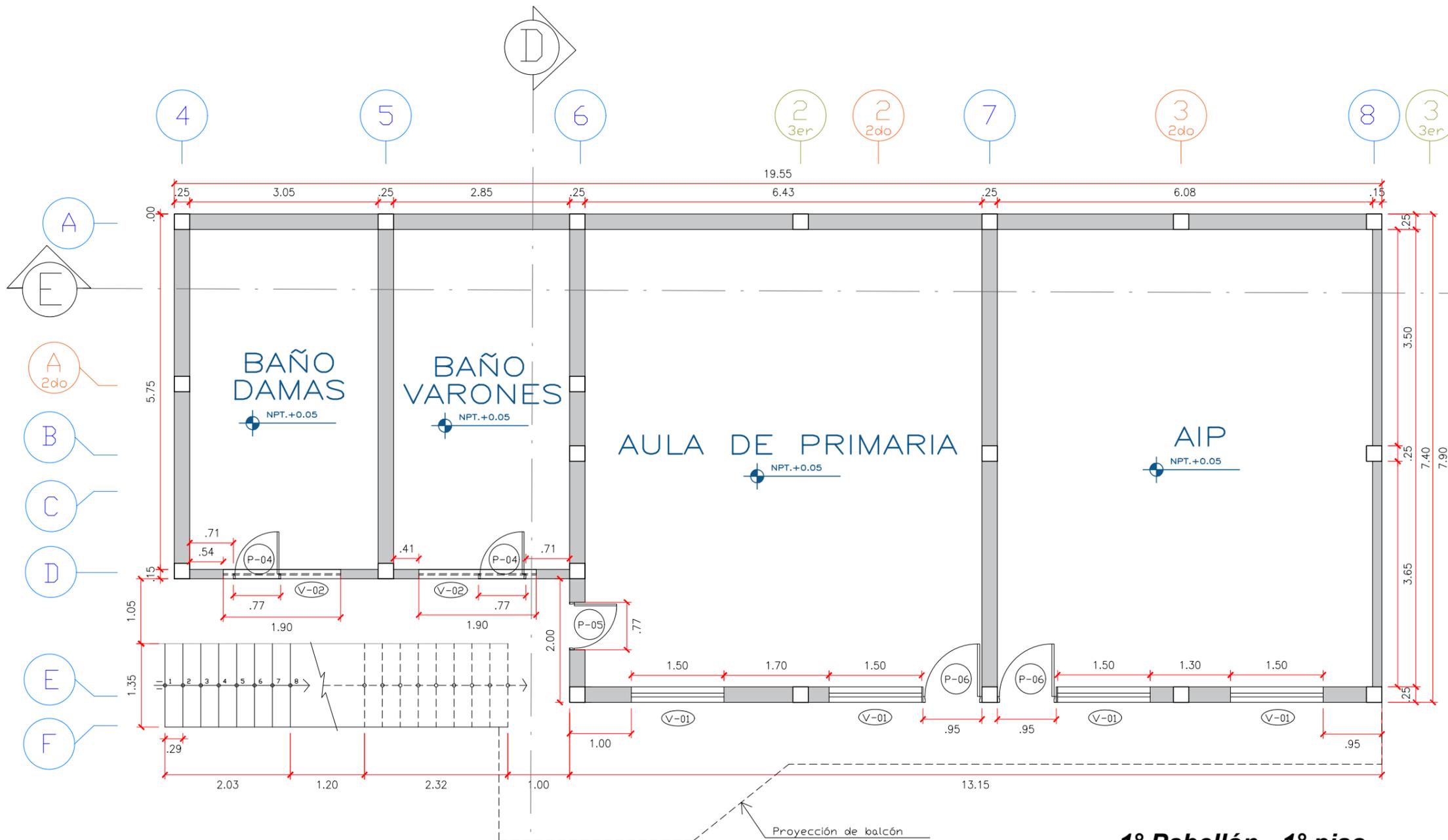
BACHILLER: Bryan Jean Pierre Mendoza Quiroz

ASESOR: Ing. Marcos Mendoza Linares

ESCALA: Indicada

FECHA: Cajamarca de 2025

PLANO N°
08



CUADRO DE VANOS		
PUERTAS		
TIPO	ALTURA	ANCHO
P-01	2.05	0.94
P-02	2.26	1.20
P-03	2.50	1.42
P-04	1.89	0.77
P-05	2.50	0.77
P-06	2.50	0.95
P-07	2.26	0.80
P-08	2.26	2.00
P-09	2.60	1.20
P-10	2.50	0.98
P-11	2.05	1.00
P-12	2.50	1.21
P-13	2.00	0.70
P-14	2.77	0.98
P-15	2.38	0.98
P-16	2.00	1.00

1° Pabellón - 1° piso
(Esc:1/75)

CUADRO DE VANOS			
VENTANAS			
TIPO	ALTURA	ANCHO	ALFEIZAR
V-01	1.50	1.50	1.50
V-02	0.50	1.90	1.89
V-03	1.20	1.40	1.56
V-04	1.50	1.50	0.87
V-05	1.50	2.00	0.87
V-06	1.20	2.00	1.30
V-07	1.57	0.96	0.77
V-08	1.57	2.20	0.87
V-09	0.96	2.00	1.42

CUADRO DE VANOS			
VENTANAS			
TIPO	ALTURA	ANCHO	ALFEIZAR
V-10	0.87	1.50	1.50
V-11	1.70	1.50	0.68
V-12	0.90	2.97	1.50
V-13	0.78	1.60	2.08
V-14	1.70	1.50	1.20
V-15	0.70	1.00	1.89



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS: "Nivel de desempeño sísmico de los pabellones N°1 y N°2 de la Institución Educativa N°821131 Miraflores en el distrito de Cajamarca"

PLANO: Arquitectura de pabellón N°1 - piso 1	PLANO N° 09
BACHILLER: Bryan Jean Pierre Mendoza Quiroz	
ASESOR: Ing. Marcos Mendoza Linares	
ESCALA: Indicada	FECHA: Cajamarca de 2025



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS:

"Nivel de desempeño sísmico de los pabellones N°1 y N°2 de la Institución Educativa N°821131 Miraflores en el distrito de Cajamarca"

PLANO:

Arquitectura de pabellón N°2 primer piso

BACHILLER:

Bryan Jean Pierre Mendoza Quiroz

ASESOR:

Ing. Marcos Mendoza Linares

ESCALA:

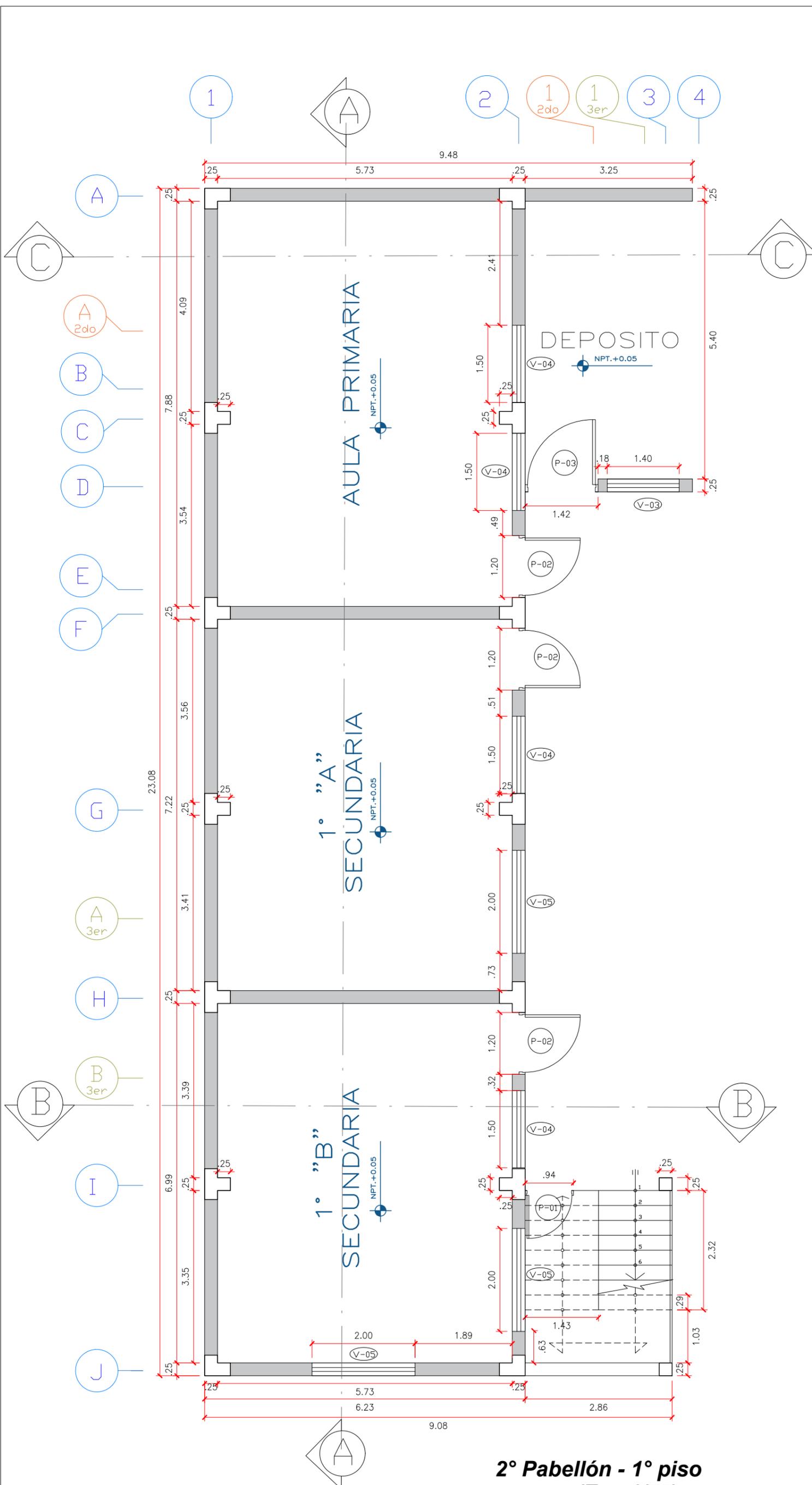
Indicada

FECHA:

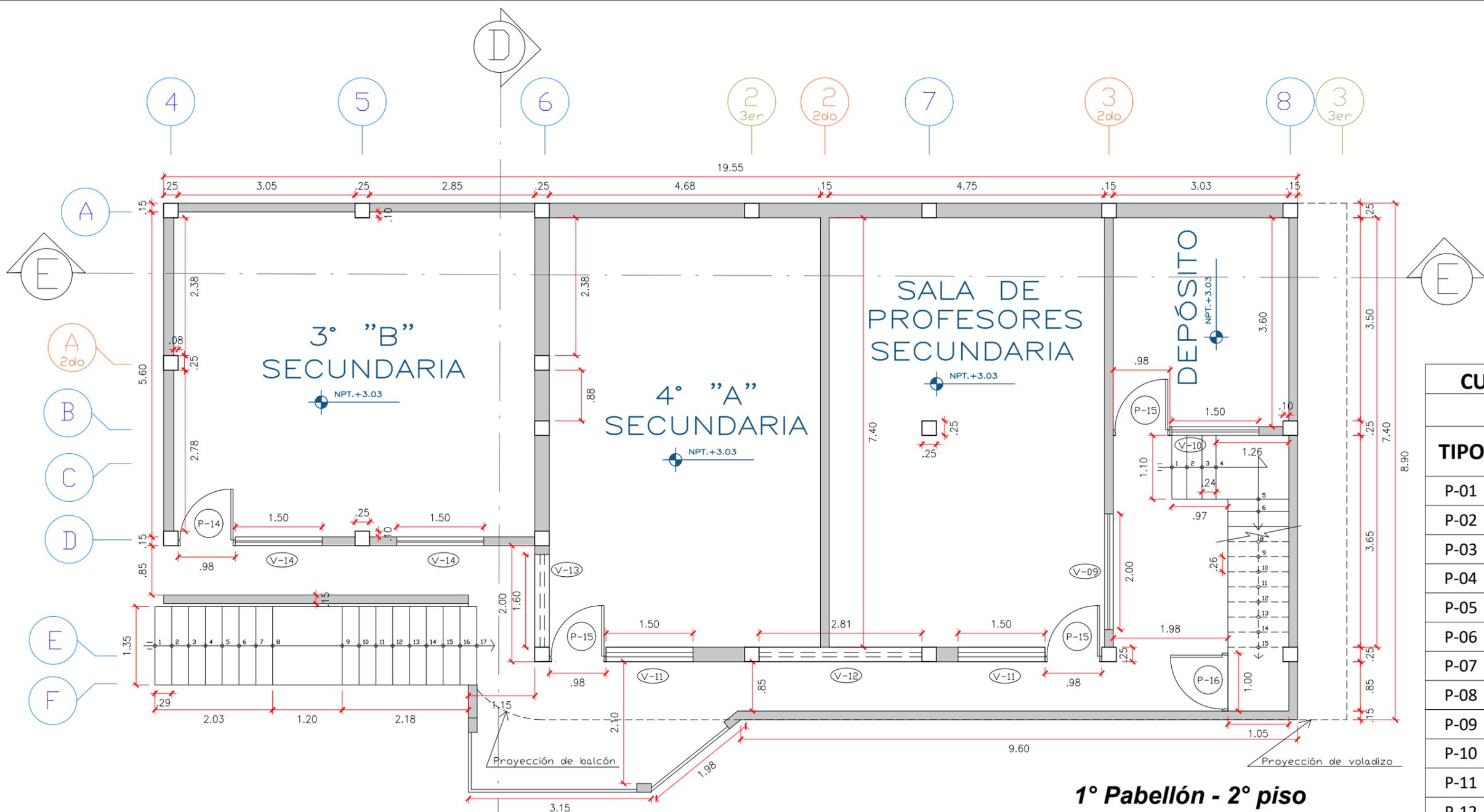
Cajamarca de 2025

PLANO N°

10



2° Pabellón - 1° piso
 (Esc:1/75)



