

UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



UPLA
UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES

TESIS

**EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD
SÍSMICA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO, I.E.
N° 40092 – JOSE DOMINGO ZUZUNAGA OBANDO,
UCHUMAYO – AREQUIPA - 2021**

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERA CIVIL

AUTOR:

Bach. RAMOS URBINA, Meliza Lyly

ASESOR:

Ing. FABIÁN BRAÑEZ, Alcides Luis

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN INSTITUCIONAL:

Transporte y Urbanismo

FECHA DE INICIO Y TÉRMINO:

20 de agosto de 2021 al 14 de julio de 2023

Huancayo – Perú

Julio - 2023

Asesor:

Ing. Alcides Luis Fabián Brañez

DEDICATORIA

Esta tesis va dedicada a Dios, por haberme dado la vida y brindarme salud, sabiduría y fortaleza a lo largo de mi carrera para alcanzar mis objetivos. A mis padres, quienes fueron mi principal fuente de apoyo, mi aliento cuando más necesitaba de ellos. A mis hermanos, por su apoyo incondicional ante diversos problemas a lo largo del proceso de elaboración de tesis.

Bach. Ramos Urbina, Meliza Lyly

AGRADECIMIENTO

A mis catedráticos y compañeros de la universidad, quienes me acompañaron y compartieron sus conocimientos a lo largo de mi etapa universitaria, a todos ellos mil gracias. A mi asesor que me ayudó en todo momento. Y finalmente a todas aquellas personas que de una u otra forma suministraron información al presente trabajo. ¡A todos muchísimas gracias!

Bach. Ramos Urbina, Meliza Lyly



UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN DE LA UNIDAD DE INVESTIGACIÓN

“Año del Fortalecimiento de la Soberanía Nacional”

EL DIRECTOR DE LA UNIDAD DE INVESTIGACIÓN DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA DEJA:

CONSTANCIA N° 340

Que, el (la) bachiller: **MELIZA LYLY RAMOS URBINA**, de la Escuela Profesional de **INGENIERÍA CIVIL**, presentó la tesis denominada **“EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO, I.E. N° 40092 – JOSE DOMINGO ZUZUNAGA OBANDO, UCHUMAYO – AREQUIPA – 2021”**, la misma que cuenta con **332 Páginas**, ha sido ingresada por el **SOFTWARE – TURNITIN FEEDBACK STUDIO** obteniendo el **12%** de similitud.

Se expide la presente constancia para los fines pertinentes.

Huancayo, 02 de noviembre del 2022



Dr. Santiago Zevallos Salinas
Director de la Unidad de Investigación

HOJA DE CONFORMIDAD DE MIEMBROS DEL JURADO



Dr. Ruben Dario Tapia Silguera
PRESIDENTE



Dr. Francisco Cyl Godiño Poma
JURADO



Mg. Jeannelle Sofia Herrera Montes
JURADO



Mg. Justo Claudio Rodas Romero
JURADO



Ing. Leonel Untiveros Peñaloza
SECRETARIO DOCENTE

INDICE

DEDICATORIA.....	iii
AGRADECIMIENTO.....	iv
ÍNDICE.....	vii
ÍNDICE DE TABLAS.....	xi
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xiv
RESUMEN.....	xix
ABSTRACT.....	xx
INTRODUCCIÓN.....	xxi
CAPÍTULO I.....	23
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	23
1.1. Descripción de la realidad problemática.....	23
1.2. Delimitación del problema.....	28
1.2.1. Espacial.....	28
1.2.2. Temporal.....	29
1.2.3. Económica.....	29
1.3. Formulación del problema.....	29
1.3.1. Problema general.....	29
1.3.2. Problemas específicos.....	29
1.4. Justificación.....	29
1.4.1. Justificación práctica o social.....	29
1.4.2. Justificación científica o teórica.....	30
1.4.3. Justificación metodológica.....	30
1.5. Objetivos.....	31
1.5.1. Objetivo general.....	31

1.5.2. Objetivos específicos	31
CAPÍTULO II.....	32
MARCO TEÓRICO	32
2.1. Antecedentes de la investigación	32
2.1.1. Antecedentes nacionales	32
2.1.2. Antecedentes internacionales.....	34
2.2. Bases teóricas o científicas.....	35
2.2.1. Vulnerabilidad sísmica	35
2.2.2. Metodología Fema 154 para el análisis de la vulnerabilidad sísmica.....	35
2.2.3. Método AIS “Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica”.....	41
2.2.4. Método de análisis de la demanda de resistencia	63
2.3. Marco conceptual	65
CAPÍTULO III	68
HIPÓTESIS	68
3.1. Hipótesis.....	68
3.1.1. Hipótesis general	68
3.1.2. Hipótesis específicas.....	68
3.2. Variables.....	68
3.2.1. Definición conceptual de las variables	68
3.2.2. Definición operacional de la variable	69
3.2.3. Operacionalización de variables	69
CAPÍTULO IV	71
METODOLOGÍA.....	71
4.1. Método de investigación	71
4.2. Tipo de investigación	71

4.3. Nivel de la investigación	72
4.4. Diseño de la investigación.....	72
4.5. Población y muestra	72
4.5.1. Población	72
4.5.2. Muestra	73
4.6. Técnicas e instrumentos de recolección de datos	74
4.7. Técnica de procesamiento y análisis de datos	75
4.8. Aspectos éticos de la investigación	78
CAPÍTULO V	79
RESULTADOS	79
5.1. OE 1: Método FEMA-154.....	79
5.1.1 Análisis por metodología FEMA – 154 del pabellón “E”	79
5.1.2 Análisis por metodología FEMA – 154 del pabellón “D”	80
5.2. OE2: Método AIS.....	81
5.2.1. Aspectos geométricos	81
5.2.2. Aspectos Constructivos	85
5.2.3. Aspectos estructurales	88
5.2.4. Cimentación.....	93
5.2.5. Suelos.....	94
5.2.6. Entorno	94
5.3. OE3: Método de Demanda – Resistencia.....	97
5.3.1 Estado de los elementos estructurales.....	97
5.3.2 Distorsión de entrepiso	107
5.3.3 Análisis de efecto de columna corta	123
5.3.4 Interacción tabique de Albañilería – Pórtico	135

5.3.5	Diseño por capacidad.....	148
5.4.	OE4: Reforzamiento estructural	160
5.4.1	Refuerzo columna corta de Pabellón E.....	160
5.4.2	Refuerzo por encamisado, Pórtico 1 – Pabellón E	171
CAPÍTULO VI.....		175
ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS		175
6.1.	OE1: Método Fema 154	175
6.2.	OE2: Método AIS.....	175
6.3.	OE3: Método Demanda-Resistencia	177
6.4.	OE4: Reforzamiento estructural	181
CONCLUSIONES.....		183
RECOMENDACIONES		184
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS		185
ANEXOS.....		189
Anexo N°01: Matriz de consistencia.....		190
Anexo N°02: Matriz de operacionalización de variables		192
Anexo N°03: Confiabilidad y validez de instrumento		194
Anexo N°04: Instrumento de investigación y constancia de su aplicación.....		201
Anexo N°05: Data de procesamiento de datos		234
Anexo N°06: Consentimiento informado.....		245
Anexo N°07: Fotografía de la aplicación del instrumento		248

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Para evaluar la probabilidad de falla que es estimada en función al puntaje estructural	40
Tabla 2. Parámetros de desplazamiento admisibles según el tipo de estructura	63
Tabla 3. Operacionalización de variables.....	70
Tabla 4. Dato del rango y la confiabilidad para el instrumento	76
Tabla 5. Fiabilidad del instrumento en pabellón E (esclerómetro).....	77
Tabla 6. Análisis de fiabilidad pabellón E (esclerómetro)	77
Tabla 7. Fiabilidad del instrumento en pabellón D (esclerómetro)	77
Tabla 8. Análisis de fiabilidad pabellón D (esclerómetro).....	78
Tabla 9. Resumen del reporte realizados al Pabellón E, según Fema 154	79
Tabla 10. Resumen de la probabilidad de falla al presentarse un S:0.70- Pabellón E	80
Tabla 11. Reporte de Pabellón D, según Fema 154.....	80
Tabla 12. Probabilidad de la falla en casos de un S: 4.8 - Pabellón D	81
Tabla 13. Espesor mínimo de muros en los diversos niveles (cm)	82
Tabla 14. Muros estructurales confinados - coeficiente de Mo.....	82
Tabla 15. Resúmen de la presencia de irregularidad en altura, Pabellón “E”; eje “X”	84
Tabla 16. Resúmen de la presencia de irregularidad en altura, Pabellón “E”; eje “Y”	85
Tabla 17. Resumen de la Irregularidad en altura, Pabellón “D”, eje “Y”	85
Tabla 18. Descripción de la calidad de materiales, pabellón “E”.....	86
Tabla 19. Descripción de la calidad de materiales Pabellón “D”	87
Tabla 20. Descripción de muros confinados, Pabellón “E”	88
Tabla 21. Descripción de muros de albañilería confinada, Pabellón “D”	89
Tabla 22. Detalles de columnas y vigas en la dirección “Y”, Pabellón “E”	90
Tabla 23. Detalles de columnas y vigas en la dirección “Y”, Pabellón “D”	91
Tabla 24. Detalles de vigas de amarre, Pabellón “E”	91
Tabla 25. Detalles de vigas de amarre, Pabellón “D”	92
Tabla 26. Resumen de índice de vulnerabilidad (Pabellón “E”)	95
Tabla 27. Resumen de índice de vulnerabilidad (Pabellón “D”).....	96
Tabla 28. Reporte de resistencia Columna C-9	98
Tabla 29. Reporte de resistencia Columna C-3	98
Tabla 30. Reporte de resistencia Columna Cc-3	99
Tabla 31. Reporte de resistencia Columna C-11	99

Tabla 32. Reporte de resistencia Columna C-5	100
Tabla 33. Reporte de resistencia Columna Cc-5	100
Tabla 34. Reporte de resistencia Columna Cc-7	101
Tabla 35. Reporte de resistencia Columna C-14	101
Tabla 36. Reporte de resistencia Viga VP-101.....	102
Tabla 37. Reporte de resistencia Viga VP-103.....	102
Tabla 38. Reporte de resistencia Columna C-1	104
Tabla 39. Reporte de resistencia Columna C-2	104
Tabla 40. Reporte de resistencia Columna C-4	105
Tabla 41. Reporte de resistencia Columna C-6	105
Tabla 42. Reporte de resistencia Viga VP-102.....	106
Tabla 43. Reporte de resistencia de viga VP-103.....	106
Tabla 44. Resistencia estimada promedio para vigas y columnas - Pabellón E.....	107
Tabla 45. Resistencia estimada promedio para vigas y columnas - Pabellón D	107
Tabla 46. Desplazamiento, Sismo Estático X, Y – Pabellón E	109
Tabla 47. Desplazamiento de 4 esquinas Sismo Estático X – Pabellón E.....	110
Tabla 48: Desplazamiento de 4 esquinas Sismo Estático Y – Pabellón E	110
Tabla 49. Distorsión de entrepiso, Sismo Estático X, Pabellón E.....	111
Tabla 50. Distorsión de entrepiso, Sismo Estático Y, Pabellón E.....	112
Tabla 51. Desplazamiento, Sismo Estático X, Y Pabellón E, S/tabiquería	114
Tabla 52. Desplazamiento de 4 esquinas Sismo Estático X – Pabellón E.....	115
Tabla 53. Desplazamiento de 4 esquinas Sismo Estático Y – Pabellón E.....	115
Tabla 54. Distorsión de entrepiso, Sismo Estático X, S/tabiquería Pabellón E	116
Tabla 55. Distorsión de entrepiso, Sismo Estático Y, S/tabiquería Pabellón E	117
Tabla 56. Desplazamiento, Sismo Estático X, Y – Pabellón D.....	119
Tabla 57. Desplazamiento, Sismo Estático X – Pabellón D.....	120
Tabla 58. Desplazamiento, Sismo Estático Y – Pabellón D.....	120
Tabla 59. Distorsión de entrepiso, Sismo Estático X, Pabellón D	121
Tabla 60. Distorsión de entrepiso, Sismo Estático Y, Pabellón D	122
Tabla 61. Desplazamiento en eje “X” en Columnas, Pabellón E (Eje 2).....	124
Tabla 62. Desplazamiento en eje “Y” en Columnas, Pabellón E (Eje 2).....	124
Tabla 63. Reporte de cortantes Piso 1, Eje 2	131
Tabla 64. Reporte de cortantes Piso 2, Eje 2	132
Tabla 65. Reporte de cortantes Piso 1 Eje 1	132

Tabla 66. Reporte de cortantes Piso 2 Eje 1	132
Tabla 67. Falla por aplastamiento – Pabellón E, Piso 1	137
Tabla 68. Falla por aplastamiento – Pabellón E, Piso 2	138
Tabla 69. Falla por tracción diagonal – Pabellón E, Piso 1	138
Tabla 70. Falla por tracción diagonal – Pabellón E, Piso 1	139
Tabla 71. Falla por cizalle – Pabellón E, Piso 1	139
Tabla 72. Falla por cizalle – Pabellón E, Piso 2	140
Tabla 73. Falla por aplastamiento – Pabellón D, Piso 1	142
Tabla 74. Falla por aplastamiento – Pabellón D, Piso 2	143
Tabla 75. Falla por tracción diagonal – Pabellón D, Piso 1	143
Tabla 76. Falla por tracción diagonal – Pabellón D, Piso 2	144
Tabla 77. Falla por cizalle – Pabellón D, Piso 1	145
Tabla 78. Falla por cizalle – Pabellón D, Piso 2	145
Tabla 79. Reporte de Pabellón "E" para refuerzo de columna corta, Piso 1 (Eje 2)	162
Tabla 80. Reporte de cortantes en columnas cortas reforzadas, Piso 1 (Eje 2)	162
Tabla 81. Reporte de Pabellón "E", para refuerzo de columna corta, Piso 2	165
Tabla 82. Reporte de cortantes en columnas cortas reforzadas Eje 2, piso2	165
Tabla 83. Reporte de Pabellón "E", para refuerzo de columna corta, Eje 1 Piso 1	167
Tabla 84. Reporte de cortantes en columnas cortas reforzadas Eje 1, piso1	167
Tabla 85. Reporte de Pabellón "E", para refuerzo de columna corta, Eje 1 Piso 2	170
Tabla 86. Reporte de cortantes en columnas cortas reforzadas Eje 1, piso2	170

INDICE DE FIGURAS

Figura 1. Colegio Mixto San Agustín colapsado por el sismo en Pisco.....	25
Figura 2. Colegio Santa Ana, con efecto de daño al producirse un fenómeno de columna corta	25
Figura 3. Sismo de Ocoña, 23 de junio de 2001, fallo por columna corta	26
Figura 4. Pabellón E - 780 Pre.....	27
Figura 5. Pabellón D - 780 actual.....	27
Figura 6. Ubicación del lugar de investigación	28
Figura 7. Ficha de recolección de datos acorde al PIVR.....	38
Figura 8. Representación de la probabilidad de falla que viene a ser estimada acorde al puntaje estructural.	39
Figura 9. Representación de una edificación de la vulnerabilidad baja con una irregularidad en Planta	42
Figura 10. Representación de la vulnerabilidad media con presencia de irregularidad en planta	42
Figura 11. La edificación con vulnerabilidad alta el cual muestra una irregularidad en planta	43
Figura 12. Muros con una vulnerabilidad baja al presentar muros en ambos ejes.....	43
Figura 13. Evaluación de la vulnerabilidad media por presentar una cantidad de muros en ambas direcciones.....	44
Figura 14. Evaluación de vulnerabilidad de una edificación con muros en un solo eje.....	44
Figura 15. Edificación que muestra regularidad en los elementos en altura	45
Figura 16. Edificación con presencia de discontinuidad de elementos en altura	45
Figura 17. Edificación con distribuciones distintas por planta lo que genera claras irregularidades	46
Figura 18. La calidad de las justas juega un papel importante a la hora de determinar la vulnerabilidad sísmica que presenta	46
Figura 19. Muros de albañilería con vulnerabilidad de las juntas	47
Figura 20. Desigualdad en las juntas	47
Figura 21. Unidades de mampostería con juntas de espesor adecuado	48
Figura 22. Unidades de albañilería con una mala distribución, falta de conexión	48
Figura 23. Los materiales empleados en la construcción deben de presenta una buena calidad	49

Figura 24. Los materiales empleados en la construcción deben de presenta una buena calidad	49
Figura 25. Se presenta una alta vulnerabilidad en casos en los que se empleen materiales inadecuados	50
Figura 26. Refuerzo adecuado y confinamiento de los muros	50
Figura 27. Vulnerabilidad media causada por una falta de elementos de confinamiento a los muros	51
Figura 28. Edificación con una vulnerabilidad alta por falta de confinamiento a los muros	51
Figura 29. Vulnerabilidad baja de la estructura al contar con elementos de confinamiento adecuados	52
Figura 30. Estructura con vulnerabilidad media a cauda de que los elementos de confinamiento no muestran las dimensiones adecuadas.....	52
Figura 31. Los elementos de confinamiento no son de las dimensiones adecuadas	53
Figura 32. Al emplear corona y vigas de amarre se disminuye la vulnerabilidad del sistema	53
Figura 33. Vulnerabilidad media de una estructura por causa una insuficiente implementación de elementos de amare.....	54
Figura 34. Falta de uso de los elementos de amare lo que general vulnerabilidad alta.....	54
Figura 35. Los espacios entre las aberturas creadas son suficiente y no genera vulnerabilidad en la estructura.....	55
Figura 36. Los muros que quedan en contorno a los vanos son demasiado esbeltos	55
Figura 37. Los elementos como muros y elementos estructurales que están entre los vanos son insuficientes los que en un sismo leve puede llegar a un colapso total	56
Figura 38. Vulnerabilidad baja de la edificación por una consistencia adecuada en la configuración de entrepiso.....	56
Figura 39. Estructura con una vulnerabilidad media por una interrupción en la configuración del edificio	57
Figura 40. Vulnerabilidad alta de la edificación por un desnivel en los entrepisos	57
Figura 41. Vulnerabilidad baja – Cimentación.....	58
Figura 42. Vulnerabilidad media – Cimentación.....	59
Figura 43. Vulnerabilidad alta – Cimentación.....	59
Figura 44. La edificación que se ubica en una zona donde el suelo es de tipo duro	60

Figura 45. Las edificaciones que se ubican en lugares donde el suelo presenta una baja resistencia ese presentara una vulnerabilidad media	60
Figura 46. Las edificaciones que se encuentren fundidas en zonas donde el suelo sea arcilloso o no tenga una buena capacidad portante se tendrá una alta vulnerabilidad	61
Figura 47. Las edificaciones que estén construidas en lugares con poca pendiente presentan una menor vulnerabilidad	61
Figura 48. En caso el lugar de desplante presente una pendiente intermedia de terreno se mostrará una vulnerabilidad media.....	62
Figura 49. En caso de construirse en lugares con un alta pendiente la vulnerabilidad ante sismos es alta	62
Figura 50. I.E. N°40092 José Domingo Zuzunaga Obando	73
Figura 51. Pabellón E- 780 pre	73
Figura 52. Pabellón D- 780 actual	74
Figura 53. Diagrama de flujo de proceso	76
Figura 54. Probabilidad de falla (curva de estimación), Pabellón E	80
Figura 55. Vista de muros confinados, Pabellón E	89
Figura 56. Vista de muros confinados, Pabellón D	90
Figura 57. Ubicación de elementos ensayados Pabellón E	97
Figura 58. Ubicación de elementos ensayados Pabellón D	103
Figura 59. Desplazamientos Dx – Sismo Estático X Pabellón E	108
Figura 60. Desplazamientos Dy – Sismo Estático Y Pabellón E	109
Figura 61. Desplazamiento, Sismo Estático X, Pabellón E.....	110
Figura 62. Desplazamiento, Sismo Estático Y, Pabellón E.....	111
Figura 63. Distorsión de entrepiso, Sismo Estático X-X, Pabellón E	112
Figura 64. Distorsión de entrepiso, Sismo Estático Y, Pabellón E	113
Figura 65. Desplazamientos Dx – Sismo Estático X Pabellón E, S/tabique	113
Figura 66. Desplazamientos Dy – Sismo Estático Y Pabellón E, S/tabique	114
Figura 67. Desplazamiento, Sismo Estático Y, Pabellón E, S/tabiquería	115
Figura 68. Desplazamiento, Sismo Estático Y, Pabellón E, S/tabiquería	116
Figura 69. Distorsión de entrepiso, Sismo Estático X, S/tabiquería Pabellón E	117
Figura 70. Distorsión de entrepiso, Sismo Estático Y, S/tabiquería Pabellón E.....	118
Figura 71. Desplazamientos Dx – Sismo Estático X Pabellón D	118
Figura 72. Desplazamientos Dy – Sismo Estático Y Pabellón D	119
Figura 73. Desplazamiento, Sismo Estático X, Pabellón D	120

Figura 74. Desplazamiento, Sismo Estático Y, Pabellón D	121
Figura 75. Distorsión de entrepiso, Sismo Estático X-X, Pabellón D.....	122
Figura 76. Distorsión de entrepiso, Sismo Estático Y, Pabellón D.....	123
Figura 77. Concentración de tensiones F1 Y F2 y falla prematura en la “columna corta”	123
Figura 78. Ubicación de puntos evaluados, Pab. E (sin tabiquería)	124
Figura 79. Ubicación de puntos evaluados, Pab. E (con tabiquería).....	125
Figura 80. Deformada Dx, Piso 1 columna corta 2B	125
Figura 81. Deformada Dx, Piso 1 columna aislada 2B	126
Figura 82. Deformada Dx, Piso 1 columna corta 2D	126
Figura 83. Deformada Dx, Piso 1 columna aislada 2D	127
Figura 84. Deformada Dx, Piso 1 columna corta 2F.....	127
Figura 85. Deformada Dx, Piso 1 columna aislada 2F.....	128
Figura 86. Deformada Dx, Piso 2 columna corta 2B	128
Figura 87. Deformada Dx, Piso 2 columna aislada 2B	129
Figura 88. Deformada Dx, Piso 2 columna corta 2D	129
Figura 89. Deformada Dx, Piso 2 columna aislada 2D	130
Figura 90. Deformada Dx, Piso 2 columna aislada 2F.....	130
Figura 91. Deformada Dx, Piso 2 columna aislada 2F.....	131
Figura 92. Diagrama de cortante 3D Modelo con muros	133
Figura 93. Diagrama de cortante Columna Corta Eje 1	133
Figura 94. Diagrama de cortante Columna Corta Eje 2	134
Figura 95. Diagrama de cortante 3D Modelo sin muros	134
Figura 96. Diagrama de cortante Columna Corta Eje 1	135
Figura 97. Diagrama de cortante Columna Corta Eje 2	135
Figura 98. Vista extruida del Pabellón E, (puntal diagonal de albañilería).....	136
Figura 99. Vista extruida del Pabellón D, (puntal diagonal de albañilería)	136
Figura 100. Diagrama de Fuerza axial – Envolverte Eje A – Pabellón E.....	140
Figura 101. Diagrama de Fuerza axial – Envolverte Eje C – Pabellón E.....	141
Figura 102. Diagrama de Fuerza axial – Envolverte Eje E – Pabellón E.....	141
Figura 103. Diagrama de Fuerza axial – Envolverte Eje G – Pabellón E.....	142
Figura 104. Diagrama de Fuerza axial – Envolverte Eje A – Pabellón D	146
Figura 105. Diagrama de Fuerza axial – Envolverte Eje C – Pabellón D	146
Figura 106. Diagrama de Fuerza axial – Envolverte Eje E – Pabellón D.....	147
Figura 107. Diagrama de Fuerza axial – Envolverte Eje G – Pabellón D	147

Figura 108. Elementos estructurales existentes Pabellón E, Pórtico 1	148
Figura 109. Elementos estructurales existentes Pabellón E, Pórtico 2.....	152
Figura 110. Elementos estructurales existentes Pabellón D, Pórtico 1	156
Figura 111. Cortantes en las columnas cortas Eje 2	163
Figura 112. Perfil de columnas reforzadas con aleros, Eje 2, piso 1.....	163
Figura 113. Perfil de columnas reforzadas con aleros, Eje 2 Piso 2.....	165
Figura 114. Cortantes en las columnas cortas Eje 1	168
Figura 115. Perfil de columnas reforzadas con aleros, Eje 1 Piso 1.....	168
Figura 116. Reporte grafico de columnas cortas reforzadas, Eje1 Piso 2	170
Figura 117. Encamisado de columna Pabellón E, Pórtico 1.....	174

RESUMEN

La presente tesis pertenece a la línea de investigación de estructuras, donde el problema general fue: ¿Cuál es el nivel de vulnerabilidad sísmica que permitiría una adecuada propuesta de reforzamiento estructural en la I.E. N° 40092 – José Domingo Zuzunaga Obando del distrito de Uchumayo?, el objetivo general fue: Evaluar el nivel de vulnerabilidad sísmica para el reforzamiento de la I.E. N° 40092 – José Domingo Zuzunaga Obando del distrito de Uchumayo y la hipótesis general planteada fue: Los Pabellones de la I.E. N° 40092 – José Domingo Zuzunaga Obando del distrito de Uchumayo actualmente llegan a ser sísmicamente vulnerables y la propuesta de reforzamiento mejorará los requerimientos técnicos de una edificación sismorresistente

Para elaborar la tesis se usó el método científico de tipo aplicado, con un diseño no experimental y un nivel descriptivo. La población fue: La I.E N° 40092 José Domingo Zuzunaga Obando y el muestreo fue, no probabilístico del tipo de conveniencia, el cual consta de dos pabellones, pabellón E y pabellón D, cada uno de ellos compuesto por 6 aulas respectivamente.

La conclusión principal es que al evaluar el nivel de vulnerabilidad sísmica en ambos pabellones educativos por los métodos:, FEMA 154, AIS y Demanda-Resistencia ; el pabellón E presenta un nivel de vulnerabilidad alta y el pabellón D vulnerabilidad media; por este motivo se realizará el reforzamiento de las columnas cortas con la incorporación de aleros de concreto armado y en la patología viga fuerte-columna débil, con el encamisado de columnas, mejorando la rigidez y resistencia de la estructura.

PALABRAS CLAVE: Vulnerabilidad sísmica, reforzamiento, columna corta.

ABSTRACT

This thesis belongs to the line of research on structures, where the general problem was: What is the level of seismic vulnerability that would allow an adequate proposal for structural reinforcement in the I.E. N° 40092 – José Domingo Zuzunaga Obando of the district of Uchumayo?, the general objective was: Evaluate the level of seismic vulnerability for the reinforcement of the I.E. N° 40092 – José Domingo Zuzunaga Obando of the district of Uchumayo and the general hypothesis proposed was: The Pavilions of the I.E. N° 40092 – José Domingo Zuzunaga Obando of the district of Uchumayo currently become seismically vulnerable and the reinforcement proposal will improve the technical requirements of a seismic resistant building.

To elaborate the thesis, the applied scientific method was used, with a non-experimental design and a descriptive level. The population was: The I.E N° 40092 José Domingo Zuzunaga Obando and the sampling was non-probabilistic of the type of convenience, which consists of two pavilions, pavilion E and pavilion D, each of them composed of 6 classrooms respectively.

The main conclusion is that when evaluating the level of seismic vulnerability in both educational pavilions by the methods: FEMA 154, AIS and Demand-Resistance; Pavilion E has a high level of vulnerability and Pavilion D has a medium vulnerability; For this reason, the short columns will be reinforced with the incorporation of reinforced concrete eaves and in the strong beam-weak column pathology, with the column jacketing, improving the rigidity and resistance of the structure.

KEY WORDS: Seismic vulnerability, reinforcement, short column.

INTRODUCCIÓN

En la actualidad, es de vital importancia investigar el nivel de la vulnerabilidad sísmica en edificaciones de uso esencial, tales como son las instituciones educativas, más importante aún, si estas construcciones se ubican en zonas de alta sismicidad, considerando las limitaciones del conocimiento del comportamiento estructural antes de un sismo.

En la norma peruana en la que se presentan parámetros de diseño sismo resistente se presentan diversas modificaciones con el pasar de los años al implementar actualizaciones, estos cambios, el planteamiento de estos cambios asegura un mejor comportamiento de dichas estructuras ante un sismo tanto en un comportamiento de desplazamiento, fuerzas, cortante basal, etc.

El desarrollo de esta investigación contribuye en el proceso de evaluación de la vulnerabilidad sísmica en edificaciones de uso esencial de concreto armado y albañilería confinada. De esta forma se tienen como variable principal la vulnerabilidad sísmica, por lo que se inicia con una identificación del riesgo por el método Fema 154, método del manual de la AIS y el método Demanda – Resistencia; empleando ensayos de laboratorio y modelo matemático en el software Etabs por un método lineal estático, identificando patologías y fallas en la estructura para luego llegar a plantear una propuesta de reforzamiento correspondiente a los pabellones pabellón “E” y pabellón “D con el objeto de mitigar cualquier aspecto de vulnerabilidad que lleve a un posible fallo de la estructura.

Para un mejor entendimiento se ordena la tesis en capítulos descritos a continuación:

Capítulo I.-En la sección se muestra la descripción del problema, problemas, justificación, delimitaciones, limitaciones y objetivos de la investigación.

Capítulo II.-En la presente investigación se presentó antecedentes internacionales y nacionales, las bases teóricas o científicas y el marco conceptual.

Capítulo III.-Se presenta la hipótesis general, las hipótesis específicas, la definición operaciones y conceptual de las variables de la investigación.

Capítulo IV.-En este capítulo se presenta la metodología de la investigación, el tipo, nivel de investigación, diseño, población y muestra, así como las técnicas e instrumentos para la recolección de datos, las técnicas para el procesamiento y el análisis de datos y los aspectos éticos de la investigación.

Capítulo V.-Los resultados de la investigación se muestran en este capítulo iniciando con el diseño tecnológico, la descripción de los resultados, la contrastación de hipótesis.

Capítulo VI. -En esta sección se muestra el análisis y la discusión de los resultados con los antecedentes encontrados, conclusiones, recomendaciones, referencias bibliográficas, matriz de consistencia, y anexos en los que se muestra documentación importante para la investigación.

Bach. Ramos Urbina, Meliza Lyly

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. Descripción de la realidad problemática

De acuerdo con Gonzáles, B (2022): “La realidad actual vienen a estar sometida a diversos cambios por las fuerzas internas de la tierra por un desplazamiento de las placas. El Perú ESTA ubicado en el cinturón de fuego del pacifico comprendida de varias placas tectónicas que llegan a estar en una continua tensión ocasionando una intensa actividad sísmica en los países que se encuentran dentro del Cinturón de Fuego del Pacifico”.

Por otro lado, López, O., et al. (2010) menciona que: “En Venezuela al menos el 70% de los locales escolares se encuentra situadas en zonas con un nivel alto de amenaza sísmica. En función a esta información geográfica, aproximadamente el 46% de 18.685 planteles identificados, fueron construidos con normas antiguas que no satisfacen los requerimientos sismorresistentes exigidos en las normas vigentes. En lo general 586 edificios escolares muestran una elevada vulnerabilidad, de los cuales 479 edificaciones son edificios similares o idénticos a los derrumbados en Cariaco en el terremoto de 1997”.

Así mismo Bonett, D. (2003) menciona que “En la ciudad de Manizales (Colombia), los edificios existentes en el área urbana no presentan consideraciones sísmicas, puesto que fueron construidos sin el empleo de la norma de diseño sismo resistente”.

De los anteriores párrafos se podría decir que, según Aldama, O. et al (2007): “Estos eventos llegan a causar la mayor parte de las pérdidas tanto económicas como de vidas humanas, son por causa de que la estructura no muestra un adecuado

comportamiento a los eventos sísmicos, ocasionando el colapso parcial o total de la estructura”.

Por otro lado, según: Mena, H. (2022) “Las ciudades modernas que se sitúan en lugares donde la peligrosidad sísmica es alta y el peligro de que la estructura falle tienden a minusvalorar el peligro sísmico y descuidan tomar en cuenta las normas sísmicas que regulan las construcciones”.

Es por ello, que Bonett. (2003) reconoce “la evaluación de la vulnerabilidad en las zonas urbanas es de suma importancia porque llega a concentrar gran parte la población. Asegurar el correcto funcionamiento de la estructura garantizará que, ocurran catástrofes que causen pérdidas económicas y reduciendo el número de víctimas”.

Según Tavera (2022) “Los fenómenos sísmicos suscitados en los últimos años en el Perú son mayormente a causa de que el país se encuentra en una zona denominada cinturón de fuego del Pacífico, en esta región se llega a registrar más del 90% de la actividad sísmica mundial al llegar a concentrar una gran actividad sísmica esta zona alberga al menos un 75% de los volcanes que aún están activos en el mundo.

“Además de concentrar casi toda la actividad sísmica mundial. Por tal motivo la gran mayoría de edificaciones educativas son vulnerables a terremotos al estar construidas con códigos sísmicos desfasados que no aseguran una protección ante sismos. A causa de esto luego de un terremoto las edificaciones educativas llegan seriamente a ser dañados” Astorga & Aguilar (2006)

De los anteriores párrafos, se afirma que, por experiencias de los últimos sismos, se ha puesto de manifiesto que existe una gran limitación del enfoque implícito en los códigos de diseño sísmico hasta ahora empleados; puesto que toda institución educativa debe de garantizar que los componentes estructurales no afecten a los ocupantes para llegar a considerarse segura.

En los periodos 1966 y 1970, 2001, 2007, diversos colegios presentaron daños a causa de los sismos ocurridos mostrando principalmente fenómenos de columna corta que se presenta por una falta de adecuado aislamiento esto a causa de las características del diseño estructural, así como los materiales empleados.

En el último evento sísmico que ocurrió en la provincia de Pisco en el periodo del 2007, se logró evidenciar una gran cantidad de daños en diversas instituciones

educativas que son antiguas aproximadamente del año 1998, al menos el 50% de estos presentaron daños severos. En Chincha más 300 aulas del total de 1201, en Pisco más de 316 sufrieron daños de un total de 622 aulas” Hernández (2017).



Figura 1. Colegio Mixto San Agustín colapsado por el sismo en Pisco
Fuente: Revista ERNterate



Figura 2. Colegio Santa Ana, con efecto de daño al producirse un fenómeno de columna corta
Fuente: Revista ERNterate

En la Zona Sur de Perú durante los últimos 20 años se presentaron terremotos fuertes y la posibilidad de que se presente un eventual terremoto es alta, esto debido a su estructura geológica, propiedades del suelo y presencia de volcanes, en donde el impacto resultante dependerá de las características que el suelo presente de esta forma se viene a considerar una zona con un silencio sísmico.



Figura 3. Sismo de Ocoña, 23 de junio de 2001, fallo por columna corta
Fuente: Revista ERNterate

Por ello, es de suma importancia llevar a cabo un análisis y un diseño adecuado con el objetivo de evitar catástrofes, lo que llega a causar pérdidas humanas y económicas a causa de grandes terremotos. Es por ello que en la presente investigación es adecuado evaluar los pabellones al presentar una antigüedad de 1995 y 2011

Actualmente en la región de Arequipa existen aproximadamente 4872 centros educativos públicos construidos en diferentes épocas, con diferente arquitectura y materiales.

La I.E. N.º 40092 – José Domingo Zuzunaga Obando ubicado en el pueblo joven Cerro Verde, muestra diversas patologías en la estructura de sus pabellones (muros portantes) y en los elementos no estructurales (tabiques), de esta forma muestran un antecedente ante efectos sísmicos severos. Las fallas estructurales más notorias son: Columna fuerte - viga débil, fallas por cizalle, falla por aplastamiento y fallas por tracción diagonal debido a la interacción tabique - pórtico.

En el presente trabajo se evaluó los siguientes edificios: Edificio denominado 780 pre NDSR-1997, que conlleva al pabellón “E”, edificado por INFES conformado por un módulo 780-97, fueron realizados sin emplear o cumplir requisitos de la NTP y del RNE con relación al diseño sismorresistente E.030, es decir este pabellón fue diseñado con el criterio de la norma básica de diseño sismorresistente del año 1977, el cual presenta el problema de columnas cortas y elevada flexibilidad lateral.



Figura 4. Pabellón E - 780 Pre
Fuente: Elaboración propia

El edificio del tipo 780 actual, corresponde al pabellón “D”, se construyó en el 2011 siguiendo la norma peruana sismorresistente vigente. La norma técnica E-030, a partir de estos sucesos incrementó con los requerimientos de rigidez y resistencia lateral. Desde un punto arquitectónico se vienen a considerar similar al edificio 780 pre NDSR-97; en un eje longitudinal está conformado por pórticos, que aparentemente presentarían una resistencia adecuada a las fuerzas laterales y en el eje transversal se empleó albañilería confinada con una combinación de pórticos de concreto armado cuyos elementos poseen poca rigidez, pudiéndose producir desplazamientos importantes en un sismo severo y por consecuencia una interacción tabique-estructura con daños importantes que podrían causar un colapso de la estructura.



Figura 5. Pabellón D - 780 actual
Fuente: Elaboración propia

“En el Perú, luego de un acontecimiento de terremoto, las edificaciones llegan a ser reparadas o reforzadas. De este modo, el estado se ve obligado a invertir tanto en el reforzamiento como en la reparación de cada edificio que interviene. Sin embargo,

si se pudieran reforzar los edificios vulnerables con la debida anticipación, los gastos de reparación post sismo, podrían eliminarse o reducirse significativamente” Astorga y Aguilar (2006).

Por esa razón, la I.E N°40092 al ser una edificación con más de 25 años de antigüedad y encontrándose en una zona de alta sismicidad; la presente investigación busca determinar la evaluación de la vulnerabilidad y a la vez pretende impulsar estas propuestas de evaluación y diseño de infraestructuras educativas al emplear diversos conceptos de vulnerabilidad sísmica. Entre las principales propuestas que impulsan el desarrollo de estos conceptos destacan: el método FEMA 154, el método del manual de la AIS y el método de Demanda – Resistencia basado en las recomendaciones y consideraciones de la Norma técnica E.030; para finalmente proponer un refuerzo estructural que cumpla, mejore e incremente los requerimientos técnicos de una edificación sismorresistente como son: rigidez, resistencia y ductilidad. De esta manera se reduciría pérdidas económicas y víctimas mortales ante un posible colapso de la estructura generado por un evento sísmico.

1.2. Delimitación del problema

1.2.1. Espacial

La investigación fue realizada con la recopilación de información en el Pueblo Joven Cerro Verde del distrito de Uchumayo, ubicado en la provincia y Región de Arequipa.

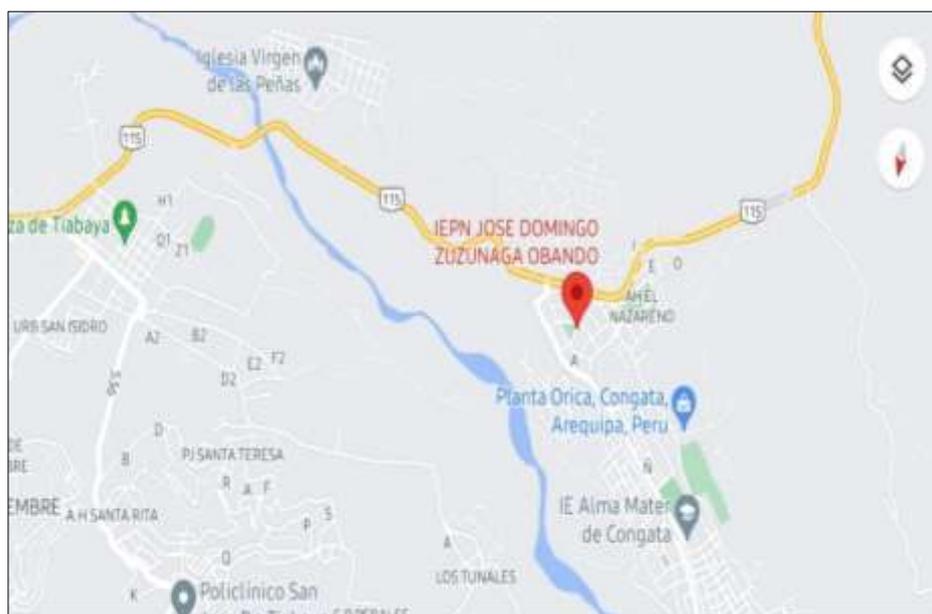


Figura 6. Ubicación del lugar de investigación
Fuente: Google Maps.