1° Pabellón - 2° piso
(Esc:1/75)

CUADRO DE VANOS		
PUERTAS		
TIPO	ALTURA	ANCHO
P-01	2.05	0.94
P-02	2.26	1.20
P-03	2.50	1.42
P-04	1.89	0.77
P-05	2.50	0.77
P-06	2.50	0.95
P-07	2.26	0.80
P-08	2.26	2.00
P-09	2.60	1.20
P-10	2.50	0.98
P-11	2.05	1.00
P-12	2.50	1.21
P-13	2.00	0.70
P-14	2.77	0.98
P-15	2.38	0.98
P-16	2.00	1.00

CUADRO DE VANOS			
VENTANAS			
TIPO	ALTURA	ANCHO	ALFEIZAR
V-01	1.50	1.50	1.50
V-02	0.50	1.90	1.89
V-03	1.20	1.40	1.56
V-04	1.50	1.50	0.87
V-05	1.50	2.00	0.87
V-06	1.20	2.00	1.30
V-07	1.57	0.96	0.77
V-08	1.57	2.20	0.87
V-09	0.96	2.00	1.42

CUADRO DE VANOS			
VENTANAS			
TIPO	ALTURA	ANCHO	ALFEIZAR
V-10	0.87	1.50	1.50
V-11	1.70	1.50	0.68
V-12	0.90	2.97	1.50
V-13	0.78	1.60	2.08
V-14	1.70	1.50	1.20
V-15	0.70	1.00	1.89



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS: "Nivel de desempeño sísmico de los pabellones N°1 y N°2 de la Institución Educativa N°821131 Miraflores en el distrito de Cajamarca"

PLANO: Arquitectura de pabellón N°1 - piso 2	PLANO N° 11
BACHILLER: Bryan Jean Pierre Mendoza Quiroz	
ASESOR: Ing. Marcos Mendoza Linares	
ESCALA: Indicada	FECHA: Cajamarca de 2025



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS:

"Nivel de desempeño sísmico de los pabellones N°1 y N°2 de la Institución Educativa N°821131 Miraflores en el distrito de Cajamarca"

PLANO:

Arquitectura de pabellón N°2 segundo piso

BACHILLER:

Bryan Jean Pierre Mendoza Quiroz

ASESOR:

Ing. Marcos Mendoza Linares

ESCALA:

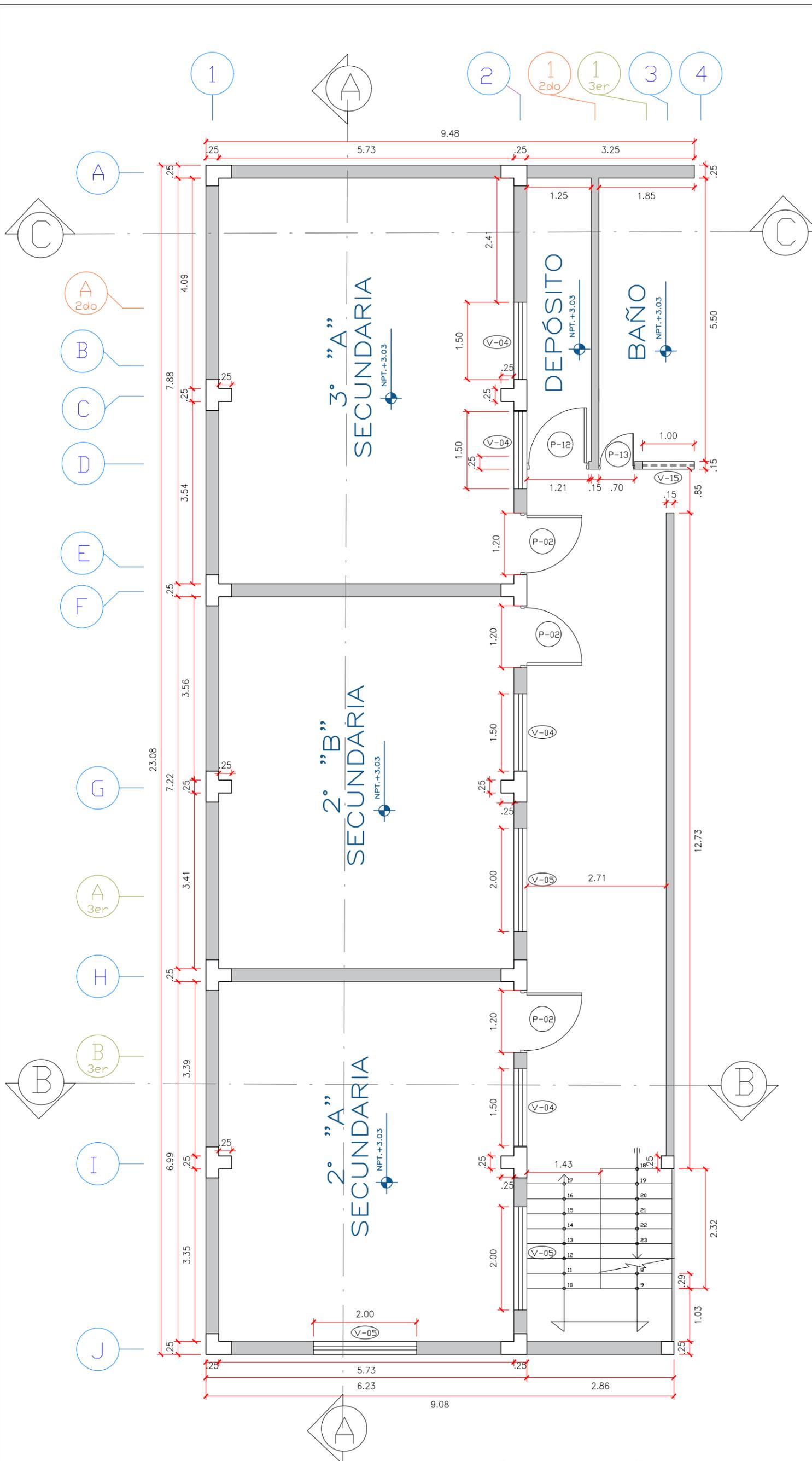
Indicada

FECHA:

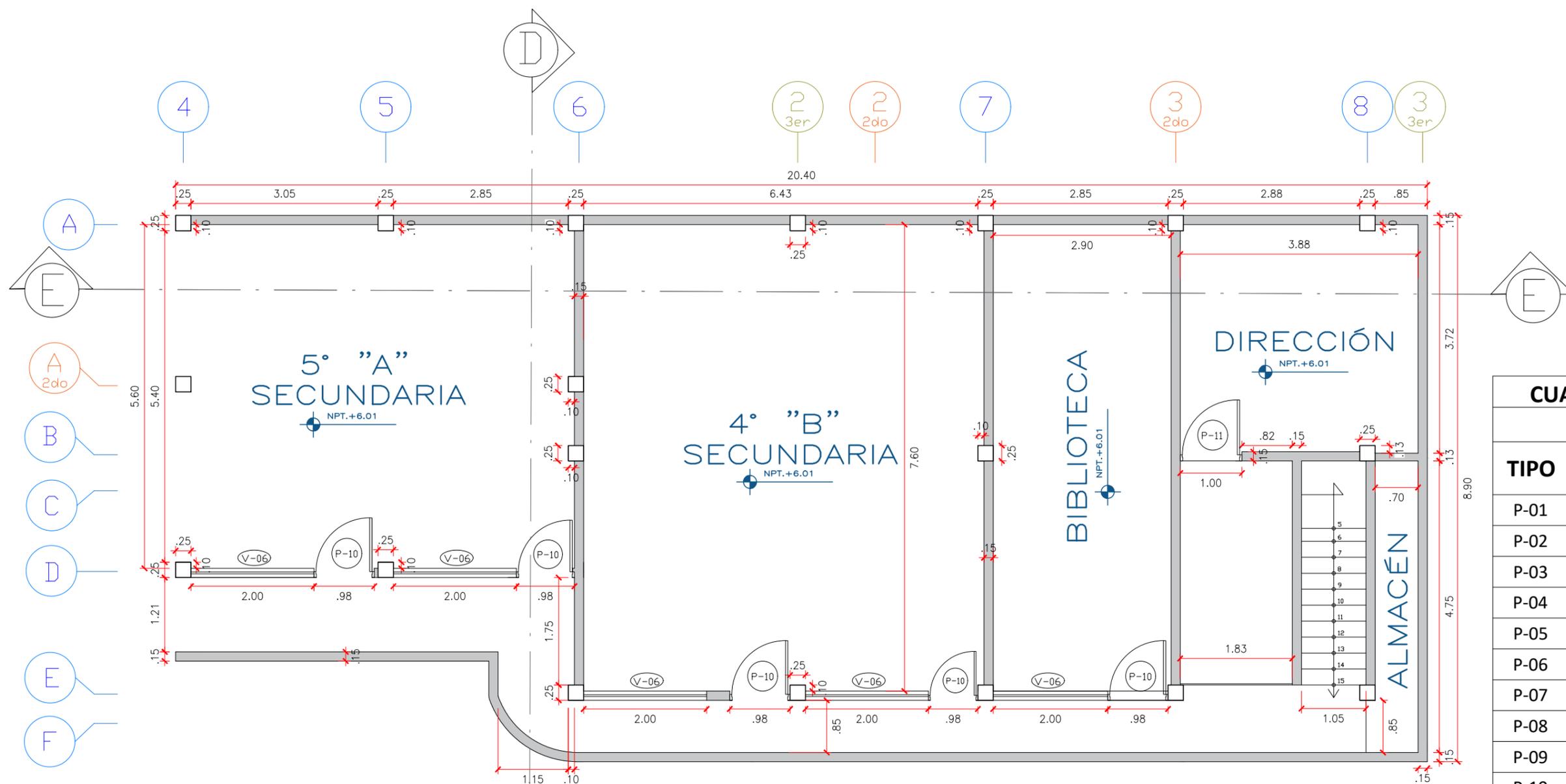
Cajamarca de 2025

PLANO N°

12



2° Pabellón - 2° piso
 (Esc:1/75)



**1° Pabellón - 3° piso
(Esc:1/75)**

CUADRO DE VANOS		
PUERTAS		
TIPO	ALTURA	ANCHO
P-01	2.05	0.94
P-02	2.26	1.20
P-03	2.50	1.42
P-04	1.89	0.77
P-05	2.50	0.77
P-06	2.50	0.95
P-07	2.26	0.80
P-08	2.26	2.00
P-09	2.60	1.20
P-10	2.50	0.98
P-11	2.05	1.00
P-12	2.50	1.21
P-13	2.00	0.70
P-14	2.77	0.98
P-15	2.38	0.98
P-16	2.00	1.00

CUADRO DE VANOS			
VENTANAS			
TIPO	ALTURA	ANCHO	ALFEIZAR
V-01	1.50	1.50	1.50
V-02	0.50	1.90	1.89
V-03	1.20	1.40	1.56
V-04	1.50	1.50	0.87
V-05	1.50	2.00	0.87
V-06	1.20	2.00	1.30
V-07	1.57	0.96	0.77
V-08	1.57	2.20	0.87
V-09	0.96	2.00	1.42

CUADRO DE VANOS			
VENTANAS			
TIPO	ALTURA	ANCHO	ALFEIZAR
V-10	0.87	1.50	1.50
V-11	1.70	1.50	0.68
V-12	0.90	2.97	1.50
V-13	0.78	1.60	2.08
V-14	1.70	1.50	1.20
V-15	0.70	1.00	1.89



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS: "Nivel de desempeño sísmico de los pabellones N°1 y N°2 de la Institución Educativa N°821131 Miraflores en el distrito de Cajamarca"

PLANO: Arquitectura de pabellón N°1 - piso 3

BACHILLER: Bryan Jean Pierre Mendoza Quiroz

ASESOR: Ing. Marcos Mendoza Linares

ESCALA: Indicada

PLANO N°
13

FECHA: Cajamarca de 2025



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS:

"Nivel de desempeño sísmico de los pabellones N°1 y N°2 de la Institución Educativa N°821131 Miraflores en el distrito de Cajamarca"

PLANO:

Arquitectura de pabellón N°2
Techo

BACHILLER:

Bryan Jean Pierre
Mendoza Quiroz

ASESOR:

Ing. Marcos Mendoza
Linares

ESCALA:

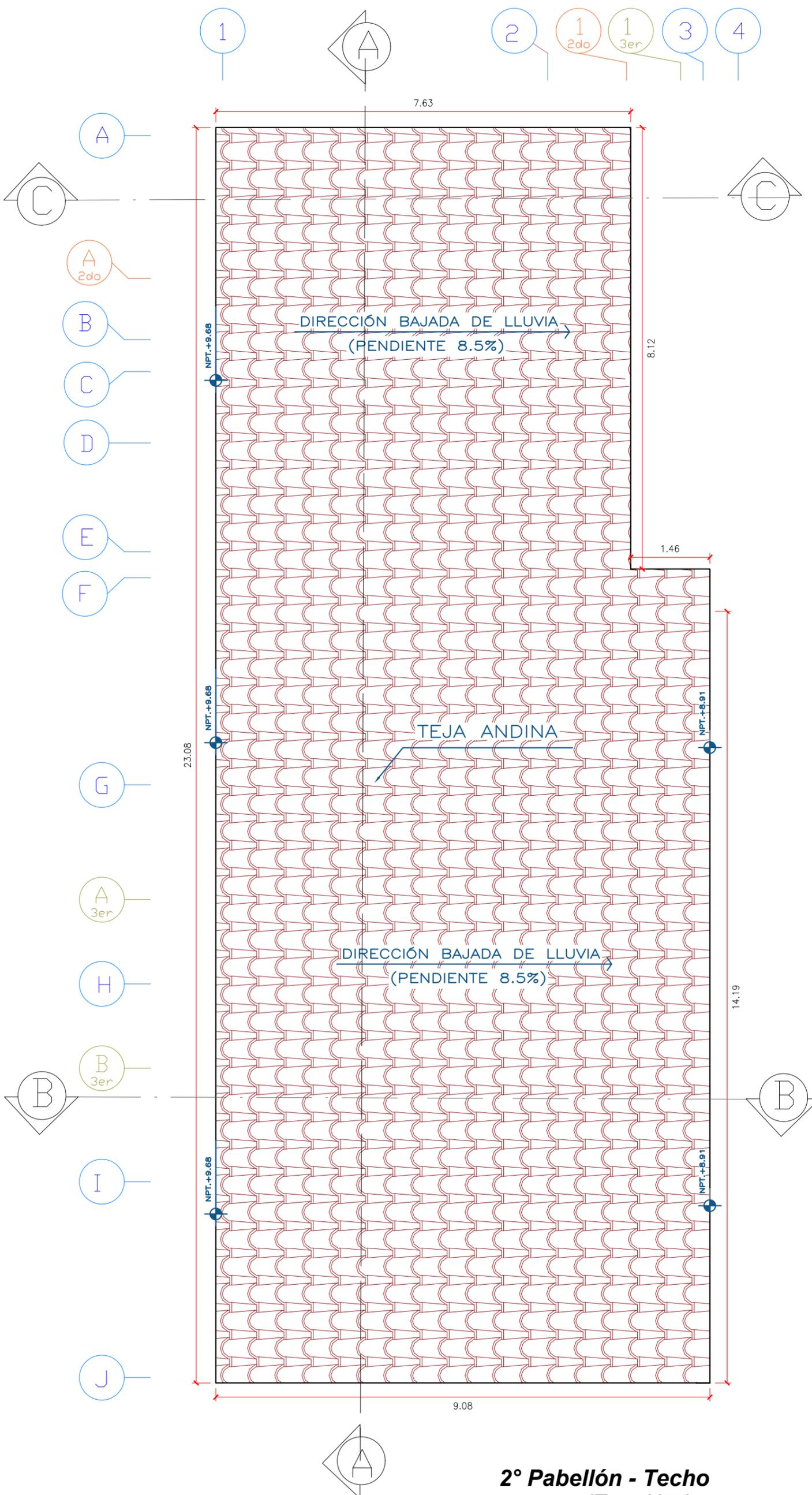
Indicada

FECHA:

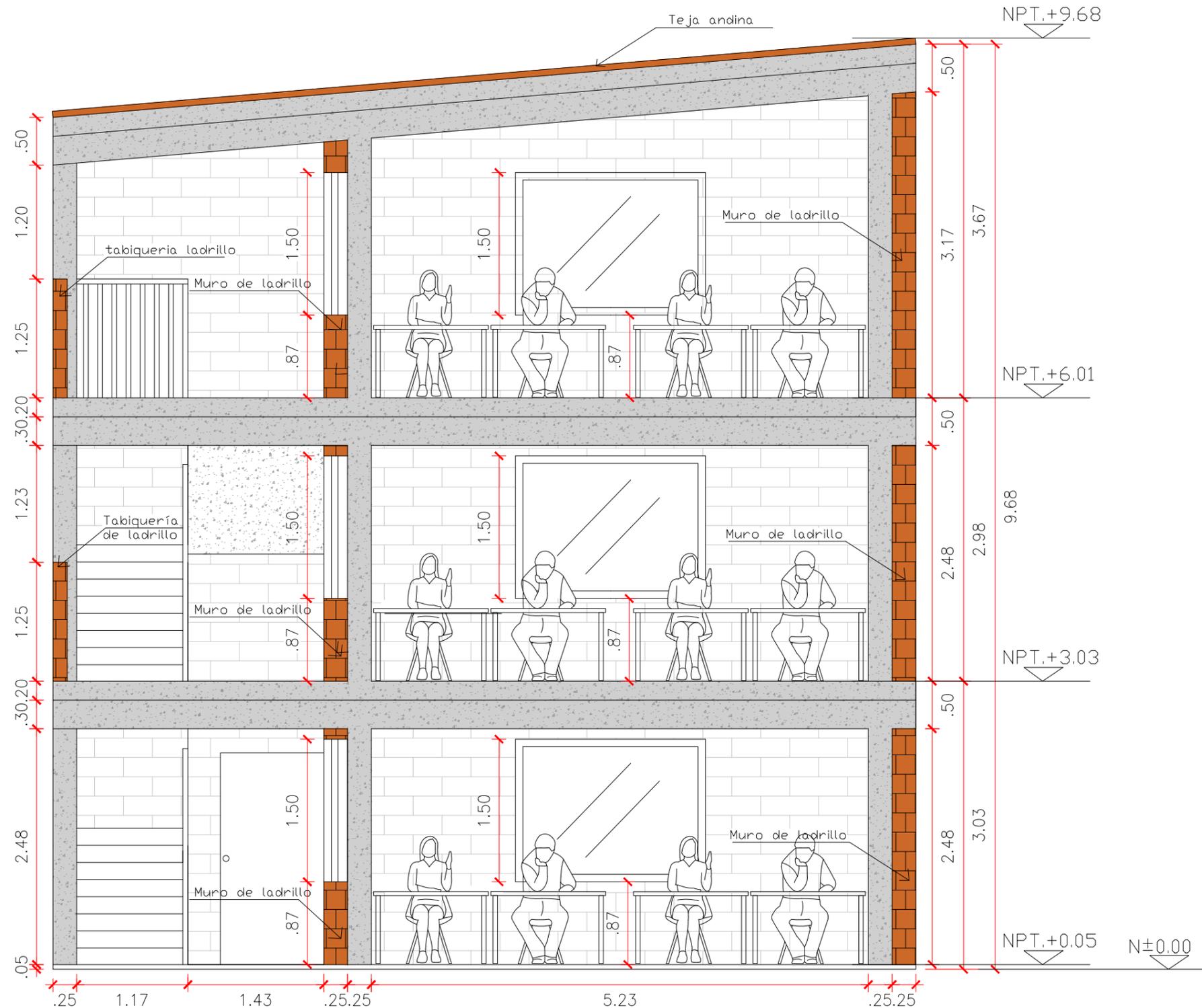
Cajamarca de 2025

PLANO N°

15



2° Pabellón - Techo
(Esc:1/75)



CUADRO DE VANOS PUERTAS		
TIPO	ALTURA	ANCHO
P-01	2.05	0.94
P-02	2.26	1.20
P-03	2.50	1.42
P-04	1.89	0.77
P-05	2.50	0.77
P-06	2.50	0.95
P-07	2.26	0.80
P-08	2.26	2.00
P-09	2.60	1.20
P-10	2.50	0.98
P-11	2.05	1.00
P-12	2.50	1.21
P-13	2.00	0.70
P-14	2.77	0.98
P-15	2.38	0.98
P-16	2.00	1.00