1.2.2. Temporal

La investigación fue ser llevada a cabo desde el mes de agosto hasta diciembre del año 2021.

1.2.3. Económica

La financiación de la presente tesis fue en su totalidad con recursos propios por del investigador.

1.3. Formulación del problema

1.3.1. Problema general

¿Cuál es el nivel de vulnerabilidad sísmica y propuesta de reforzamiento estructural de la I.E. N° 40092 – José Domingo Zuzunaga Obando del distrito de Uchumayo?

1.3.2. Problemas específicos

- a) ¿Cuál es el grado de vulnerabilidad sísmica aplicando el método FEMA 154 en la I.E. N° 40092 – José Domingo Zuzunaga Obando del distrito de Uchumayo?
- b) ¿Cuál es el valor de vulnerabilidad sísmica efectuando el método del manual de la AIS en la I.E. N° 40092 – José Domingo Zuzunaga Obando del distrito de Uchumayo?
- c) ¿Cuál es el nivel de vulnerabilidad sísmica desarrollando el método de demanda resistencia en la I.E. N° 40092 – José Domingo Zuzunaga Obando del distrito de Uchumayo?
- d) ¿Cuál es la propuesta de reforzamiento estructural para reducir la vulnerabilidad sísmica en la I.E. N° 40092 – José Domingo Zuzunaga Obando del distrito de Uchumayo?

1.4. Justificación

1.4.1. Justificación práctica o social

Según Méndez (2012), “La investigación se justifica prácticamente cuando se propone una estrategia y métodos que al ser aplicados ayuden en la resolución de un problema”.

La presente investigación se realizó con el objeto de prever se los daños que se puede producir en la estructura y a la vez preservando la seguridad de los habitantes en la I.E. N.º 40092 – José Domingo Zuzunaga Obando del distrito de Uchumayo. De esta manera busca contribuir y tomar estos datos para concientizar a las autoridades con el fin de que tomen medidas de prevención en diversas instituciones educativas.

Por otro lado, el presente estudio contribuirá con nuevos conocimientos a los profesionales involucrados en sector construcción, dando paso a futuras investigaciones.

1.4.2. Justificación científica o teórica

Según Méndez (2012): “Una justificación teórica está avalada por generar una reflexión y provocar un debate académico con el objeto de generar reflexión confrontando teoría existente para la contratación de resultados obtenidos en la investigación.”

En el presente estudio, con el propósito de poder obtener el nivel de la vulnerabilidad sísmica de la I.E. N.º 40092 – José Domingo Zuzunaga Obando, se evaluó una serie de criterios técnicos proporcionados por el RNE código E.030, tales como: Reducir los daños de las edificaciones, generar un estado de continuidad de los servicios y garantizar de que no se produzcan pérdidas humanas.

1.4.3. Justificación metodológica

Según Méndez (2012), “La justificación metodológica de un proyecto está dada por generar nueva información confiable mediante aplicación del método científico que servirá como antecedente para futuras investigaciones relacionadas.”

Para cumplir con los motivos de investigación se empleó métodos y técnicas que faciliten la evaluación objetivos del estudio, se acudió al empleo de técnicas e instrumentos de evaluación de estructuras referenciado en los métodos Fema 154, AIS y demanda – resistencia, permitiendo obtener

mediante cálculos matemáticos el grado o nivel de vulnerabilidad sísmica y con los resultados establecer una propuesta de reforzamiento estructural.

1.5. Objetivos

1.5.1. Objetivo general

Determinar el nivel de vulnerabilidad sísmica y propuesta de reforzamiento estructural de la I.E. N° 40092 – José Domingo Zuzunaga Obando del distrito de Uchumayo.

1.5.2. Objetivos específicos

- a) Analizar el grado de vulnerabilidad sísmica aplicando el método FEMA 154 en la I.E N.º 40092 – José Domingo Zuzunaga Obando del distrito de Uchumayo.
- b) Establecer el valor de vulnerabilidad sísmica efectuando el método del Manual de la AIS en la I.E N.º 40092 – José Domingo Zuzunaga Obando del distrito de Uchumayo.
- c) Determinar el nivel de vulnerabilidad sísmica desarrollando el método de demanda - resistencia en la I.E N.º 40092 – José Domingo Zuzunaga Obando del distrito de Uchumayo.
- d) Proponer un reforzamiento estructural para reducir la vulnerabilidad sísmica en la I.E. N° 40092 – José Domingo Zuzunaga Obando del distrito de Uchumayo.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de la investigación

2.1.1. Antecedentes nacionales

Choqueza y Molluni (2018) en su investigación: “Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones publicas construidas a partir de concreto armado ubicadas en la zona urbana del distrito de Ocuvi, provincia Lampa”, en la UNA perteneciente a su escuela de pregrado, Puno-Perú. El estudio tuvo como objetivo general lo siguiente: Evaluar el grado de vulnerabilidad sísmica que presentan las edificaciones públicas construidas a partir de concreto sometidas a diversas sollicitaciones sísmicas. Obteniendo como conclusiones (i) El 88.89% de edificaciones públicas de concreto armado, son altamente vulnerables, al mostrar una deriva de entre piso como valor medio de 0.009 y llegando a 79.41% de probabilidad de fallo, ante una sollicitación sísmica de (PGA) igual a 0.35g perteneciente a una (Zona 3) según se muestra en la NTP E.030 – 2017, además el 88.89% de las edificaciones estudiadas no cumplen con el valor máximo de deriva para edificaciones de concreto armado de (0.007). Mencionando así que las edificaciones públicas llegan a presentar una gran diversidad de fallos entre leve y moderado, con un valor medio de 89.57%, propuesto por la metodología Hazus – FEMA”.

Soto (2018) en su investigación: “Métodos: FEMA 154, Hirosawa y Demanda Resistencia para evaluación de la vulnerabilidad sísmica de la edificación Baños del Inca”, de la UPN en la escuela de pre grado, Cajamarca-Perú. Propone como objetivo general: “Realizar un análisis de la

vulnerabilidad sísmica de la institución educativa Baño los incas empleando los métodos FEMA 154, HIROSAWA Y DEMANDA – RESISTENCIA. Concluye así: Menciona que al comparar el método de FEMA 154, Hirosawa y Demanda-Resistencia, el método más conservador para evaluar la vulnerabilidad sísmica, es el método demanda-resistencia, debido que este método compara la capacidad de resistencia con la capacidad requerida del edificio; además de los ensayos del modelado sísmico, se pueden obtener resultados más conservadores. Por otro parte, según el método Fema 154, el módulo A de la I.E Andrés Avelino Cáceres, no está considerado como vulnerable ante ocurrencia de un evento sísmico, al tener un puntaje de 4. De igual manera por el método Hirosawa, clasifica a la estructura con baja vulnerabilidad ya que las características de refuerzo llegan a ser mayores a lo demandado al obtener un puntaje de Vulnerabilidad Estructural $I_s=0.41 > \text{Índice de Juicio Estructural } I_{so}=0.16$. Y por el método demanda-resistencia, se determinó que el refuerzo de los elementos estructurales es menor a la demandada, por lo que la estructura es considerada vulnerable ante un sismo”.

Quispe (2019) en su investigación: “Evaluación con vulnerabilidad sísmica del centro educativo primario N° 10237 del distrito de Cutervo”, en la UNC correspondiente a la escuela de pregrado, Cajamarca-Perú. Planteando como objetivo general lo siguiente: “Determinar el índice de vulnerabilidad sísmica de la IEP N.º 10237 del distrito de Cutervo – Cajamarca”. Logo a la siguiente conclusión: El índice de vulnerabilidad sísmica analizado empleando el método del índice de vulnerabilidad es 40,96%, clasificándolo con vulnerabilidad alta. En el caso de su calidad de ejecución muestra un sistema regular pero irregular en elevación al producirse un efecto de piso blando – columna corta; y en la mayoría de los elementos estructurales vienen a estar totalmente protegido y solo en alguno de los elementos se muestran cangrejas. Además, las columnas no llegan a soportar los esfuerzos a flexión, la conexión en el diafragma, vigas y columnas es considerablemente buena, de la misma forma se presentan elementos no estructurales no inestables como los parapetos y tabiquerías”

2.1.2. Antecedentes internacionales

Gulfo y Serna.(2018) en su investigación: “La Vulnerabilidad Sísmica de la infraestructura escolar urbana en Girardot-Cundinamarca, de la Universidad Piloto de Colombia-Bogotá, Universidad Viña del Mar-Chile”. El objetivo general lo siguiente: “Realizar un análisis de la estructura de la institución educativa del sector público”, Se tienen como conclusiones: Mencionando que al realizar un análisis cualitativo la estructura presenta una baja vulnerabilidad, pues los resultados son factibles porque la altura de entre piso es bajo, al realizar el modelamiento numérico muestra una correspondencia con el nivel de resistencia, en comparación de una nueva estructura, el centro educativo del municipio de Girardot - Cundinamarca, con el objeto de un escenario de lesiones físicas a los inhabilitación”.

Zárate (2020) menciona en su tesis titulada: “Análisis de vulnerabilidad sísmica del colegio de bachillerato Machala, perteneciente a la facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Machala, Machala- Ecuador”. Planteándose el objetivo general: “Identificar la vulnerabilidad del colegio Machala empleando la normativa NEC-SE-RE 2015 y empleando el método FEMA P-154”. Para realizar este estudio se recolectaron datos realizándose el análisis de vulnerabilidad sísmica de los bloques”. Teniendo conclusión: Mencionando que se presentaron grietas y fenómenos de columna corta, filtración y desprendimiento en algunos elementos, la vulnerabilidad el bloque 1 y 2 presentan valores de -0.7, la vulnerabilidad sísmica de la institución es alta en la edificación”.

Pizarro et al. (2021) en su investigación: “Vulnerabilidad sísmica de instituciones educativas por el método cualitativo”, de la UTN, facultad Regional Mendoza-Argentina. Teniendo como objetivo general: “Evaluar un el nivel de vulnerabilidad sísmica por un análisis cualitativo de cuatro instituciones, construidos en el periodo de 1950 y 1987 ubicado en el Centro-Norte de la provincia de Mendoza”. Para tal fin, “El método empleado está regido por el método italiano elaborado por Benedetti y Petrinni, para calcular el índice Vulnerabilidad (I_v)”. “El otro método propuesto es FEMA P-154 (2015) desde el punto de vista de las probabilidades y estadística,

adecuándose mínimamente a las tipologías de construcción de los edificios educacionales”. Llegando a las siguientes conclusiones: “i) El cálculo del Índice de Vulnerabilidad (Iv), es empleado para identificar irregularidades que emplean valores semejantes al FEMA P-154. ii) Al aplicar ambos métodos muestran resultados valores obteniéndose resultados con relación a la irregularidad estructural, efectos locales

2.2. Bases teóricas o científicas

2.2.1. Vulnerabilidad sísmica

De acuerdo con Yépez (2005), “Define a la vulnerabilidad sísmica como un grado de daño ocasionado por el movimiento de tipo oscilatorio traslacional y torsional del terreno a diversas intensidades denominadas como sismo. La estructura muestra un comportamiento ante estos movimientos por un efecto de causalidad que llegan a traer daños. De esta forma la vulnerabilidad que tenga cada edificación dependerá de la ubicación que tenga en la zonificación sísmica de un territorio.”

2.2.2. Metodología Fema 154 para el análisis de la vulnerabilidad sísmica

“La metodología (FEMA) Federal Emergency Management Agency es uno de los más empleados en los EEUU. Método cualitativo empleado para determinar si es necesario un refuerzo de la investigación esto indicado por un índice de vulnerabilidad, en caso los resultados muestren un valor (< 2) es necesario emplear un método detallado con un análisis inicial lineal, en caso se cumpla no hay una necesidad de reforzar la estructura. En caso el índice de vulnerabilidad sea (> 2), no será necesario un reforzamiento y el índice 2 representa que la edificación tiene una probabilidad de 1 a 100 de colapsar.”

“En este método es necesario manejar un formulario descriptivo en la que se recopila la siguiente información: Localización, año de construcción, nombre del edificio, área de construcción, la cantidad de niveles, función de la edificación, fotografía de la edificación, distribución de cada nivel, así como características de los elementos estructurales. A esto se le adicionan unos cuadros en las cuales se indica la cantidad de ocupantes, uso, características

del suelo sacados del EMS y los tipos de elementos no estructurales, en concordancia a estos datos se muestra un recuadro los límites de vulnerabilidad con los que serán calificados. Para realizar esta evaluación se emplea la información realizada en EEUU, pero se realiza una extrapolación para la realidad del Perú. Al conocer el índice de vulnerabilidad final se determina si es necesario reforzar la estructura o en caso sea necesario reforzar la edificación.”

2.2.2.1. Reporte del FEMA 154 (2ª Edición)

“Este reporte FEMA 154 (2002) está comprendida por una publicación de dos volúmenes empleados para la recolección de datos por un método visual de los peligros potenciales ante eventos sísmicos.” Fernández (1984)

El procedimiento de inspección visual rápido, PIVR, es empleado para inventariar, identificar y “puntuar” para edificios con un riesgo sísmico alto, pero se puede emplear a diversos edificios, puesto que la finalidad principal es la identificación de:

- Edificaciones antiguas realizadas de forma inadecuada sin adoptar un adecuado diseño con consideraciones sísmicas. (Fernández, 1984)
- Edificaciones realizadas en zonas donde hay presencia de suelos blandos y/o pobres. (Fernández, 1984)

Al identificar aquellos peligros sísmicos por un profesional experimentado se determina si estas edificaciones muestran una peligrosidad sísmica.

2.2.2.2. Modificaciones y actualización del FEMA 154 (2002) segunda edición

Estos manuales aún mantienen gran parte de la información encontrada en la edición anterior, una de las diferencias más notables es un mayor nivel de comprensión del comportamiento de los sistemas estructurales. Este cambio fue realizado para solucionar la dificultad que experimentaron los usuarios de la primera edición en la identificación del sistema estructural de un edificio. Estos nuevos datos fueron obtenidos luego de realizar una evaluación del comportamiento de las edificaciones frente a los desastres ocurridos en California y otros lugares por causa de terremotos

que fue desarrollado por el Programa de Reducción de Riesgos de Terremoto (NEHRP).

En la segunda edición el manual de FEMA 154 (2002) busca facilitar la aplicación del proceso de inspección de una forma simplificada, orientada a la planificación por el uso del PIVR, se debe realizar una inspección de los planos para identificar y verificar el sistema estructural.

- Los puntajes de básicos de riesgo estructural están derivados de un cálculo analítico.
- Emplear nueva información por una amenaza compatible al tener criterios de riesgo sísmico especificados en los documentos que tengan relación con el FEMA.
- Esta norma también es empleada para evaluar e inventariar la situación de las edificaciones con una fuerte vulnerabilidad para una detección rápida para posibles riesgos sísmicos que presente el proyecto.

2.2.2.3. Proceso de determinación en la puntuación final

Al realizar un análisis de forma final se llega a obtener valores básicos que son usados para darle una puntuación final S, a consecuencia de una evaluación de campo con alternativas de "SÍ" o "NO".

En la figura 7, se muestra una ficha de recolección de datos empleado en una realidad de EEUU. En este caso el especialista encargado de realizar una evaluación debe calcular las opciones de calificación basándose en un enfoque conservador analizando todos los casos posibles.

En caso el evaluador tenga alguna duda del sistema estructura de representar con Desconocido" por bajo del "Tipo de Edificio". De esta forma se llevará a cabo un análisis detallado en campo además se debe incluir un estudio de los elementos estructurales y el suelo.

Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards
FEMA-154 Data Collection Form **HIGH Seismicity**

Address: _____
 Zip _____

Other Identifiers _____
 No. Stories _____ Year Built _____
 Screener _____ Date _____
 Total Floor Area (sq. ft.) _____
 Building Name _____
 Use _____

PHOTOGRAPH

Scale: _____

OCCUPANCY				SOIL		TYPE						FALLING HAZARDS			
Assembly	Commercial	Govt. Services	Historic Industrial	Office Residential School	Number of Persons	A Hard Rock	B Avg. Rock	C Dense Soil	D Soft Soil	E Soft Soil	F Poor Soil	<input type="checkbox"/> Unreinforced Chateaux	<input type="checkbox"/> Parapets	<input type="checkbox"/> Cladding	<input type="checkbox"/> Other
BASIC SCORE, MODIFIERS, AND FINAL SCORE, S															
BUILDING TYPE	W1	W2	S1 (RM)	S2 (RM)	S3 (LM)	S4 (RC RM)	S5 (RM MF)	C1 (RM)	C2 (RM)	C3 (RM MF)	FC1 (TU)	FC2	RM1 (RM)	RM2 (RM)	URM
Basic Score	4.4	3.8	2.8	3.0	3.2	2.8	3.0	2.5	2.8	1.6	2.8	2.4	2.8	2.8	1.8
Mid Rise (4 to 7 stories)	N/A	N/A	+0.2	+0.4	N/A	+0.4	+0.4	+0.4	+0.4	+0.2	N/A	+0.2	+0.4	+0.4	0.0
High Rise (> 7 stories)	N/A	N/A	+0.8	+0.8	N/A	+0.8	+0.8	+0.8	+0.8	+0.3	N/A	+0.4	N/A	+0.6	N/A
Vertical Irregularity	-2.5	-2.0	-1.0	-1.5	N/A	-1.0	-1.0	-1.5	-1.0	-1.0	N/A	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0
Plan Irregularity	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
Pre-Code	0.0	-1.0	-1.0	-0.8	-0.6	-0.8	-0.2	-1.2	-1.0	-0.2	-0.8	-0.8	-1.0	-0.8	-0.2
Post-Benchmark	+2.4	+2.4	+1.4	+1.4	N/A	+1.6	N/A	+1.4	+2.4	N/A	+2.4	N/A	+2.8	+2.6	N/A
Soil Type C	0.0	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4
Soil Type D	0.0	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.4	-0.8	-0.8	-0.4	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8	-0.8
Soil Type E	0.0	-0.8	-1.2	-1.2	-1.0	-1.2	-0.8	-1.2	-0.8	-0.8	-0.4	-1.2	-0.4	-0.8	-0.8
FINAL SCORE, S															
COMMENTS															Detailed Evaluation Required
															YES NO

* = Estimated, subjective, or unreliable data
 DNI = Do Not Know
 BR = Braced frame
 FD = Flexible diaphragm
 LM = Light metal
 MRF = Moment-resisting frame
 RC = Reinforced concrete
 RD = Rigid diaphragm
 SW = Shear wall
 TU = Tie up
 URM MF = Unreinforced masonry infill

Figura 7. Ficha de recolección de datos acorde al PIVR
 Fuente: FEMA 154 (2002)

2.2.2.4. Datos por tomar en cuenta para interpretar el puntaje final usando el PIVR

“La puntuación final “S” estima la probabilidad de representar una servicialidad de la edificación o la vulnerabilidad que presenta ante un fenómeno sísmico. Esta probabilidad viene a ser calculada al realizar estimaciones del análisis de datos obtenidos. Para una puntuación S existe una probabilidad de 1 en 10S; así, por ejemplo, al tener una puntuación final S=3 se presenta una probabilidad de 1 en 1000, de colapso bajo una acción

sísmica. La probabilidad que se estima está en función de la puntuación que me muestra en la figura 8.” Choqueza Quispe & Molluni Balcona (2017)

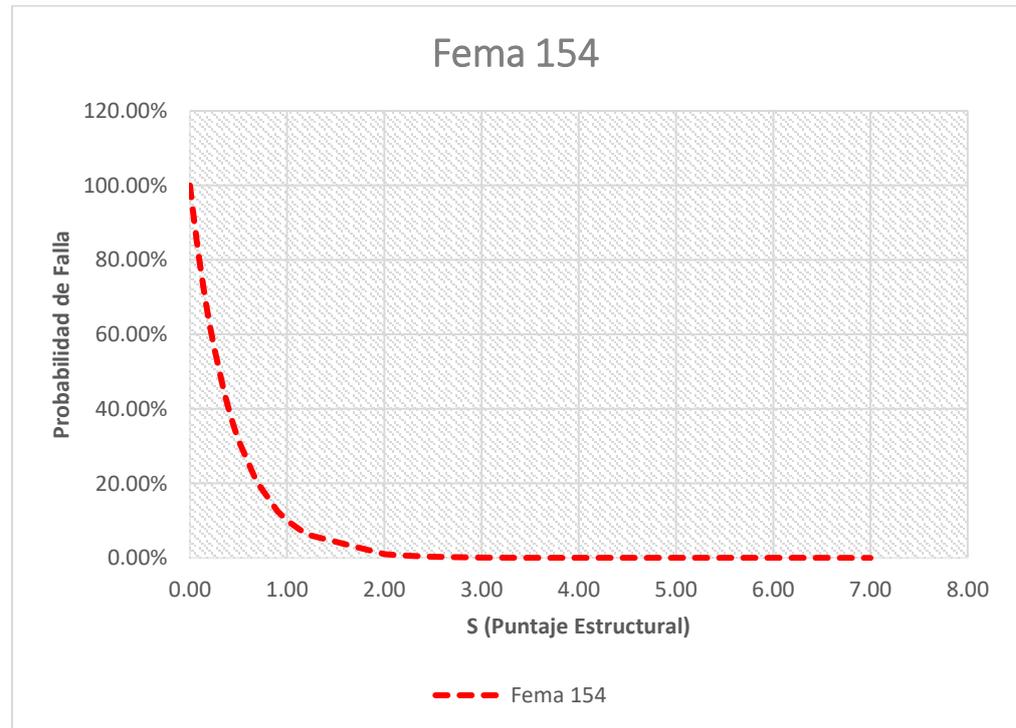


Figura 8. Representación de la probabilidad de falla que viene a ser estimada acorde al puntaje estructural.
Fuente: Elaboración propia.

2.2.2.5. Evaluación de la puntuación de corte “S0”

“El (S0) de puntuación de corte viene a representar un puntaje que divide a las edificaciones en dos categorías (1) edificaciones con un desempeño que está dentro de los límites y es aceptable, (2) edificaciones que llegan a requerir un análisis muy detallado para determinar su comportamiento ante un evento sísmico. Para emplear este tipo de puntuación se debe considerar los costos y los beneficios de la seguridad sísmica, para emplear el valor de “corte” adecuado.”

Tabla 1. Para evaluar la probabilidad de falla que es estimada en función al puntaje estructural

Probabilidad de colapso	S (puntaje estructural)	Equivalencia 10^S	Conversión
100.00%	0.00	1.00	1.00
94.41%	0.03	1.06	0.94
89.13%	0.05	1.12	0.89
87.10%	0.06	1.15	0.87
85.11%	0.07	1.17	0.85
83.18%	0.08	1.20	0.83
79.43%	0.10	1.26	0.79
70.79%	0.15	1.41	0.71
63.10%	0.20	1.58	0.63
56.23%	0.25	1.78	0.56
44.67%	0.35	2.24	0.45
39.81%	0.40	2.51	0.40
35.48%	0.45	2.82	0.35
31.62%	0.50	3.16	0.32
20.89%	0.68	4.79	0.21
19.95%	0.70	5.01	0.20
15.85%	0.80	6.31	0.16
12.59%	0.90	7.94	0.13
10.00%	1.00	10.00	0.10
7.94%	1.10	12.59	0.08
6.31%	1.20	15.85	0.06310
5.01%	1.30	19.95	0.05012
3.98%	1.40	25.12	0.03981
3.16%	1.50	31.62	0.03162
2.51%	1.60	39.81	0.02512
2.00%	1.70	50.12	0.01995
1.00%	2.00	100.00	0.01000
0.79%	2.10	128.89	0.00794
0.50%	2.30	199.53	0.00501
0.32%	2.50	316.23	0.00316
0.100%	3.00	10000.00	0.00100
0.050%	3.30	1995.26	0.00050
0.032%	3.50	3162.28	0.00032
0.020%	3.70	5011.87	0.00020
0.016%	3.80	6309.57	0.00016
0.010%	4.00	10000.00	0.00010
0.005%	4.30	19952.62	0.00005
0.003%	4.50	31622.78	0.00003
0.002%	4.70	5011.87	0.00002
0.002%	4.80	6309.57	0.00002
0.001%	4.90	79432.82	0.00001
0.001%	5.00	100000.00	0.00001
0.000%	5.50	31227.77	0.00000
0.000%	6.00	1000000.00	0.00000
0.000%	6.50	3162277.66	0.00000
0.000%	7.00	10000000.00	0.00000

Fuente: Elaboración Propia

Según la tabla 1, el valor del puntaje de corte S_0 es 2, indicando así una probabilidad de falla de un 1.00%

2.2.2.6. Usos que se les da a resultados del PIVR

El PIVR tienen como finalidad una identificación del potencial de peligrosidad sísmica, pero es necesario una evaluación adicional donde los resultados también son usados con más fines como:

- Reconocimiento del puntaje promedio de las edificaciones y las necesidades de rehabilitación sísmica de la comunidad.
- Realizar un diseño de programas para mitigar riesgos de la comunidad
- Desarrollar un inventario de edificios regionales para su uso en las evaluaciones de daños por terremoto y estimar pérdidas de impacto que puedan producirse.
- - Elaborar un plan para la evaluación de daños y de rehabilitación de estructuras antes del evento sísmico, y un plan de reconstrucción después del desastre.

2.2.3. Método AIS “Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica”

Según Carpeta (2014) “Es empleado para realizar una evaluación de la vulnerabilidad sísmica empleando un manual de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, AIS, considerando parámetros en función a los datos obtenidos en campo el cual requiere un conocimiento básico de la ingeniería sísmo resistente. El proceso de evaluación es realizado contemplando los tres niveles: vulnerabilidad baja, vulnerabilidad media y vulnerabilidad alta, de esta forma se determina el índice de vulnerabilidad de cada vivienda”.

2.2.3.1. Aspectos Geométricos

➤ Irregularidad en Planta de la Edificación

a) Evaluación de vulnerabilidad baja

De acuerdo con Carpeta (2014), “Presenta una configuración estructural regular y una geometría casi simétrica. Cuyo largo menor deberá tener 3 veces el ancho. No presenta entrada ni salida como lo que se visualiza en la figura N°9, visto tanto en altura como en planta”.



Figura 9. Representación de una edificación de la vulnerabilidad baja con una irregularidad en Planta

Fuente: “Manual de Construcción, evaluación y rehabilitación sismo resistente”, por AIS (1998)

b) Evaluación de vulnerabilidad media

“Al realizar esta evaluación se muestran irregularidades en una configuración de planta y altura, pero no son muy pronunciadas”.

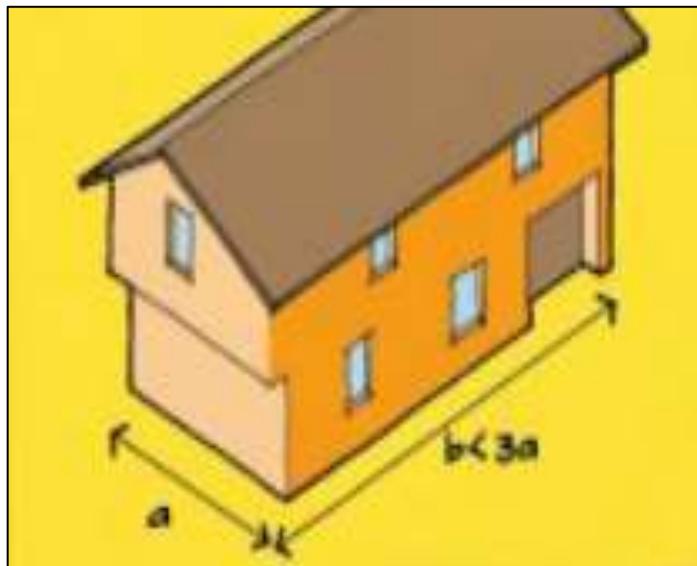


Figura 10. Representación de la vulnerabilidad media con presencia de irregularidad en planta

Fuente: “Manual de Construcción, evaluación y rehabilitación sismo resistente”, por AIS (1998)

c) Evaluación de vulnerabilidad alta

“Al tener este grado de vulnerabilidad se presenta un largo mayor a 3 veces el ancho, por lo que presenta una configuración irregular fácil de notar”.

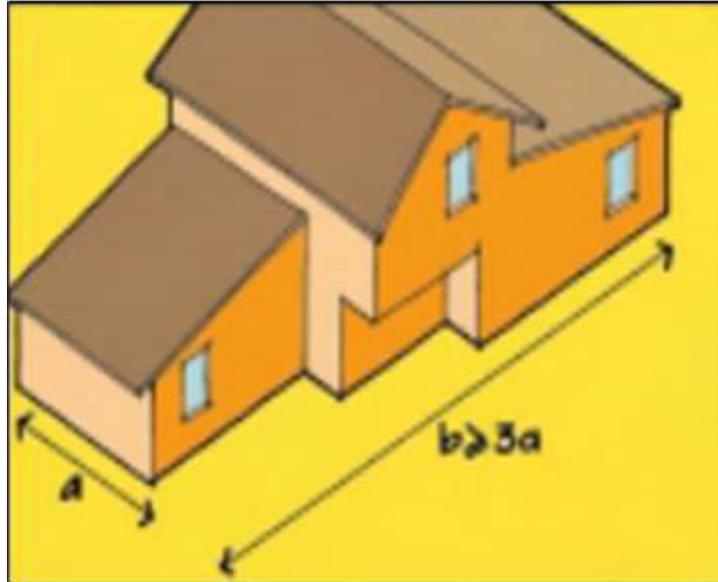


Figura 11. La edificación con vulnerabilidad alta el cual muestra una irregularidad en planta

Fuente: “Manual de Construcción, evaluación y rehabilitación sismo resistente”, por AIS (1998)

➤ **Cuantía de muertos en ambos ejes:**

a) Evaluación de vulnerabilidad sísmica baja

Según Carpeta (2014), “Al presentar este tipo de vulnerabilidad los muros de mampostería muestran una configuración de albañilería confinada en ambos ejes”

La longitud de los muros en ambas direcciones de análisis (X e Y) son calculados por la siguiente ecuación:

$$L_{min} = (M_o * A_p) / t$$

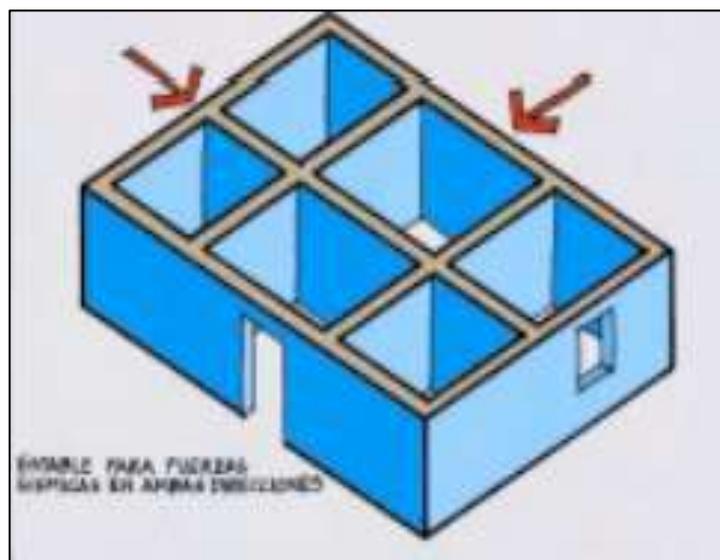


Figura 12. Muros con una vulnerabilidad baja al presentar muros en ambos ejes

Fuente: “Manual de Construcción, evaluación y rehabilitación sismo resistente”, por AIS (1998)

b) Evaluación de vulnerabilidad sísmica media

“Se dice que una edificación presenta una vulnerabilidad media cuando los muros portantes se encuentra direccionados en una sola dirección y una cantidad poco imperceptible en la otra dirección.”

Carpeta (2014)

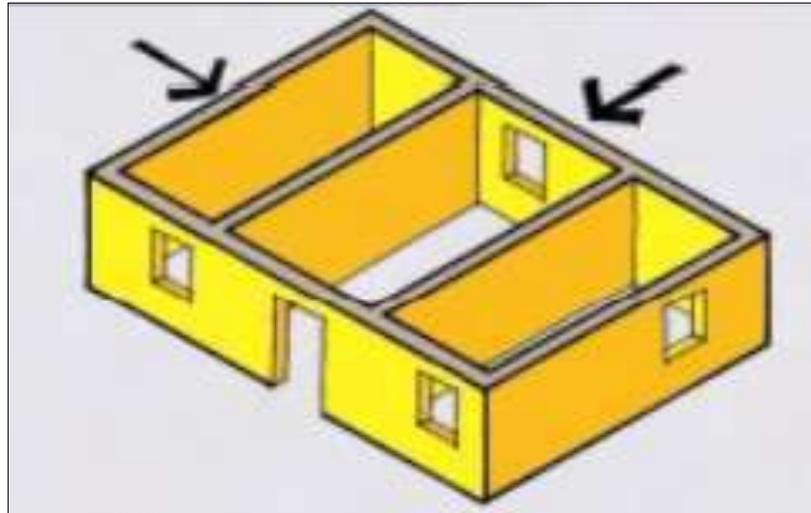


Figura 13. Evaluación de la vulnerabilidad media por presentar una cantidad de muros en ambas direcciones

Fuente: “Manual de Construcción, evaluación y rehabilitación sismo resistente”, por AIS (1998).

c) Evaluación de vulnerabilidad sísmica alta

Una vivienda se considera con vulnerabilidad alta en caso de que al menos un 60% de los muros portantes se encuentren en una sola dirección de análisis y hay una deficiencia de muros portantes.

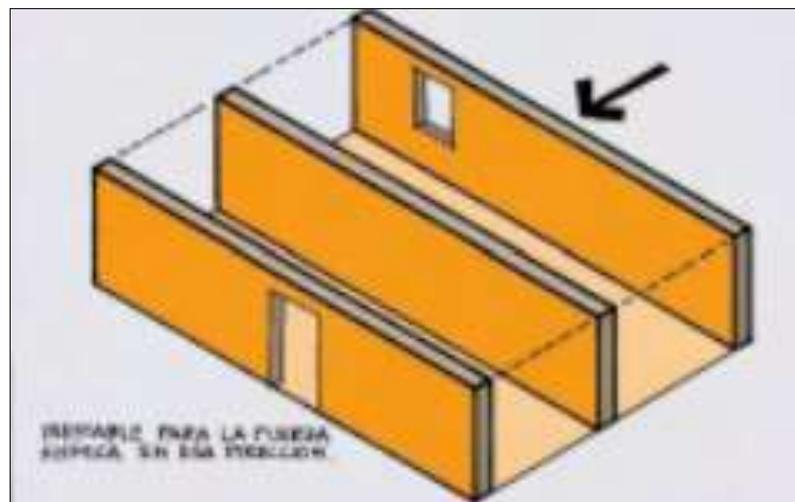


Figura 14. Evaluación de vulnerabilidad de una edificación con muros en un solo eje

Fuente: “Manual de Construcción, evaluación y rehabilitación sismo resistente”, por AIS (1998)

➤ **Análisis de la irregularidad en altura:**

a) Evaluación de vulnerabilidad baja

En este caso los muros portantes son continuos desde el primer nivel al último nivel. Carpeta (2014)

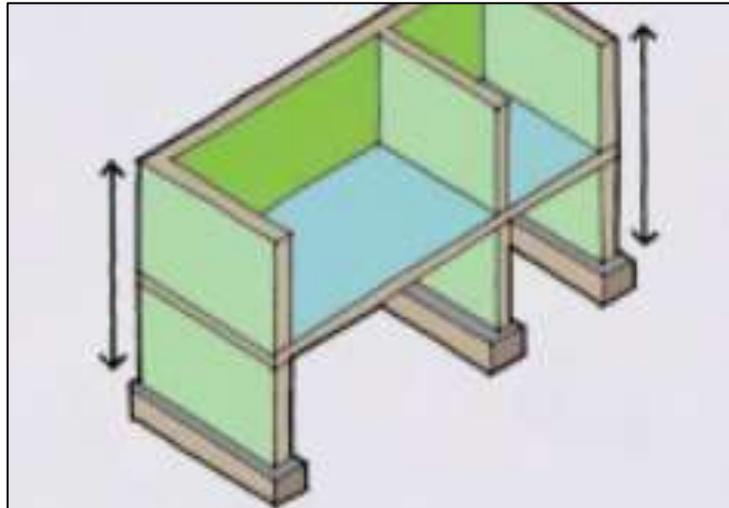


Figura 15. Edificación que muestra regularidad en los elementos en altura
Fuente: “Manual de Construcción, evaluación y rehabilitación sismo resistente”,
por AIS (1998)

b) Evaluación de vulnerabilidad media

“En este caso alguno de los elementos portante (muros) muestran discontinuidad por la distribución de ambientes.” Carpeta (2014)

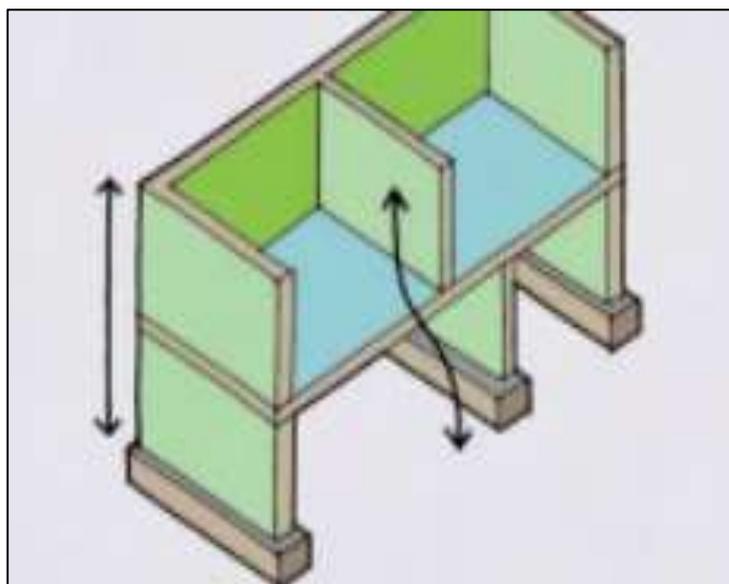


Figura 16. Edificación con presencia de discontinuidad de elementos en altura
Fuente: “Manual de Construcción, evaluación y rehabilitación sismo resistente”,
por AIS (1998)

c) Evaluación de vulnerabilidad alta

“En este tipo de edificaciones hay una baja continuidad de muros o nula por lo que presenta una alta irregularidad en elevación.” Carpeta (2014)

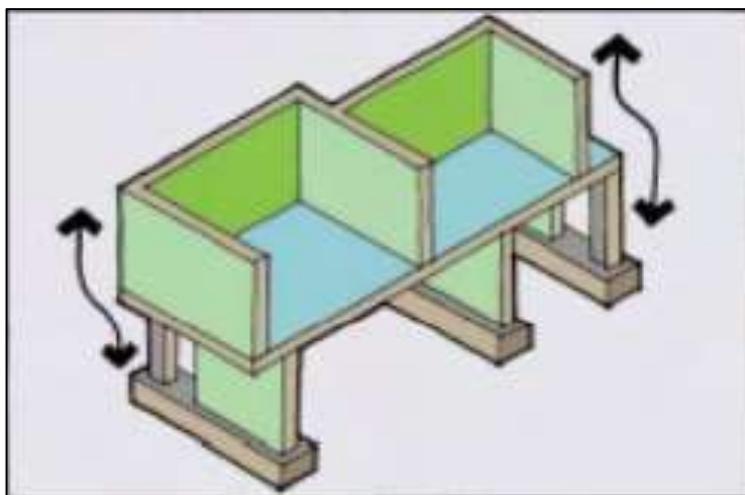


Figura 17. Edificación con distribuciones distintas por planta lo que genera claras irregularidades

Fuente: “Manual de Construcción, evaluación y rehabilitación sismo resistente”, por AIS (1998)

2.2.3.2. Aspectos constructivos

➤ Calidad de las juntas de pega en mortero

a) Vulnerabilidad Baja

“Se considerará con una vulnerabilidad baja cuando el espesor “e” del mortero empleado en las juntas se encuentran entre 0.7 y 1.4 cm, con una distribución uniforme. Manteniendo la verticalidad de las unidades de albañilería.” AIS (1998)