CUADRO DE VANOS VENTANAS			
TIPO	ALTURA	ANCHO	ALFEIZAR
V-01	1.50	1.50	1.50
V-02	0.50	1.90	1.89
V-03	1.20	1.40	1.56
V-04	1.50	1.50	0.87
V-05	1.50	2.00	0.87
V-06	1.20	2.00	1.30
V-07	1.57	0.96	0.77
V-08	1.57	2.20	0.87
V-09	0.96	2.00	1.42

Corte B-B
(Esc:1/50)



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS: "Nivel de desempeño sísmico de los pabellones N°1 y N°2 de la Institución Educativa N°821131 Miraflores en el distrito de Cajamarca"

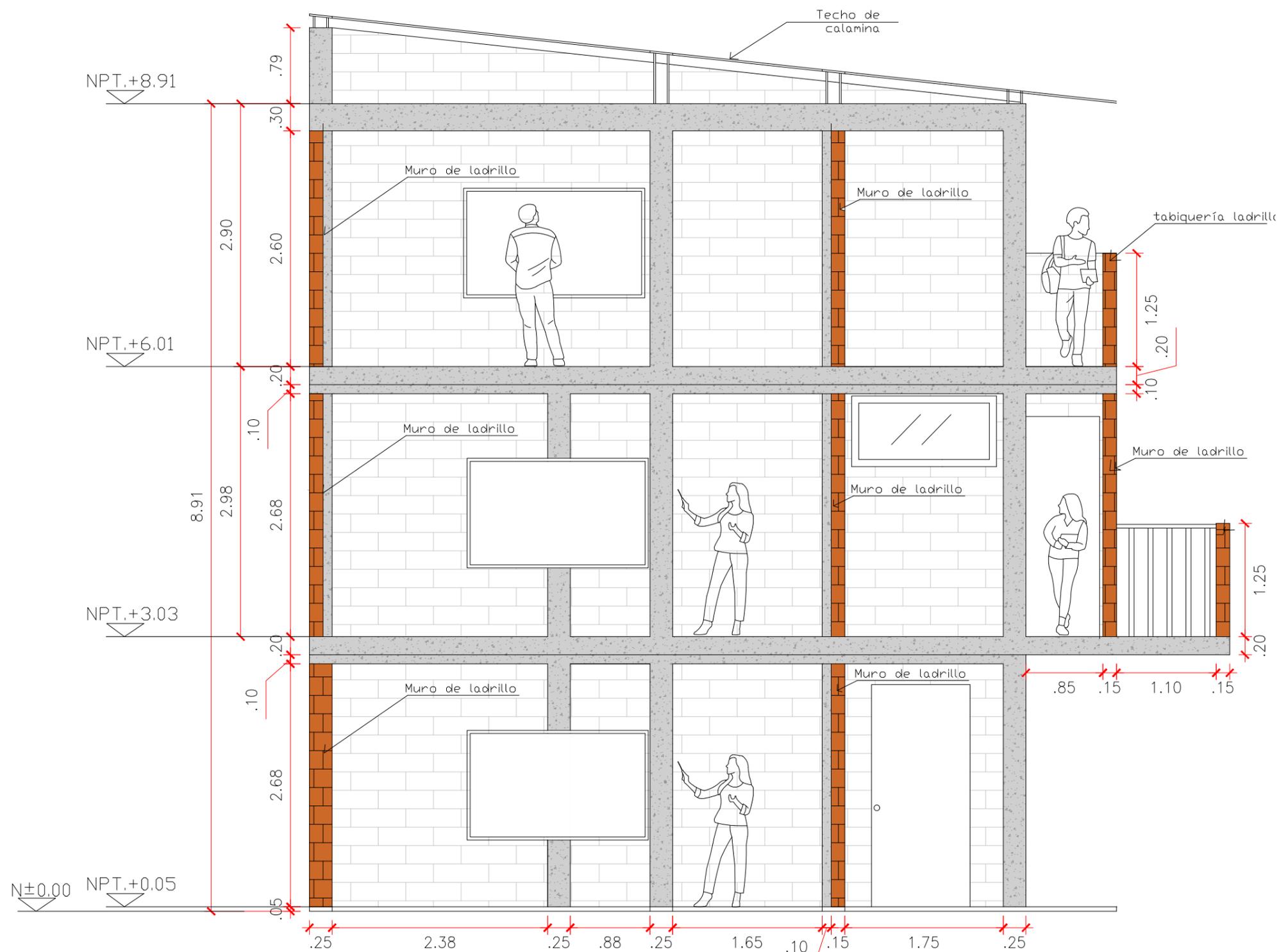
PLANO: Corte B-B pabellón N°2

BACHILLER: Bryan Jean Pierre Mendoza Quiroz

ASESOR: Ing. Marcos Mendoza Linares

ESCALA: Indicada

PLANO N°
16
FECHA: Cajamarca de 2025



CUADRO DE VANOS			
VENTANAS			
TIPO	ALTURA	ANCHO	ALFEIZAR
V-01	1.50	1.50	1.50
V-02	0.50	1.90	1.89
V-03	1.20	1.40	1.56
V-04	1.50	1.50	0.87
V-05	1.50	2.00	0.87
V-06	1.20	2.00	1.30
V-07	1.57	0.96	0.77
V-08	1.57	2.20	0.87
V-09	0.96	2.00	1.42
V-10	0.87	1.50	1.50
V-11	1.70	1.50	0.68
V-12	0.90	2.97	1.50
V-13	0.78	1.60	2.08
V-14	1.70	1.50	1.20
V-15	0.70	1.00	1.89

Corte D-D
(Esc:1/50)



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS: "Nivel de desempeño sísmico de los pabellones N°1 y N°2 de la Institución Educativa N°821131 Miraflores en el distrito de Cajamarca"