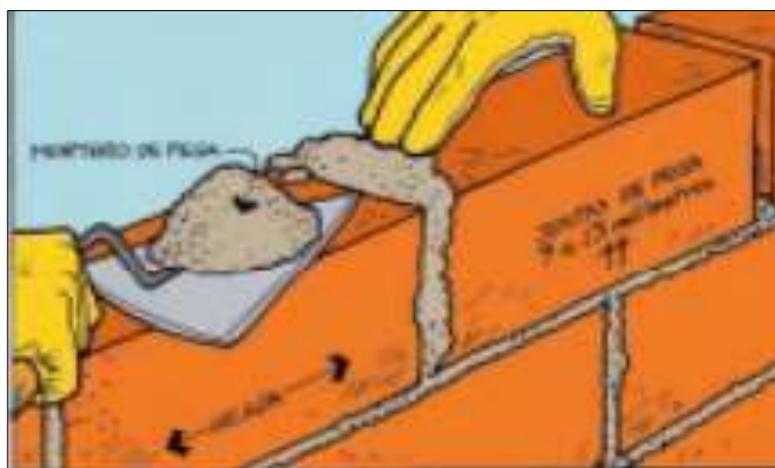


Figura 18. La calidad de las juntas juega un papel importante a la hora de determinar la vulnerabilidad sísmica que presenta

Fuente: “Manual de Construcción, evaluación y rehabilitación sismo resistente”, por AIS (1998)

b) Vulnerabilidad media

“Cuando las viviendas presenten una vulnerabilidad media en pues la calidad de las juntas de mortero en los elementos de albañilería, donde el espesor “e” de un gran porcentaje de las juntas viene a superar los 1.3cm y/o es inferior a 0.7cm, y no presenta juntas inferiores, además las juntas verticales muestran una mala calidad.” Carpeta (2014)

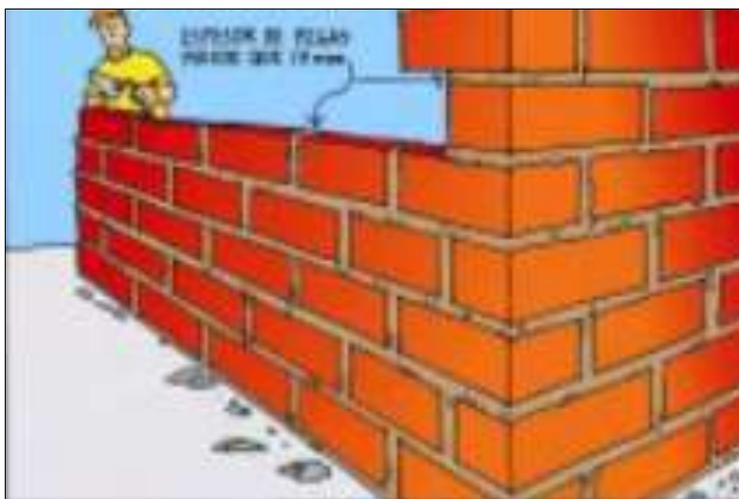


Figura 19. Muros de albañilería con vulnerabilidad de las juntas
Fuente: “Manual de Construcción, evaluación y rehabilitación sismo resistente”, por AIS (1998)

c) Vulnerabilidad alta

“En este caso los elementos de albañilería muestran juntas pobres y una distribución irregular de estas, además que la mezcla es precaria.” Carpeta (2014)

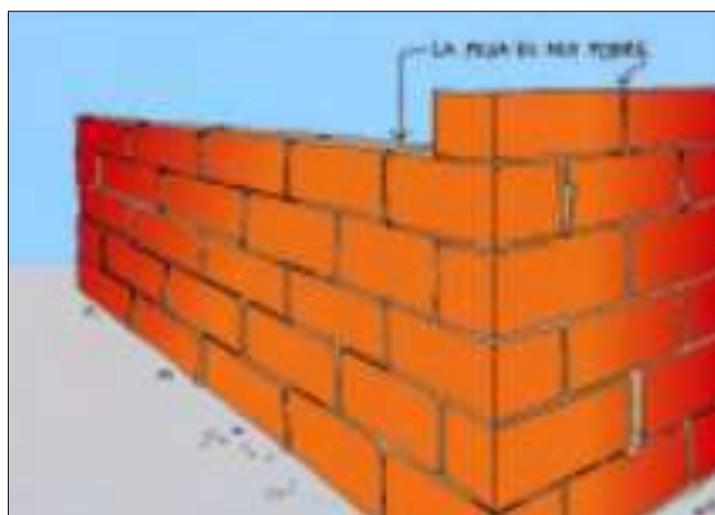


Figura 20. Desigualdad en las juntas
Fuente: “Manual de Construcción, evaluación y rehabilitación sismo resistente”, por AIS (1998)

➤ **Disposición de las unidades de mampostería:**

a) Vulnerabilidad baja

“En este caso los elementos de albañilería no presentan daños (fisuras, esquinas rotas, etc.); puesto que estas unidades de albañilería vienen a estar entramadas de forma correcta.” Carpeta (2014)

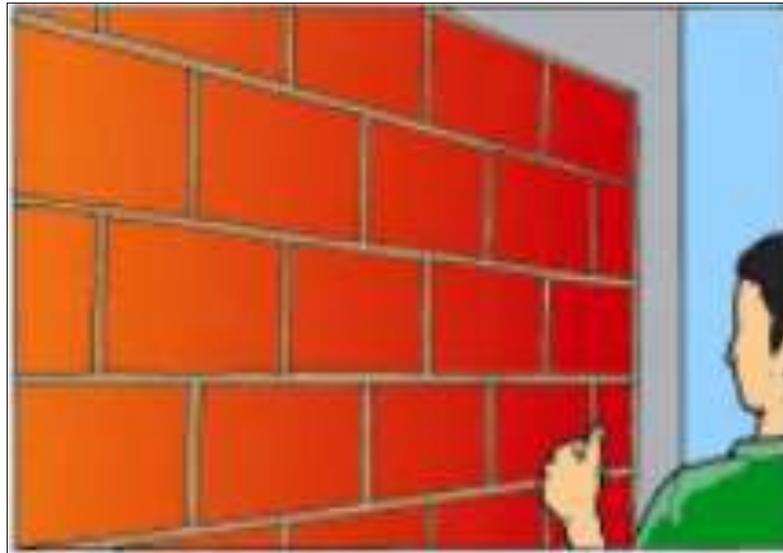


Figura 21. Unidades de mampostería con juntas de espesor adecuado
Fuente: “Manual de Construcción, evaluación y rehabilitación sismo resistente”, por AIS (1998)

b) Vulnerabilidad alta

“Las unidades de albañilería empleada son de baja calidad y presentan grietas en su composición, además no llegan a estar conectadas uniformemente.” Carpeta (2014)



Figura 22. Unidades de albañilería con una mala distribución, falta de conexión
Fuente: “Manual de Construcción, evaluación y rehabilitación sismo resistente”, por AIS (1998)

➤ **Calidad de los materiales empleados en construcción:**

a) Vulnerabilidad baja

“El uso de materiales de buena calidad en la construcción, muestra que en el momento de provocar ralladuras sobre la superficie con un clavo esta no llega a desmoronarse, mostrando así un concreto con un buen aspecto, se debe evitar una excesiva cantidad de estribos para que el concreto ingrese uniformemente, en caso de los ladrillos deben presentar una colorimetría adecuada para asegurar que no haya sufrido una cocción excesiva y esta debe ser capaz de soportar caídas sin desintegrarse.” Carpeta (2014)

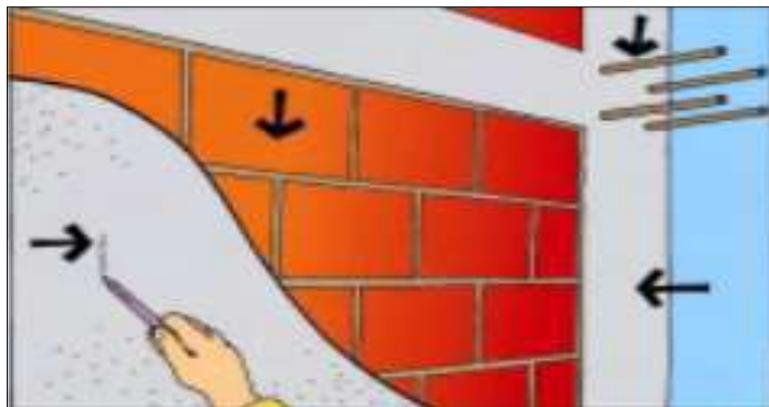


Figura 23. Los materiales empleados en la construcción deben de presenta una buena calidad

Fuente: “Manual de Construcción, evaluación y rehabilitación sismo resistente”, por AIS (1998)

b) Vulnerabilidad media

“En este caso algunos de los materiales empleados no presentan un buen estado lo que se representa en fisuras y desmoronamiento.” Carpeta (2014)

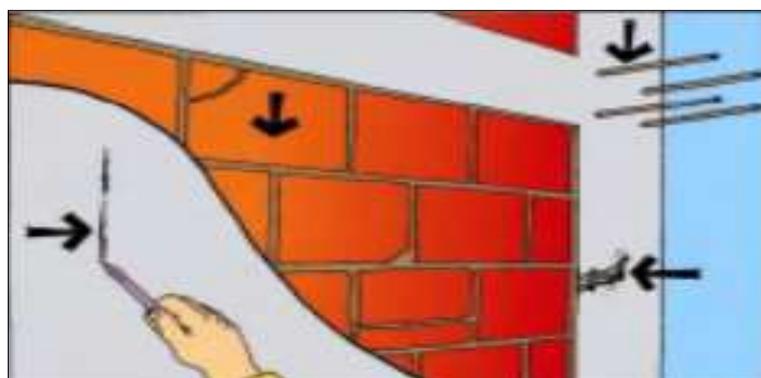


Figura 24. Los materiales empleados en la construcción deben de presenta una buena calidad

Fuente: “Manual de Construcción, evaluación y rehabilitación sismo resistente”, por AIS (1998)

c) Vulnerabilidad alta

“La mayoría de elementos construidos muestran un mal estado por emplear materiales defectuosos mostrando como fenómenos de desprendimiento.” Carpeta (2014)

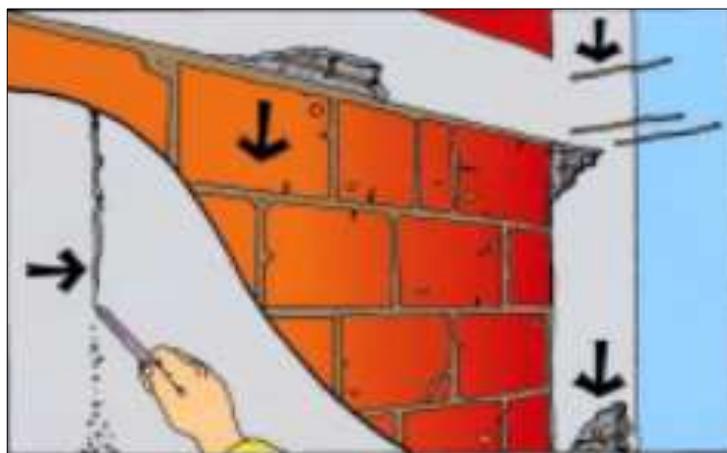


Figura 25. Se presenta una alta vulnerabilidad en casos en los que se empleen materiales inadecuados

Fuente: “Manual de Construcción, evaluación y rehabilitación sismo resistente”, por AIS (1998)

2.2.3.3 Aspectos estructurales

➤ Conceptualización de muros confinados con refuerzo:

a) Análisis de vulnerabilidad baja

“En este caso los muros de mampostería vienen a estar confinados por columnas y vigas (los elementos estructurales presentan un refuerzo longitudinal) en todos sus alrededores. Además, la distancia máxima que hay entre cada columna es razonable (4m).” AIS (1998)

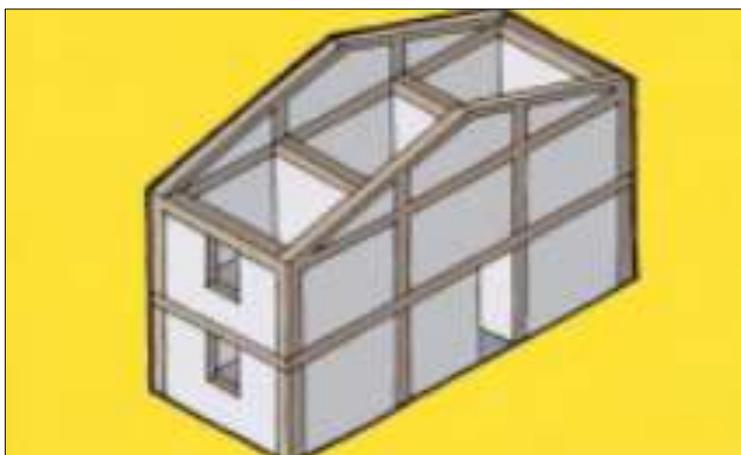


Figura 26. Refuerzo adecuado y confinamiento de los muros

Fuente: “Manual de Construcción, evaluación y rehabilitación sismo resistente”, por AIS (1998)

b) Análisis de vulnerabilidad media

“En este caso alguno de los muros confinados por elementos de concreto provocando una irregularidad y aumento de la vulnerabilidad”

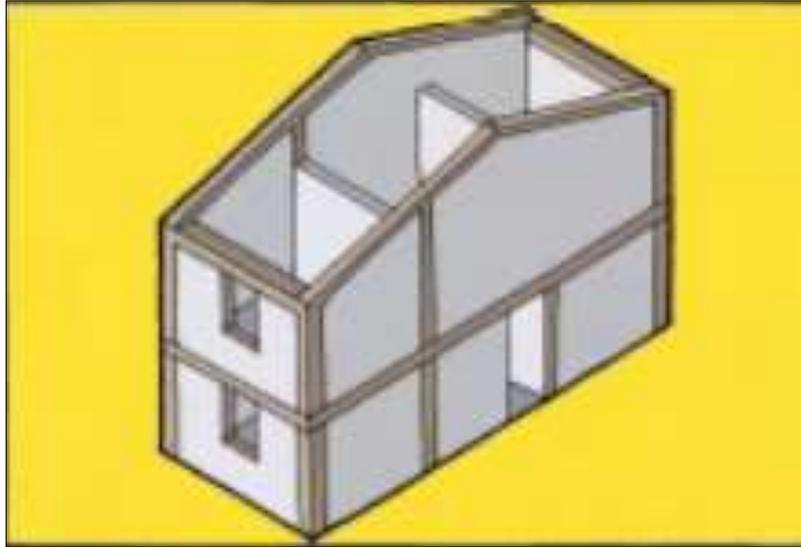


Figura 27. Vulnerabilidad media causada por una falta de elementos de confinamiento a los muros

Fuente: “Manual de Construcción, evaluación y rehabilitación sismo resistente”, por AIS (1998)

c) Análisis de vulnerabilidad alta

“Este tipo de estructura están consideradas con un alto nivel de vulnerabilidad a causa de que hay una clara falta de confinamiento a los muros de albañilería.” Carpeta (2014)

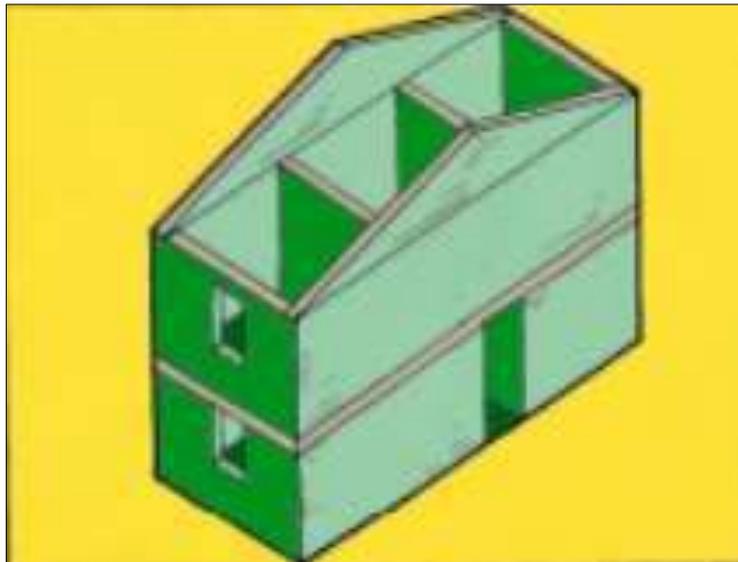


Figura 28. Edificación con una vulnerabilidad alta por falta de confinamiento a los muros

Fuente: “Manual de Construcción, evaluación y rehabilitación sismo resistente”, por AIS (1998)

➤ **Detalles de estructuras de confinamiento como columnas y vigas**

a) Estructura con vulnerabilidad baja

“Los elementos de confinamiento como: vigas, columnas, vigas de cimentación, etc. Deben de presentar dimensiones calculadas en función a las cargas, esfuerzos a los que está sometido.” AIS (1998, p.74)

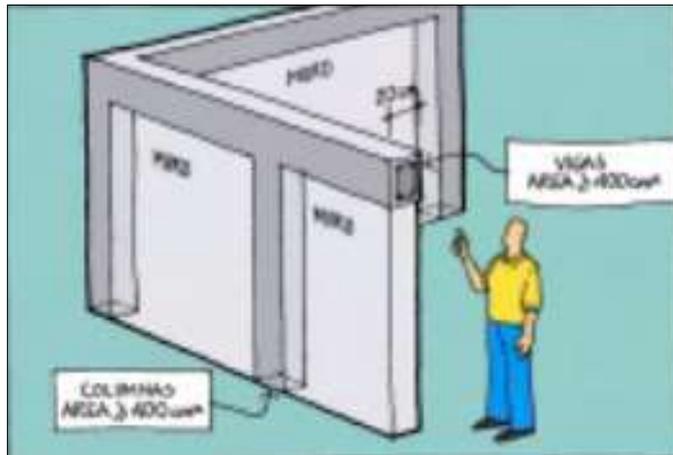


Figura 29. Vulnerabilidad baja de la estructura al contar con elementos de confinamiento adecuados

Fuente: “Manual de Construcción, evaluación y rehabilitación sismo resistente”, por AIS (1998)

b) Estructura con una vulnerabilidad media

“Se afirma que la estructura muestra una vulnerabilidad media cuando alguno de los elementos no cuenta con las dimensiones adecuadas o muestra una sobre dimensión, lo que causa fenómenos de columna débil y viga fuerte o un caso contrario.” Carpeta (2014)

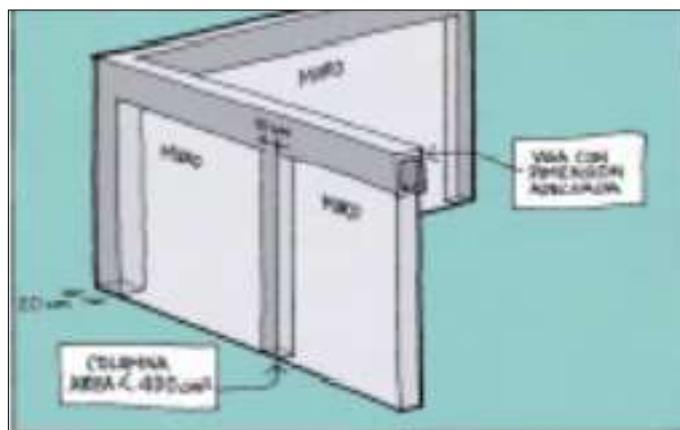


Figura 30. Estructura con vulnerabilidad media a causa de que los elementos de confinamiento no muestran las dimensiones adecuadas

Fuente: “Manual de Construcción, evaluación y rehabilitación sismo resistente”, por AIS (1998)

c) Estructura con una vulnerabilidad alta

“En este caso los elementos de confinamiento no son de las dimensiones adecuadas por lo que son un riesgo en la edificación al no llegar a transmitir las cargas de forma adecuada” Carpeta (2014)



Figura 31. Los elementos de confinamiento no son de las dimensiones adecuadas
Fuente: “Manual de Construcción, evaluación y rehabilitación sismo resistente”, por AIS (1998)

➤ **Vigas de amarre o corona empleados como elementos estructurales:**

a) Estructura con una vulnerabilidad baja

“En este caso todos los muros presentan vigas de amarre tanto en la fachada como en el resto de la estructura.” AIS (1998)

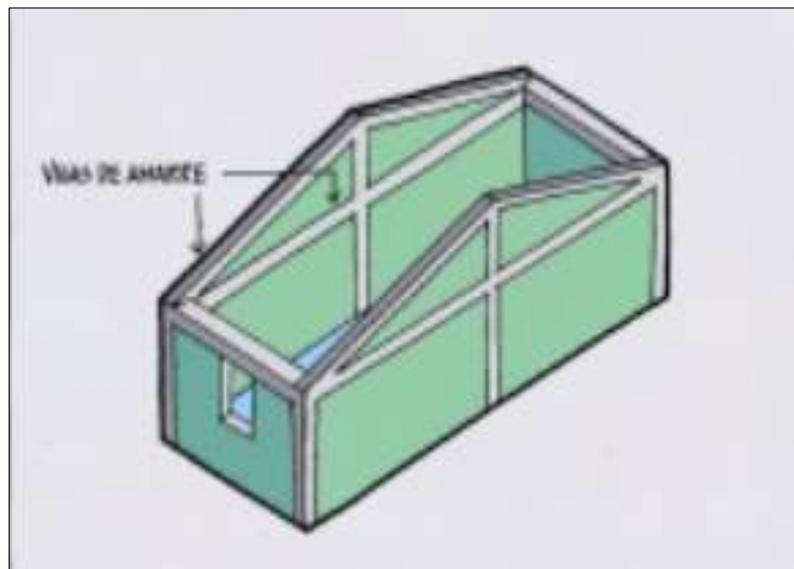


Figura 32. Al emplear corona y vigas de amarre se disminuye la vulnerabilidad del sistema

Fuente: “Manual de Construcción, evaluación y rehabilitación sismo resistente”, por AIS (1998)

b) Estructura con una vulnerabilidad media

“En este caso no todos los muros no llegan a estar confinados” Carpeta (2014)

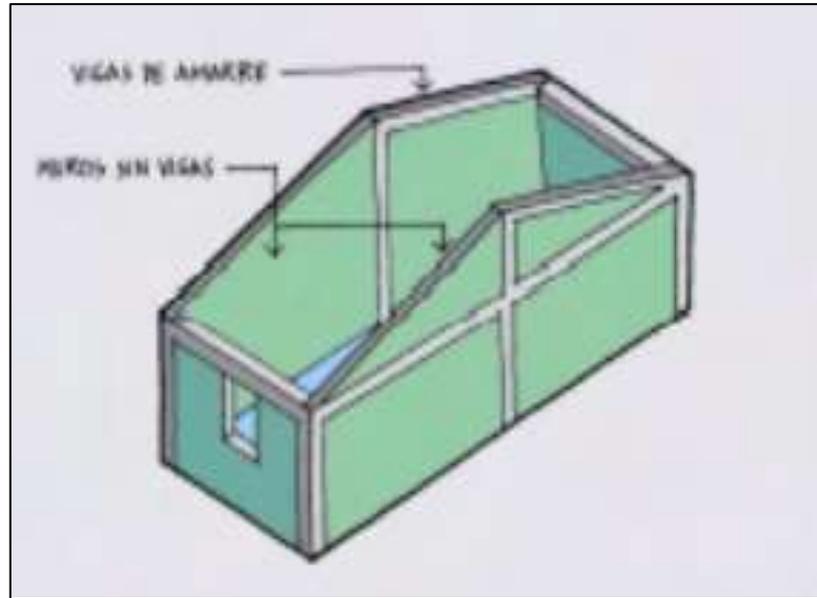


Figura 33. Vulnerabilidad media de una estructura por causa una insuficiente implementación de elementos de amare

Fuente: “Manual de Construcción, evaluación y rehabilitación sismo resistente”, por AIS (1998)

c) Estructura con una vulnerabilidad alta

“En este caso los muros de albañilería no llegan a estar confinados por columnas y vigas” AIS (1998)

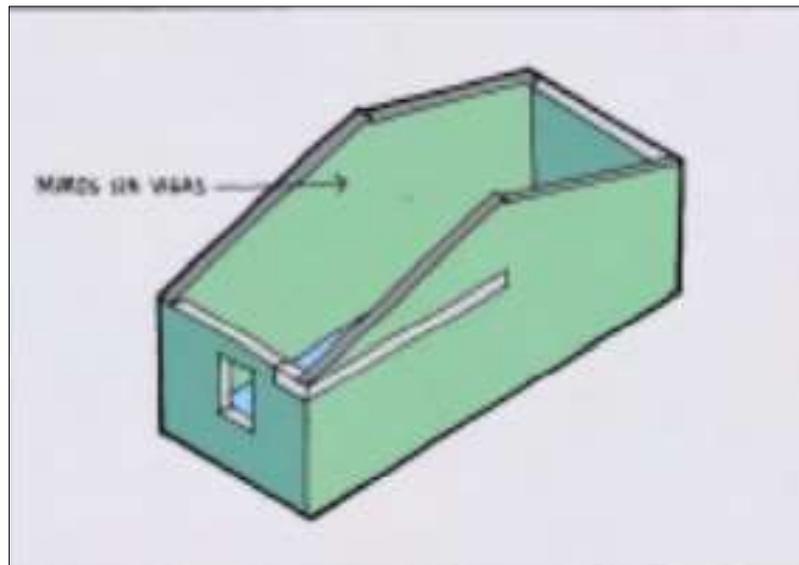


Figura 34. Falta de uso de los elementos de amare lo que general vulnerabilidad alta

Fuente: “Manual de Construcción, evaluación y rehabilitación sismo resistente”, por AIS (1998)

➤ **Análisis de las características de las aberturas:**

a) Estructura con una vulnerabilidad media

“Los vanos que se encuentran en el área total del muro no llegan a superar más del 35% correspondiente por lo que no debilita el muro” AIS (1998)

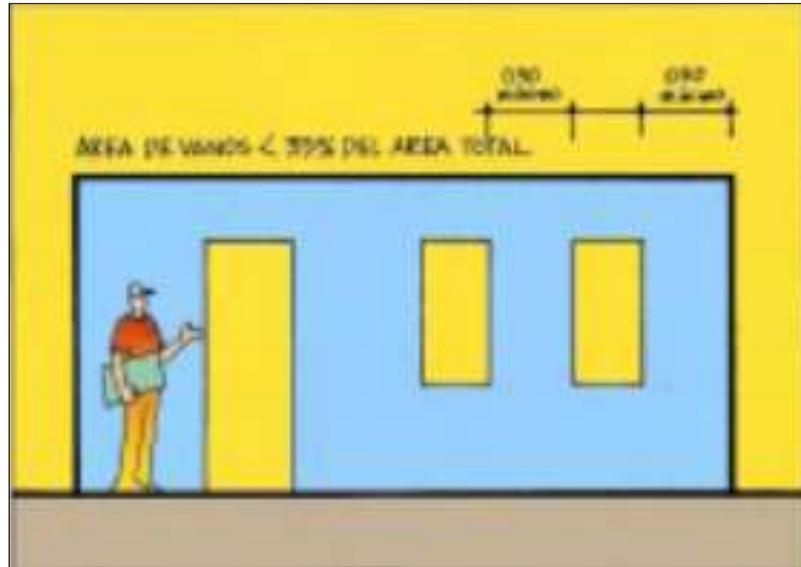


Figura 35. Los espacios entre las aberturas creadas son suficientes y no genera vulnerabilidad en la estructura

Fuente: “Manual de Construcción, evaluación y rehabilitación sismo resistente”, por AIS (1998)

b) Estructura con una vulnerabilidad media

“En este caso los vanos abarcan más del parámetro dejando así áreas más esbeltas volviéndolo más vulnerable ante el sismo” AIS (1998)

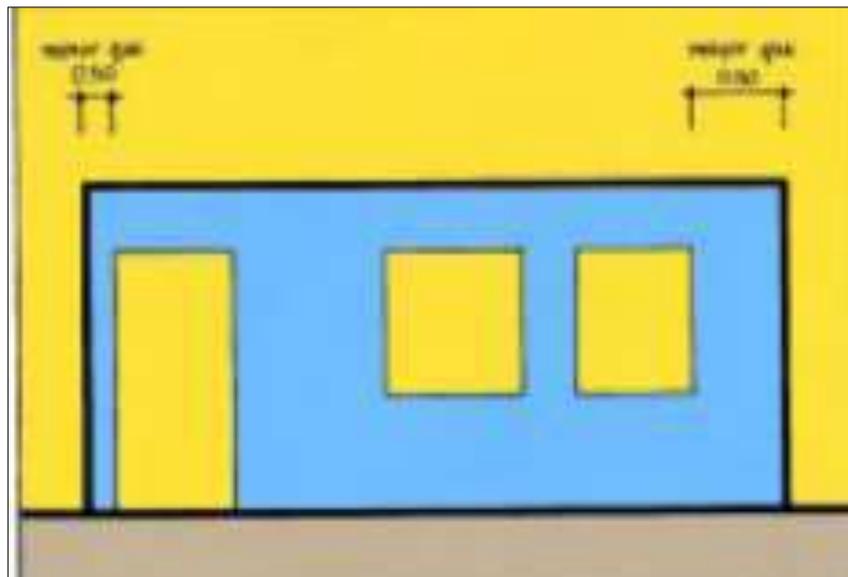


Figura 36. Los muros que quedan en contorno a los vanos son demasiado esbeltos
Fuente: “Manual de Construcción, evaluación y rehabilitación sismo resistente”, por AIS (1998)

c) Estructura con una vulnerabilidad media

“En este caso los vanos llegan a superar considerablemente el valor máximo permitido poniendo en alto riesgo de destrucción “AIS (1998)

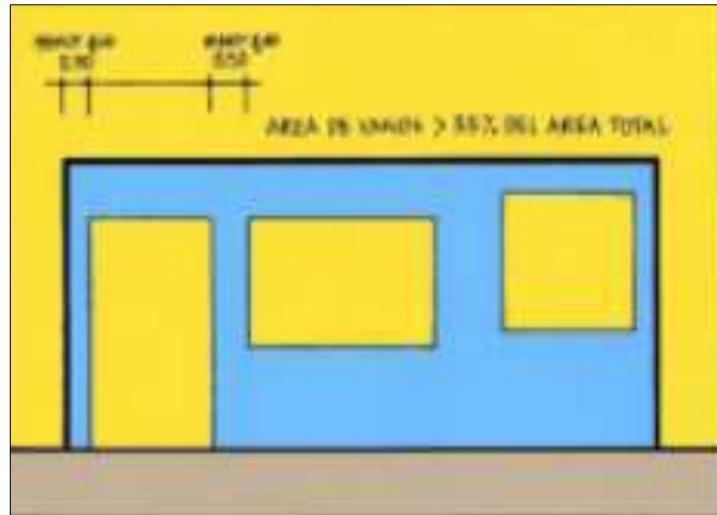


Figura 37. Los elementos como muros y elementos estructurales que están entre los vanos son insuficientes los que en un sismo leve puede llegar a un colapso total
Fuente: “Manual de Construcción, evaluación y rehabilitación sismo resistente”, por AIS (1998)

➤ **Fenómenos de vulnerabilidad en entrepiso:**

a) Estructura con una vulnerabilidad baja

“Para considerar una baja vulnerabilidad los muros presentan una continuidad en todos los niveles dándole una apariencia de elemento monolítico, además la placa de entre piso llega a ser continua, uniforme y monolítica.” Carpeta (2014)

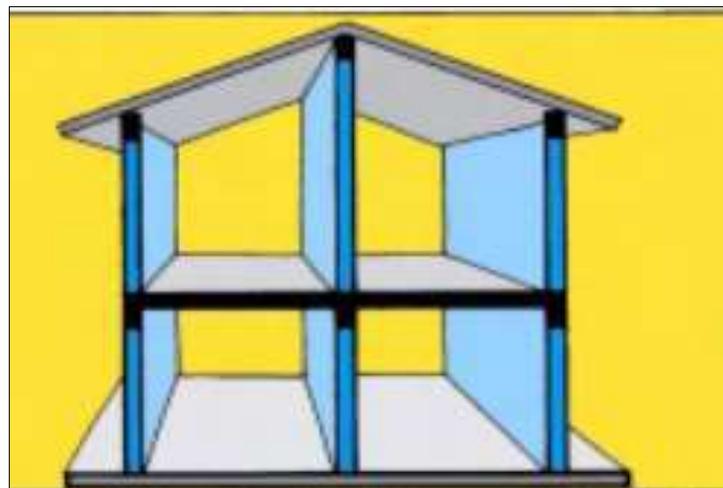


Figura 38. Vulnerabilidad baja de la edificación por una consistencia adecuada en la configuración de entrepiso
Fuente: “Manual de Construcción, evaluación y rehabilitación sismo resistente”, por AIS (1998)

b) Vulnerabilidad de nivel medio

“La estructura se clasificará de vulnerabilidad media cuando hay un corte en los muros presentándose así una diferencia de nivel y la losa no llega a ser uniforme” Carpeta (2014)

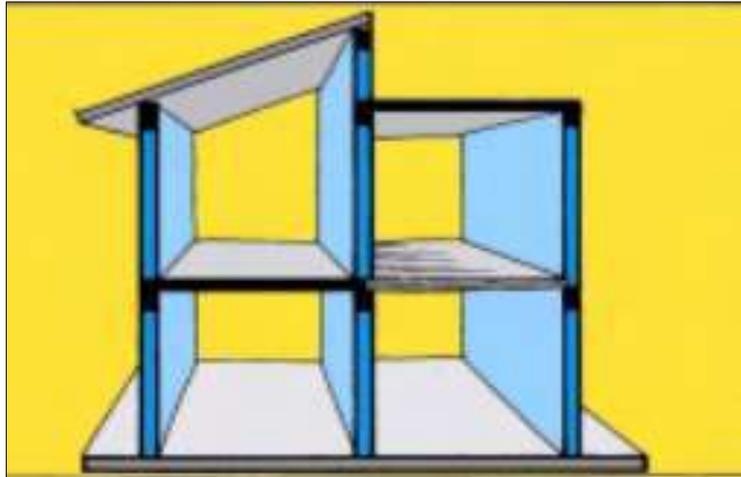


Figura 39. Estructura con una vulnerabilidad media por una interrupción en la configuración del edificio

Fuente: “Manual de Construcción, evaluación y rehabilitación sismo resistente”, por AIS (1998)

c) Vulnerabilidad de nivel alto

“Los muros y la losa no muestran una estructura monolítica más por lo contrario presenta una discontinuidad en la estructura por lo que no cumplen con los parámetros de amarre y continuidad deseado”. Carpeta (2014)

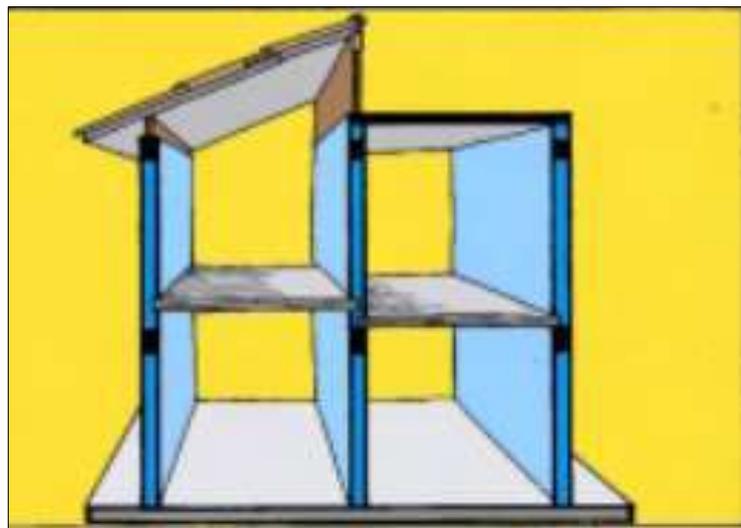


Figura 40. Vulnerabilidad alta de la edificación por un desnivel en los entrepisos

Fuente: “Manual de Construcción, evaluación y rehabilitación sismo resistente”, por AIS (1998)

➤ **Vulnerabilidad generada por un amarre de cubiertas:**

- **Vulnerabilidad baja**

“En este caso se evidencian presencia de pernos y alambres en los que se emplean conexiones para lograr una apariencia semejante a la de los muros, el distanciamiento entre las vigas no es de gran consideración”.
Carpeta (2014)

- **Vulnerabilidad media**

“En este caso algunas de las consideraciones anteriormente mencionadas vienen a cumplirse” Carpeta (2014)

- **Vulnerabilidad alta**

“Los datos mencionados anteriormente no vienen a cumplir los requisitos deseados” Carpeta (2014)

2.2.3.3. Análisis de la cimentación

a) Vulnerabilidad baja

“En este caso la cimentación empleada en la edificación emplea vigas de cimentación brindando una mayor estabilidad.” Carpeta (2014)

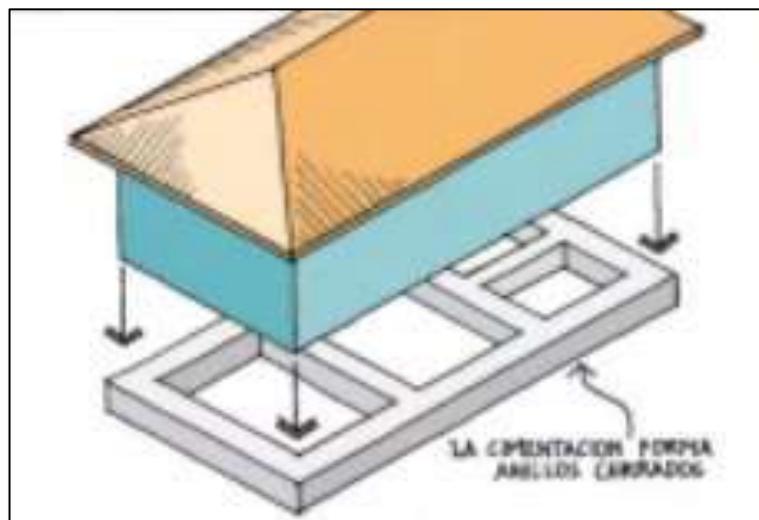


Figura 41. Vulnerabilidad baja – Cimentación

Fuente: “Manual de Construcción, evaluación y rehabilitación sismo resistente”, por AIS (1998)

b) Vulnerabilidad media

“En este caso la cimentación presenta una cimentación completamente formada por vigas de cimentación y hay riesgo de asentamiento”
Carpeta (2014)

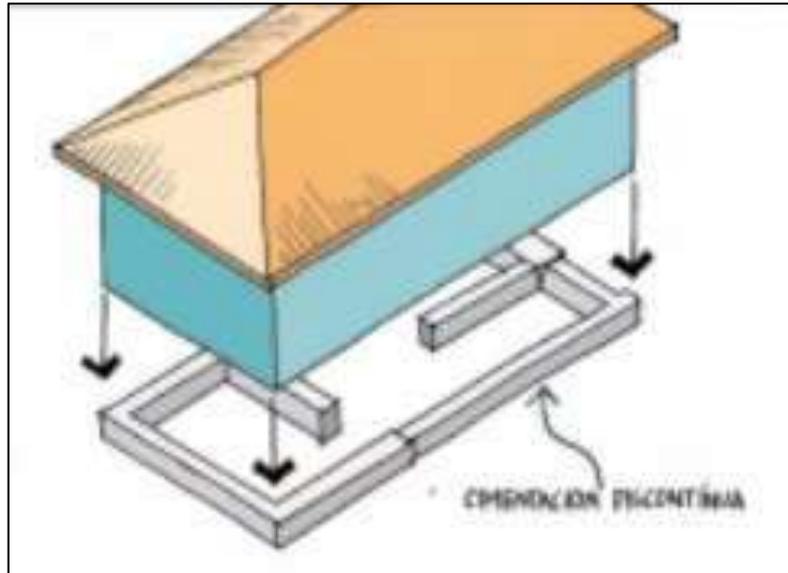


Figura 42. Vulnerabilidad media – Cimentación

Fuente: “Manual de Construcción, evaluación y rehabilitación sismo resistente”, por AIS (1998)

c) Vulnerabilidad alta

“La cimentación no cuenta con una cimentación adecuada al no contar con una base estable” Carpeta (2014)