PLANO: Corte D-D pabellón N°1

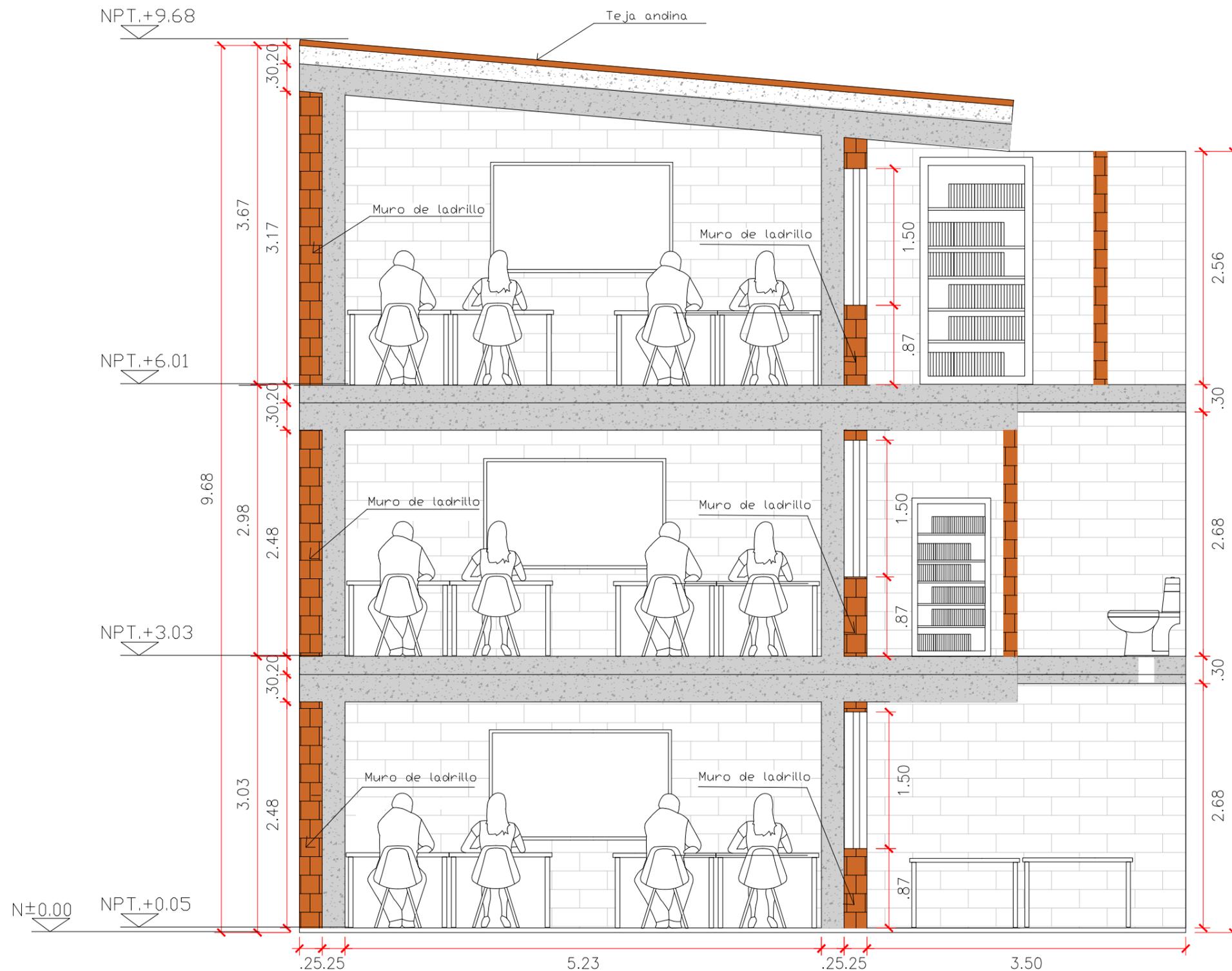
BACHILLER: Bryan Jean Pierre Mendoza Quiroz

ASESOR: Ing. Marcos Mendoza Linares

ESCALA: Indicada

FECHA: Cajamarca de 2025

PLANO N°
17



CUADRO DE VANOS			
VENTANAS			
TIPO	ALTURA	ANCHO	ALFEIZAR
V-01	1.50	1.50	1.50
V-02	0.50	1.90	1.89
V-03	1.20	1.40	1.56
V-04	1.50	1.50	0.87
V-05	1.50	2.00	0.87
V-06	1.20	2.00	1.30
V-07	1.57	0.96	0.77
V-08	1.57	2.20	0.87
V-09	0.96	2.00	1.42
V-10	0.87	1.50	1.50
V-11	1.70	1.50	0.68
V-12	0.90	2.97	1.50
V-13	0.78	1.60	2.08
V-14	1.70	1.50	1.20
V-15	0.70	1.00	1.89

CORTE C-C
(Esc:1/50)



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS: "Nivel de desempeño sísmico de los pabellones N°1 y N°2 de la Institución Educativa N°821131 Miraflores en el distrito de Cajamarca"

PLANO: Corte C-C pabellón N°2

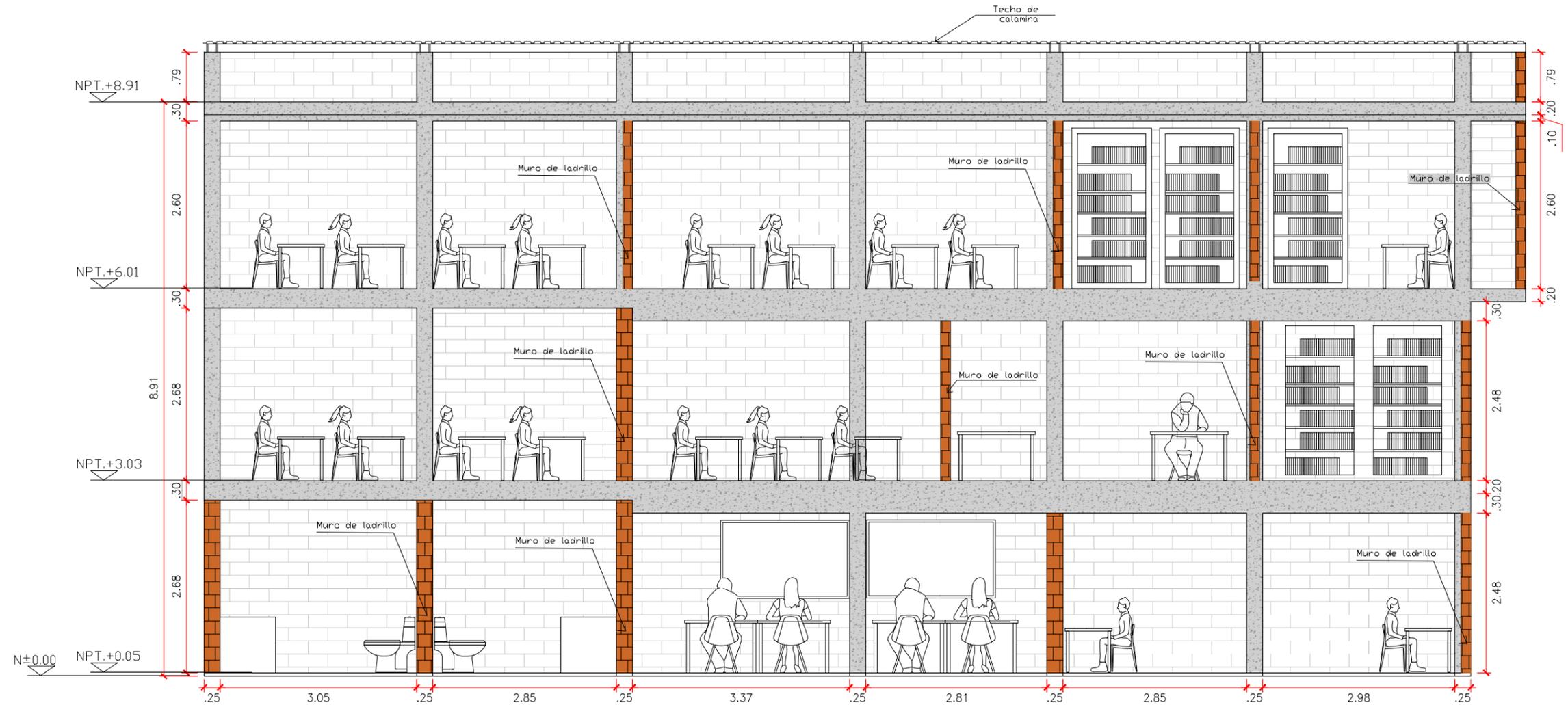
BACHILLER: Bryan Jean Pierre Mendoza Quiroz