Figura 43. Vulnerabilidad alta – Cimentación

Fuente: “Manual de Construcción, evaluación y rehabilitación sismo resistente”, por AIS (1998)

2.2.3.4. Suelos

a) Vulnerabilidad baja

“Presenta un tipo de suelo duro” Carpeta (2014)

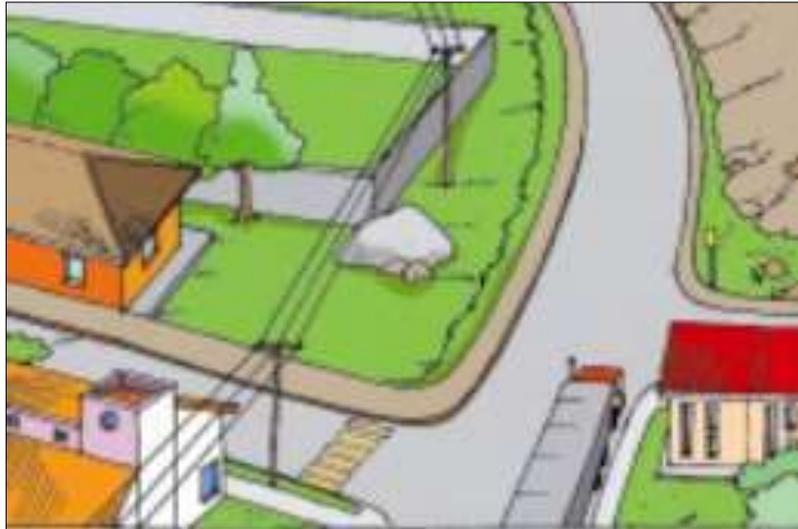


Figura 44. La edificación que se ubica en una zona donde el suelo es de tipo duro
Fuente: “Manual de Construcción, evaluación y rehabilitación sismo resistente”, por AIS (1998)

b) Vulnerabilidad media

“Presenta un suelo de mediana resistencia” Carpeta (2014)



Figura 45. Las edificaciones que se ubican en lugares donde el suelo presenta una baja resistencia ese presentara una vulnerabilidad media
Fuente: “Manual de Construcción, evaluación y rehabilitación sismo resistente”, por AIS (1998)

c) Vulnerabilidad alta

“La edificación se encuentra construida en una zona con presencia de suelo blando y arena suelta por lo que la base no es estable.” Carpeta (2014)

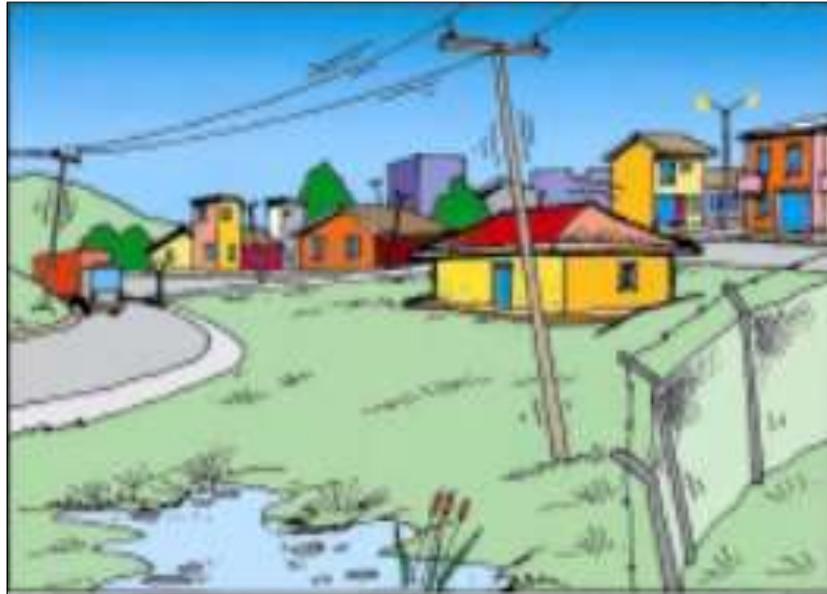


Figura 46. Las edificaciones que se encuentren fundidas en zonas donde el suelo sea arcilloso o no tenga una buena capacidad portante se tendrá una alta vulnerabilidad
 Fuente: “Manual de Construcción, evaluación y rehabilitación sismo resistente”, por AIS (1998)

2.2.3.5. Vulnerabilidad en función al entorno

a) Vulnerabilidad de nivel baja

“El nivel de terreno muestra una topografía plana con leves inclinaciones por lo que no presenta riesgo de arrastre de material por laderas.” Carpeta (2014)

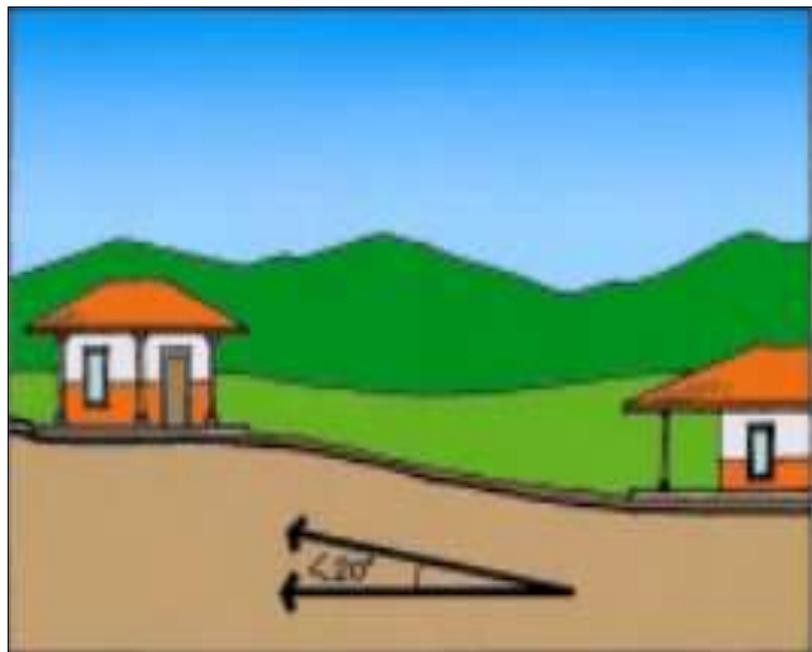


Figura 47. Las edificaciones que estén construidas en lugares con poca pendiente presentan una menor vulnerabilidad
 Fuente: “Manual de Construcción, evaluación y rehabilitación sismo resistente”, por AIS (1998)

b) Vulnerabilidad media

“En este caso la topografía sobre la que se encuentra muestra un Angulo mayor a 20° a 30° de inclinación horizontal” Carpeta (2014)

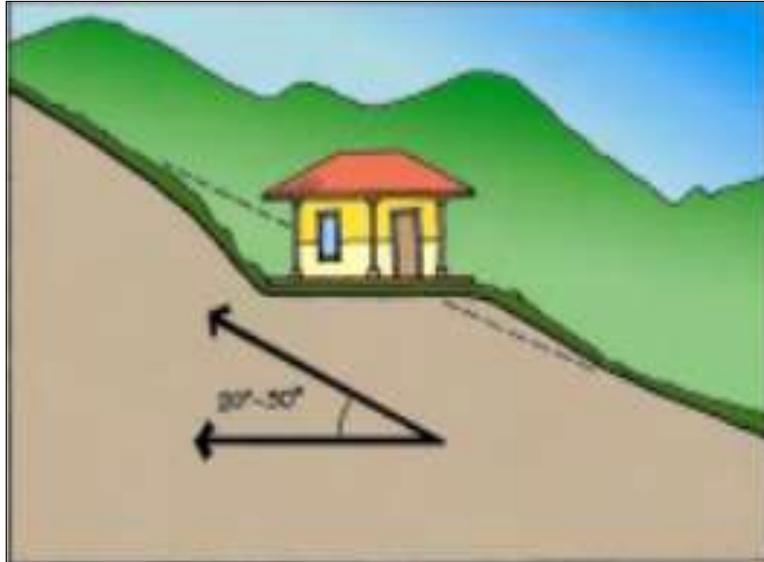


Figura 48. En caso el lugar de desplante presente una pendiente intermedia de terreno se mostrará una vulnerabilidad media

Fuente: “Manual de Construcción, evaluación y rehabilitación sismo resistente”, por AIS (1998)

c) Vulnerabilidad alta

“La edificación se encuentra localizada en un terreno con una mayor de 30° de inclinación en función a la horizontal.” Carpeta (2014)

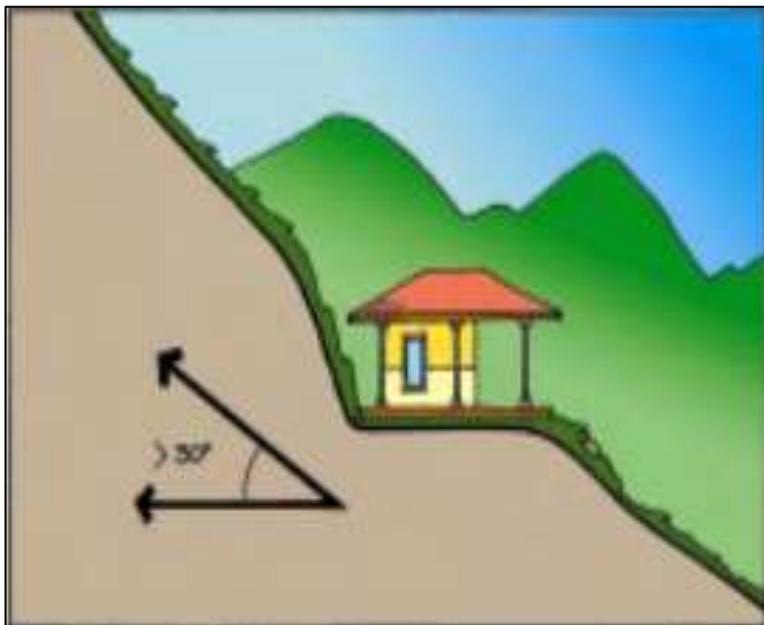


Figura 49. En caso de construirse en lugares con un alta pendiente la vulnerabilidad ante sismos es alta

Fuente: “Manual de Construcción, evaluación y rehabilitación sismo resistente”, por AIS (1998)

2.2.4. Método de análisis de la demanda de resistencia

Este método analítico se emplea para realizar un análisis de la demanda sísmica que tienen una estructura y la oposición que esta presenta, para aplicar este método se emplea la metodología continuamente descrita

“Es necesario realizar un análisis del comportamiento estructural teniendo como base la Norma E-030. Tomando en cuenta los esfuerzos a los que está sometido la estructura ante un evento sísmico” MINSa (1997)

“De otro lado la estructura es evaluada empleando criterios de falla en función al tipo de estructura, la calidad de materiales y las secciones de vigas, columnas y placas presentes en la estructura. Estas consideraciones son tomadas en cuenta para realizar un cálculo adecuado de la edificación”. MINSa (1997)

Con el objeto de verificar la real resistencia real de los elementos de concreto se realiza un ensayo de esclerometría. Luego de esto se llega a generar modelos numéricos para realizar un análisis de la estructura empleando el software ETABS. De esta forma se verifica si la respuesta sísmica que tiene. MINSa (1997)

2.2.4.1. Determinación de Desplazamientos Laterales

“En caso que la edificación muestre una configuración de regularidad se calculará multiplicando por 0,75R el resultado obtenido del análisis lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas ya reducidas. Cuando la edificación estructural presente irregularidades laterales se calcularán multiplicando por 0,85R” RNE-E030 (2018)

Tabla 2. Parámetros de desplazamiento admisibles según el tipo de estructura

LÍMITE DE DISTORSIÓN DE ENTREPISO	
Material Empleado en la construcción de elementos portantes	(Δ_i / h_e)
Estructuras de Concreto Armado	(0.007)
Elementos de acero	(0.010)
Estructuras de albañilería	(0.005)
Estructuras con elementos de madera	(0.010)

Fuente: Norma E.030 RNE, 2018

De esta forma se presenta un rango de vulnerabilidad en caso de desplazamientos laterales.

A: ($\leq 0.005\text{mm}$), vulnerabilidad baja

B: ($0.005\text{mm} - 0.00625\text{mm}$), vulnerabilidad media

C: ($\geq 0.00625\text{mm}$), vulnerabilidad alta

Según el RNE, E-060 (2009) “Se debe garantizar que los elementos estructurales de confinamiento (columnas y vigas) muestren una resistencia a compresión superior o igual a (175kg/cm^2)”

A: ($\geq f'c=210\text{kg/cm}^2$), vulnerabilidad baja

B: ($175\text{kg/cm}^2 - 210\text{kg/cm}^2$), vulnerabilidad media

C: ($\leq 175\text{kg/cm}^2$), vulnerabilidad alta

2.2.4.2. Teoría elástica en donde se realiza un diseño elástico o por un método cargas de servicio).

Para Niño (2001): “Las conexiones entre los elementos que soportan carga están basados en la ley de Hooke cuya fórmula es: $\epsilon \times E = \sigma$ donde los esfuerzos (σ) están en relación con la deformación (ϵ). En caso un material llega a sobrepasar su rango elástico este puede llegar a fallar, de esta forma se debe priorizar que los elementos permanezcan en un rango elástico el proceso de diseño para evitar grietas y la resistencia a fuerzas de tracción del concreto llega a ser despreciable.”

2.2.4.3. Teoría plástica en donde se empleó un diseño a la rotura o por un método de resistencia última)

Según Jairo René (2001) “La teoría plástica se presenta en casos donde se someta a cargas un elemento provocando diversas alteraciones. Estas alteraciones no muestran una relación con las cargas y al emplear la ley de Hooke no muestra resultados confiables. Cabe precisar que el concreto no soporta cargas de tensión.”

2.2.4.4. Ensayos realizados al concreto en su estado endurecido.

“Los ensayos realizados en el concreto endurecido para verificar la calidad final cumpliendo con los límites estándares de calidad indicados en la norma, así como de las propiedades físicas. Estos análisis son realizados en un laboratorio para cumplir con los métodos correspondientes y dar una correcta manipulación a la muestra.”

2.2.4.5. Ensayos de nivel no destructivos realizado en el concreto endurecido.

“Al realizar este tipo de ensayos de nivel no destructivo para realizar un análisis físico y químico se realiza sin la necesidad de dañar algún elemento llegan a ser más económicos al tener una muestra reutilizable. Uno de los ensayos más empleados es el martillo de rebote.”

2.2.4.6. Ensayo de prueba del martillo o por esclerometría

“En este ensayo se evalúa el $f'c$ del concreto por una relación del número de rebotes teniendo en cuenta la composición física y química del elemento en contacto pues el estado de aspereza y fluidez llegan a influir en los resultados obtenidos. En este caso realizar un análisis de rigidez y la dureza del hormigón, se vienen a descartar si el hormigón empleado presenta una resistencia uniforme”

Paso 1°: “Identificar los elementos estructurales que ofrecen resistencia en ambas direcciones, seguido a esto se miden las secciones transversales (vigas y columnas), altura y espesor de los muros portantes, esto con el objeto de realizar un levantamiento de información para elaborar los planos.” MINSa (1997)

Paso 2°: “Realizar el ensayo de esclerometría de los elementos estructurales que se encuentran en el plano.” MINSa (1997)

Paso 3°: “Realizar un análisis dinámico estructural de los parámetros sísmicos con la norma E030-2018.” MINSa (1997)

Paso 4°: “Para este análisis se emplea los principios de falla esquematizada que muestra las cualidades de los materiales medidos en las secciones de vigas, placas y columnas de la estructura. Logrando así identificar la resistencia real de los elementos estructurales que serán empleados para un análisis de vulnerabilidad.” MINSa (1997)

2.3. Marco conceptual

- a) **Albañilería confinada:** “Sistema de muros de mampostería confinados perimetralmente por elementos de concreto reforzado con el mismo ancho del muro.” Campiño (2018).

“La principal característica es que su sistema estructural está formado por muros como elementos primarios, los que deben soportar tanto las acciones de tipo gravitacional permanente como la acción de los sismos. Siendo esta última la que controla el diseño de los muros”. Astroza & Schmidt (2004)

- b) Columna corta:** “Las columnas cortas son elementos que causan mayor daño al edificio, debido a su baja capacidad de absorción de energía mediante los desplazamientos que experimentan bajo cargas sísmicas”. Aguiar (2010)

- c) Configuración estructural:** “Es tener una idea de modelo estructural, que nos permite comprender y sentir a través de método formativos el comportamiento de una estructura y los tipos de deformación que la gobiernan”. San Bartolomé (1998)

- d) Daño estructural:** “Daño producido por un efecto de degradación y destrucción producido por un fenómeno peligroso. Se relacionan de forma general a la deformación irregular en los elementos estructurales causando daño en las estructuras.” Bonett (2003)

- e) Distorsión de entrepiso:** “Se entiende por distorsión o derivas de entrepiso al cociente entre la diferencia del desplazamiento lateral de dos niveles consecutivos la estructura en función a la altura y masa de entrepiso.” SINAPRED (2005)

- f) Falla estructural:** “La falla estructural es un proceso que acontece con el transcurrir del tiempo que una estructura permanece expuesta a un determinado medio ambiente, variable en el tiempo, cumpliendo con las funciones para la que fue proyectada y construida.” Turner (1997)

- g) Irregularidad en altura:** Las irregularidades en elevación, debe evitarse en la medida que sea posible, subdividiendo al edificio en bloques. SENCICO (2005)

- h) Irregularidad en planta:** El fenómeno de irregularidad en planta que presentan las edificaciones vienen a ser un factor importante para tomar en cuenta para el

cálculo del espectro y en consecuencia la vulnerabilidad sísmica. SENCICO (2005)

- i) **Muro no portante:** Se dice de aquellos muros que son empleados como división de áreas que solo soportan su propia carga. Como: los parapetos y los cercos.

- j) **Patología estructural:** “La patología en el área de estructura llega a estudiar la manifestación de una falla y ocurrencia de los daños estructurales.” Cruz & Pérez, (2017)

- k) **Pórticos de concreto armado:** “Este tipo de sistema está conformado exclusivamente por columnas y vigas hasta la cimentación, vienen a ser flexibles ante acciones de fuerza de inercia horizontal generada por movimientos sísmicos, con un buen diseño logran obtener gran ductilidad”. Quispe (2017)

- l) **Riesgo sísmico:** “Se dice del grado de pérdida que se espera llegar a sufrir en una estructura en el periodo o tiempo que permanece expuesta ante una acción sísmica.” Bonett (2003)

- m) **Tabique:** “La tabiquería es un elemento no portante de carga vertical, empleado para la subdivisión de ambientes o como cierre perimetral”. Norma Técnica E-070. Albañilería (2006)

- n) **Vulnerabilidad sísmica:** “Parámetro que nos indica lo propensa que es una construcción a sufrir daños por efecto de un sismo. Se mide por el daño que puede causar un sismo a una construcción”. (Blanco, 2011, p. 83)
“La vulnerabilidad sísmica de una estructura, grupo de estructuras o de una zona urbana completa, se define como: su predisposición intrínseca a sufrir daño ante la ocurrencia de un movimiento sísmico y está asociada directamente con sus características física y estructurales de diseño” (Bonett, 2003, p. 9).

CAPÍTULO III

HIPÓTESIS

3.1. Hipótesis

3.1.1. Hipótesis general

La I.E. N° 40092 – José Domingo Zuzunaga Obando del distrito de Uchumayo presenta un nivel de vulnerabilidad sísmica alto y la propuesta de reforzamiento estructural en base a aleros de ensanche de concreto armado y encamisado de columnas mejora el comportamiento estructural, considerándose una edificación sismorresistente.