ASESOR: Ing. Marcos Mendoza Linares

ESCALA: Indicada

FECHA: Cajamarca de 2025

PLANO N°
18



CORTE E-E
(Esc:1/75)

CUADRO DE VANOS
VENTANAS

TIPO	ALTURA	ANCHO	ALFEIZAR
V-01	1.50	1.50	1.50
V-02	0.50	1.90	1.89
V-03	1.20	1.40	1.56
V-04	1.50	1.50	0.87
V-05	1.50	2.00	0.87
V-06	1.20	2.00	1.30
V-07	1.57	0.96	0.77
V-08	1.57	2.20	0.87
V-09	0.96	2.00	1.42

CUADRO DE VANOS
VENTANAS

TIPO	ALTURA	ANCHO	ALFEIZAR
V-10	0.87	1.50	1.50
V-11	1.70	1.50	0.68
V-12	0.90	2.97	1.50
V-13	0.78	1.60	2.08
V-14	1.70	1.50	1.20
V-15	0.70	1.00	1.89



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS: "Nivel de desempeño sísmico de los pabellones N°1 y N°2 de la Institución Educativa N°821131 Miraflores en el distrito de Cajamarca"

PLANO: Corte E-E pabellón N°1

BACHILLER: Bryan Jean Pierre Mendoza Quiroz

ASESOR: Ing. Marcos Mendoza Linares

ESCALA: Indicada

FECHA: Cajamarca de 2025

PLANO N°
19



CORTE A-A
(Esc:1/75)

CUADRO DE VANOS
VENTANAS

TIPO	ALTURA	ANCHO	ALFEIZAR
V-01	1.50	1.50	1.50
V-02	0.50	1.90	1.89
V-03	1.20	1.40	1.56
V-04	1.50	1.50	0.87
V-05	1.50	2.00	0.87
V-06	1.20	2.00	1.30
V-07	1.57	0.96	0.77
V-08	1.57	2.20	0.87
V-09	0.96	2.00	1.42

CUADRO DE VANOS
VENTANAS

TIPO	ALTURA	ANCHO	ALFEIZAR
V-10	0.87	1.50	1.50
V-11	1.70	1.50	0.68
V-12	0.90	2.97	1.50
V-13	0.78	1.60	2.08
V-14	1.70	1.50	1.20
V-15	0.70	1.00	1.89



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS: "Nivel de desempeño sísmico de los pabellones N°1 y N°2 de la Institución Educativa N°821131 Miraflores en el distrito de Cajamarca"

PLANO: Corte A-A pabellón N°2

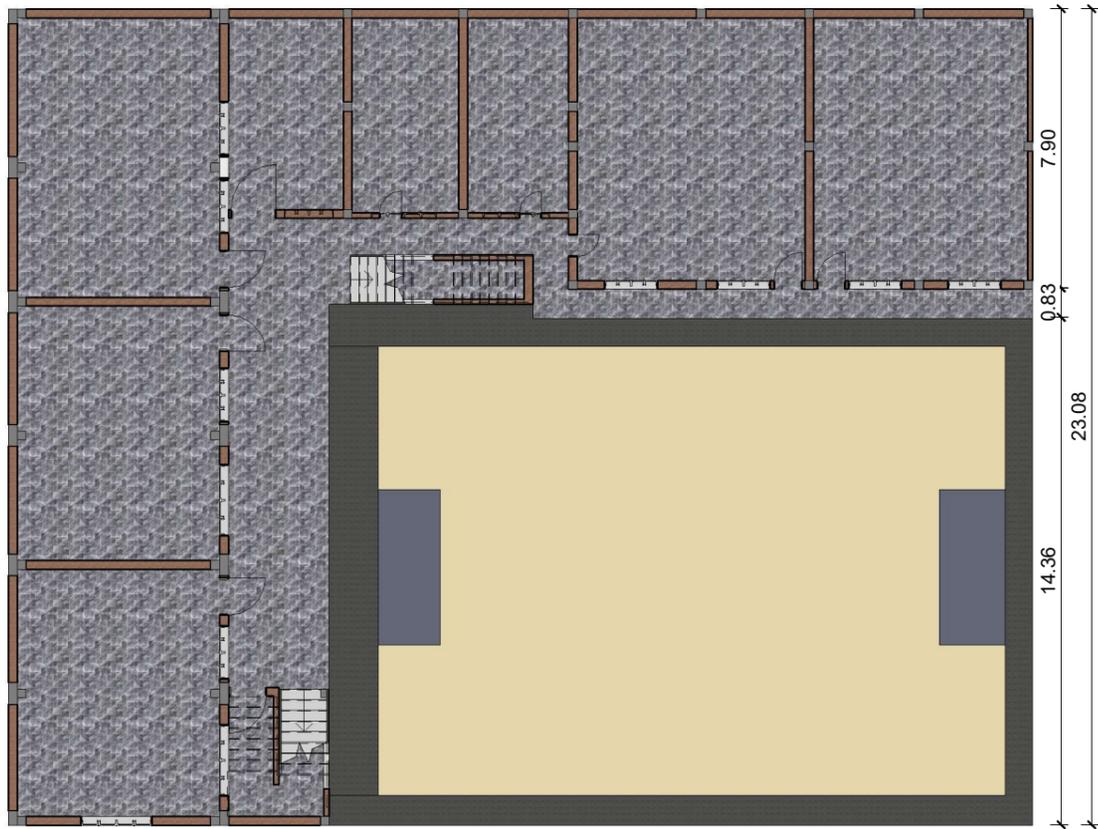
BACHILLER: Bryan Jean Pierre Mendoza Quiroz

ASESOR: Ing. Marcos Mendoza Linares

ESCALA: Indicada

FECHA: Cajamarca de 2025

PLANO N°
20



2 PLANTA PRINCIPAL
1 : 200



1 ELEVACIÓN . SUR
1 : 175



3 ELEVACIÓN - ESTE
1 : 175



4 VISTA EN 3D



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CAJAMARCA FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	
TESIS: "Nivel de desempeño sísmico de los pabellones N°1 y N°2 de la Institución Educativa N°821131 Miraflores en el distrito de Cajamarca"	
PLANO: Elevaciones y vistas tridimensionales	PLANO N° 21
BACHILLER: Bryan Jean Pierre Mendoza Quiroz	
ASESOR: Ing. Marcos Mendoza Linares	
ESCALA: Indicada	FECHA: Cajamarca 2025