3.1.2. Hipótesis específicas

- a) Aplicando el método FEMA 154, los Pabellones ubicados en la I.E N° 40092 – José Domingo Zuzunaga Obando, presentan un grado de vulnerabilidad alta.
- b) Efectuando el método del Manual de la AIS, los pabellones ubicados en la I.E N.º 40092 – José Domingo Zuzunaga Obando, presentan un valor de vulnerabilidad media.
- c) Desarrollando el método de demanda-resistencia, los pabellones ubicados en la I.E N° 40092 – José Domingo Zuzunaga Obando, presentan un nivel de vulnerabilidad alta.
- d) El reforzamiento estructural propuesto, reduce la vulnerabilidad sísmica de los pabellones en la I.E. N° 40092 – José Domingo Zuzunaga Obando.

3.2. Variables

3.2.1. Definición conceptual de las variables

a) Variable (1)

Vulnerabilidad sísmica

La vulnerabilidad sísmica es un valor que permite clasificar a las estructuras en función a su calidad de soportar eventos sísmicos sin sufrir daños notables en los elementos estructurales, clasificándolo dentro de un rango de vulnerabilidad ante la acción de un terremoto. Mena (2002)

3.2.2. Definición operacional de la variable

a) Variable (1)

Vulnerabilidad sísmica

El proceso de operacionalización de variables busca los componentes o elementos que constituyen las variables, se precisen con dimensiones e indicadores mediante la definición conceptual.

En la presente investigación se tiene como variable “**Vulnerabilidad sísmica**”, por lo que se operacionalizó con los métodos de Fema 154, AIS y Demanda-Resistencia.

3.2.3. Operacionalización de variables

Ver la tabla 3, de operacionalización de variables.

Tabla 3. Operacionalización de variables.

VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADOR	UNIDAD	ESCALA DE MEDICIÓN
Variable 1: Vulnerabilidad Sísmica	"La vulnerabilidad sísmica es un valor que permite clasificar a las estructuras en función a su calidad de soportar eventos sísmicos sin sufrir daños notables en los elementos estructurales, clasificándolo dentro de un rango de vulnerabilidad ante la acción de un terremoto" Mena (2002)	El proceso de operacionalización de variable se busca que los componentes o elementos que constituyen en dichas variables, para precisar las dimensiones e indicadores están operadas mediante la definición conceptual". En la presente investigación se tiene como variable "Vulnerabilidad sísmica", por lo que se operacionalizó con los métodos de Fema 154, AIS y Demanda-Resistencia	Método FEMA 154	Tipo de edificación ocupacional	adimensional	Razón
				Tipo de suelo	adimensional	
				Tipo de edificio	adimensional	
				Elementos en riesgo de caer	adimensional	
			Método AIS (asociación colombiana de ingeniería sísmica)	Aspectos geométricos	adimensional	Razón
				Aspectos constructivos	adimensional	
				Aspectos estructurales	adimensional	
				Cimentación	adimensional	
				Suelos	adimensional	
				Entorno	adimensional	
			Método Demanda Resistencia	Resistencia de concreto	kg/cm ²	Intervalo
				Límites de distorsión Según E.030	mm, m	
				Fuerza cortante en columna corta (V)	tonf	
Verificación por aplastamiento (Rc)	tonf					
Verificación por tracción diagonal (Vt)	tonf					
Verificación por cizalle (Rs)	tonf					
Momento en vigas y columnas	kg-cm; tonf-m					

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO IV

METODOLOGÍA

4.1. Método de investigación

Según Borja (2012), “el método científico emplea y estrategias y procedimientos realizado en diversas etapas. Consiste en la formulación de teoría y generación de nueva información basada en la observación, anticipando soluciones a temas reales”.

En esta investigación se empleó el método científico pues se inició con una recolección de datos en campo por observación de la vulnerabilidad sísmica de los pabellones de la I.E. N.º 40092 – José Domingo Zuzunaga Obando, identificando el problema para luego para realizar una evaluación de los datos recolectados.

En consideración de este concepto en la investigación se empleó el *método científico*.

4.2. Tipo de investigación

Según Behar Rivero, D. (2008), se menciona que: “la investigación aplicada se distingue por mostrar un propósito práctico y bien definido de esta manera es empleado para producir actuar y modificar información sacada de datos reales”.

Par llevar a cabo la solución de problemas planteados en el presente estudio, se recurrió a teorías existente con la finalidad de mejorar los requerimientos técnicos de una edificación sismorresistente a través de un reforzamiento estructural, así mismo se evaluó la vulnerabilidad sísmica de la I.E N° 40092 – José Domingo Zuzunaga Obando a través de los métodos FEMA, AIS y Demanda-Resistencia. Según estas consideraciones, la presente investigación fue de *tipo aplicada*.

4.3. Nivel de la investigación

Según Hernández (2010): “El nivel de estudio descriptivo llega a describir eventos y fenómenos que buscan especificar propiedades de materiales y elementos describiendo el comportamiento que sufre al estar expuesto a hechos y fenómenos.”

En la presente investigación se describió y realizó en base a los conceptos de vulnerabilidad sísmica, registrándose las características estructurales y no estructurales de la I.E N° 40092 – José Domingo Zuzunaga Obando, así mismo se realizó la medición de toda la infraestructura educativa para su posterior elaboración de planos y se tomó mediciones de resistencia de concreto aproximada, bajo la intervención de ensayos no destructivos en los principales elementos estructurales.

Tomando en cuenta los conceptos antes mencionados la investigación fue de *nivel descriptivo*.

4.4. Diseño de la investigación

Según (Hernández, 2014), “El diseño no experimental realiza una examinación de fenómenos dados en un ámbito natural para un análisis posterior sin llegar a manipular una variable de estudio de manera transversal recolectando datos en un determinado periodo”

Para la recolección de datos del presente estudio no se manipularon variables

De acuerdo a estas consideraciones la investigación fue de diseño *No Experimental – Transversal*

.

4.5. Población y muestra

4.5.1. Población

La población objetiva de la investigación fue la I.E N° 40092 – José Domingo Zuzunaga Obando, ubicado en el pueblo joven Cerro Verde, del Distrito de Uchumayo, de la provincia de Arequipa.



Figura 50. I.E. N°40092 José Domingo Zuzunaga Obando
Fuente: Elaboración Propia

4.5.2. Muestra

La muestra fue determinada empleando el muestreo no probabilístico por un proceso de conveniencia que fue escogida por un motivo de costo, accesibilidad y tiempo a los planos de estructuras.

Dicha muestra estuvo conformada por los siguientes pabellones:

- Pabellón E – 780 Pre
- Pabellón D – 780 Actual



Figura 51. Pabellón E- 780 pre
Fuente: Elaboración Propia



Figura 52. Pabellón D- 780 actual
Fuente: Elaboración Propia

4.6. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Todos los componentes para recopilar, almacenar, analizar y reportar datos sobre el fenómeno bajo investigación representaron fichas de recolección validados por los expertos. De manera similar, la tecnología actuó como una guía para que los investigadores accedan a los hechos a medida que se toman a través de los procedimientos y recursos para recopilar información.

4.6.1. Técnica

Según Sánchez y Reyes (2006) definen que: “las diversas técnicas de recolección de los datos son empleados para reunir información necesaria logrando así los objetivos de la investigación” Reyes & Sánchez (2006)

a) Observación directa

Según Sánchez, H & Reyes, C. (2006) definen que: “Esta es una técnica directa que requieren una presencia entre el investigador y los sujetos u objetos a investigar”.

La técnica utilizada en la presente investigación fue por un proceso de observación científica, donde se pudo verificar las características físicas al momento de realizar el levantamiento estructural de los pabellones de la I.E N° 40092 – José Domingo Zuzunaga Obando. Así mismo se usó la presente técnica cuando se realizó el ensayo de esclerometría, analizando y midiendo la resistencia a efectos de rebote del concreto de las principales estructuras (vigas y columnas).

b) Análisis de documentos

Basada en la indagación de información bibliográfica en función a diversos estudios realizados, tales como: libros, revistas, tesis, artículos de investigación, etc.

La Norma de diseño Sismorresistente E-030 (2018) del Reglamento Nacional de Edificaciones, así como también técnicas de procesamiento de data como el software ETABS V.2019 y otros métodos de evaluación basado en normas extranjeras; entre ellos:

- Reporte de la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias, FEMA 154 (2002).
- Manual de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS)

4.7. Técnica de procesamiento y análisis de datos

4.7.1. Procesamiento de la información

Al realizar el proyecto de investigación se realizó una evaluación sísmica de los pabellones “E” Y “D” de la “I.E N° 40092 – José Domingo Zuzunaga Obando”, empleando 3 métodos : El primero fue Fema 154 (método basado en una Inspección Visual Rápida, empleando fichas de recolección de datos); el segundo método fue mediante el apoyo del Manual de la Asociación colombiana de Ingeniería sísmica (AIS) y el tercer método fue Demanda – resistencia, basado en un modelamiento estructural en EtabsV19, tomando valores aproximados de resistencia del concreto empleando el ensayo de esclerometría. Seguido a esto se presenta el procesamiento de los ensayos que se realizaron para llegar a los objetivos planteados.

Diagrama representativo del flujo de procesos

A continuación, se muestra un mapa donde se muestra una secuencia lógica para la recolección de la información:

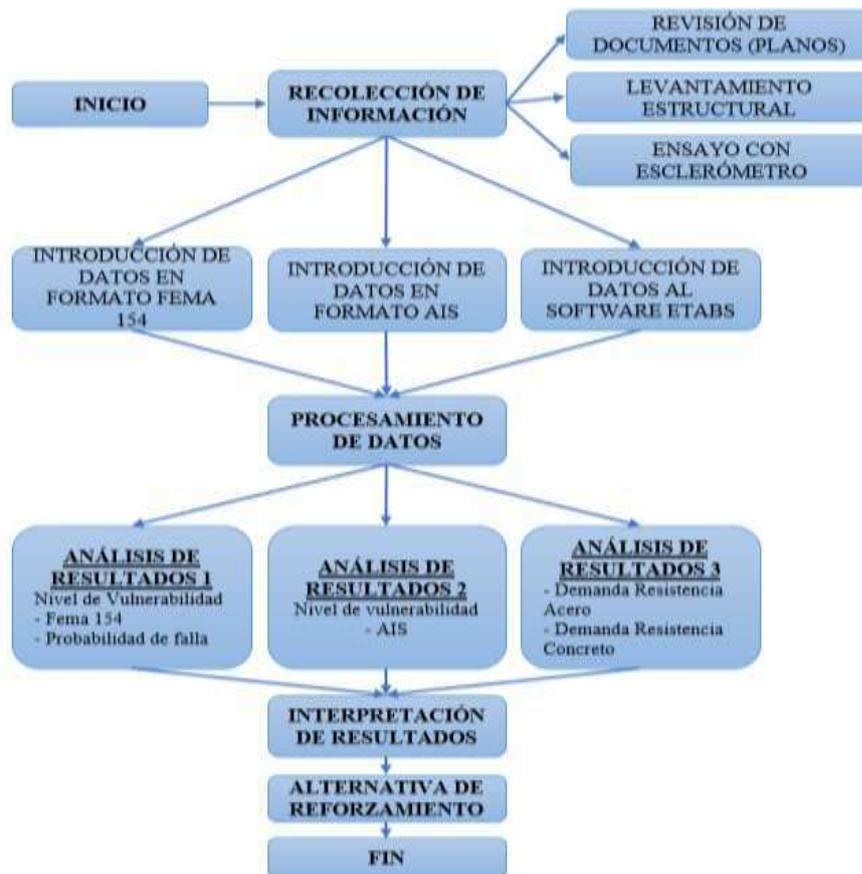


Figura 53. Diagrama de flujo de proceso
Fuente: Elaboración propia

4.7.2. Técnicas y análisis de datos

“En esta investigación se emplearon métodos estadísticos con el objeto de determinar medición de la variable: clasificación, registro, tabulación y codificación si fuere el caso” Epiquién (2013)

Confiabilidad de los instrumentos empleados en la investigación

“Un análisis de confiabilidad se refiere al grado de aplicación repetitiva que produce los mismos resultados” Martínez (2011)

Tabla 4. Dato del rango y la confiabilidad para el instrumento

Rango	Confiabilidad (dimensión)
0.9 a 1	(Excelente)
0.8 a 0.9	(Bueno)
0.7 a 0.8	(Aceptable)
0.6 a 0.7	(Débil)
0.5 a 0.6	(Pobre)
0 a 0.5	(Inaceptable)

Fuente: Fiabilidad en función al coeficiente alfa de Cronbach

Para hallar la confiabilidad del instrumento se recurrió a realizar una prueba piloto conformada por 5 instituciones educativas no tienen relación directa con la investigación, pero guardan similares características, posterior a ello se

organizó una base de datos en el programa Excel, para calcular el Alfa de Cronbach, el cual determina si el instrumento es confiable o necesita reajustes. Este método es utilizado en opciones de respuesta polinómicas

$$\alpha = \frac{K}{K-1} \left(1 - \frac{\sum Si^2}{\sum St^2} \right) \quad (1.1)$$

Donde:

α : Representa el coeficiente del alfa de Cronbach

K: Representa el N° ítems

$\sum Si^2$: Sumatoria de las varianzas de los “K”

$\sum St^2$: Varianza de la suma de “K”

Tabla 5. Fiabilidad del instrumento en pabellón E (esclerómetro)

Datos de las estadísticas de fiabilidad	
Alfa de Cronbach	N° de elementos
0,988	13

Fuente: IBM SPSS

Tabla 6. Análisis de fiabilidad pabellón E (esclerómetro)

Estadísticas de total de elemento				
	Media en caso el elemento es venga a ser suprimido	Varianza de escala en caso el elemento suprimido	Correlación total de los elementos corregidos	Alfa de Cronbach en caso el elemento se ha suprimido
VAR00014	382,7000	1752,011	,844	,988
VAR00015	382,4000	1682,044	,952	,986
VAR00016	381,8000	1680,400	,896	,987
VAR00017	382,5000	1745,611	,929	,987
VAR00018	382,2000	1683,733	,955	,986
VAR00019	381,9000	1733,433	,958	,986
VAR00020	381,9000	1697,211	,910	,987
VAR00021	381,9000	1697,656	,938	,986
VAR00022	382,0000	1763,556	,857	,988
VAR00023	380,6000	1745,156	,976	,986
VAR00024	383,3000	1704,678	,986	,986
VAR00025	381,9000	1688,767	,911	,987
VAR00026	381,7000	1748,678	,953	,986

Fuente: IBM SPSS

Tabla 7. Fiabilidad del instrumento en pabellón D (esclerómetro)

Datos de las estadísticas de fiabilidad	
Dato resultante del Alfa de Cronbach	N° de elementos
,987	13

Fuente: IBM SPSS

Tabla 8. Análisis de fiabilidad pabellón D (esclerómetro)

Estadísticas de total de elemento				
	Media de escala en caso el elemento se ha suprimido	Varianza de escala cuando el elemento se ha suprimido	Correlación total de los elementos corregida	Alfa de Cronbach en caso el elemento se ha suprimido
VAR00015	422,0000	2346,800	,995	,985
VAR00016	422,6667	2299,867	,981	,985
VAR00017	422,8333	2437,367	,933	,986
VAR00018	423,0000	2258,400	,948	,986
VAR00019	422,3333	2453,467	,862	,987
VAR00020	422,8333	2322,967	,922	,986
VAR00021	423,1667	2458,167	,837	,988
VAR00022	422,6667	2416,667	,905	,987
VAR00023	423,8333	2391,767	,965	,986
VAR00024	421,5000	2347,900	,938	,986
VAR00025	422,6667	2415,067	,909	,986
VAR00026	423,1667	2368,167	,908	,986
VAR00027	421,3333	2427,067	,937	,986

Fuente: IBM SPSS

4.8. Aspectos éticos de la investigación

De acuerdo con lo mencionado por Espinoza, (2020) “en una investigación cuantitativa los aspectos técnicos deben de conservar el bienestar de las personas, animales y objetos cumpliendo con la legislación, ética del proceso de investigación con alteración de los protocolos y los métodos de obtención de los resultados”

En la presente investigación, respecto a los aspectos éticos, se salvaguardo la filosofía de diseño sismorresistente como tal, no se realizó ninguna modificación en ninguna normativa. De la misma forma no se transgredió la propiedad de los derechos de los autores mencionados en la investigación, en este contexto la propiedad intelectual está escrito propiamente; puesto que abarca los derechos de propiedad de la obra del autor.

CAPÍTULO V

RESULTADOS

5.1. OE 1: Método FEMA-154

5.1.1 Análisis por metodología FEMA – 154 del pabellón “E”

En este capítulo se muestran aquellos resultados obtenidos luego de realizar una evaluación del pabellón “E” de la I.E N° 40092 – José Domingo Zuzunaga Obando. Del mismo modo los detalles de cálculos realizados con respecto al puntaje se encuentran en el Anexo N°4.

Tabla 9. Resumen del reporte realizados al Pabellón E, según Fema 154

Descripción	Datos
Pabellón	E
Año de Construcción	1989
Uso destinado	Aulas
Sistema Estructural	RM2 (Estructura en base a mampostería con diafragmas rígidos)
Niveles (N°)	2
Puntaje final “S”	0.70

Fuente: Elaboración Propia

El pabellón evaluado es de uso educativo para estudiantes de secundaria que se compone de un sistema estructural (RM2), en la dirección de la fachada muestra albañilería reforzada y en la dirección perpendicular se encuentra conformado con muros en albañilería confinada. El techo es de losa aligerada de concreto armado. Así mismo el puntaje final S es de 0.70, valor obtenido del llenado de la ficha de inspección visual Fema 154 y acorde a lo indicado en los anexos; el valor de probabilidad de falla es de 19.95%. Teniendo en cuenta que el valor del puntaje de corte es de $S_0=2$, el cual indica una probabilidad de falla del 1.00%, se concluye que la probabilidad de falla del Pabellón E no es aceptable. Además de ser clasificado con una **Vulnerabilidad Alta**.

Tabla 10. Resumen de la probabilidad de falla al presentarse un S:0.70- Pabellón E

Probabilidad por un efecto de falla	S (puntaje estructural)	Equivalencia 10^S	Conversión
39.81%	0.40	2.51	0.40
35.48%	0.45	2.82	0.35
31.62%	0.50	3.16	0.32
20.89%	0.68	4.79	0.21
19.95%	0.70	5.01	0.20

Fuente: Elaboración Propia

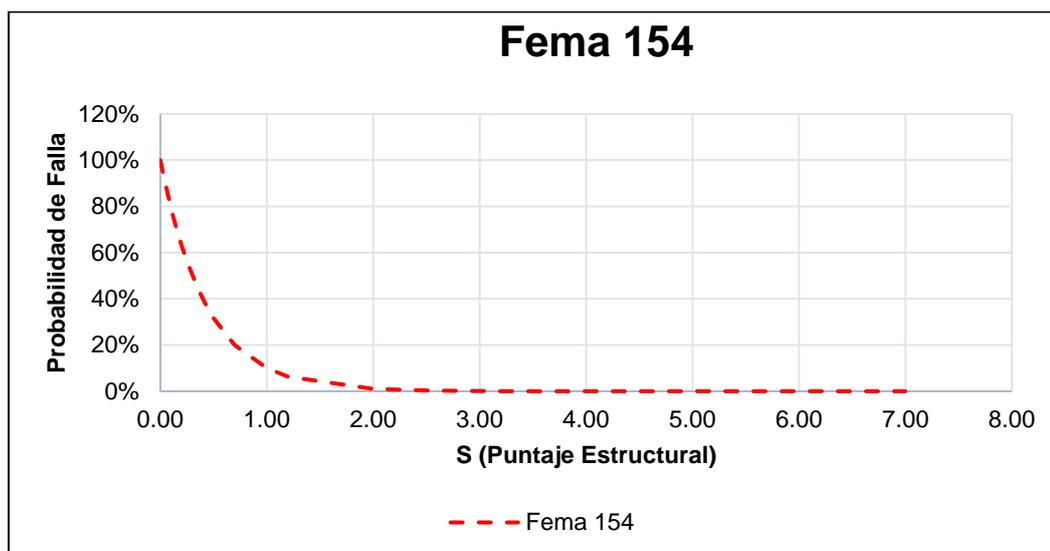


Figura 54. Probabilidad de falla (curva de estimación), Pabellón E
Fuente: elaboración propia

5.1.2 Análisis por metodología FEMA – 154 del pabellón “D”

Los resultados obtenidos luego de haber realizado una evaluación del Pabellón “D” de la I.E N° 40092 – José Domingo Zuzunaga Obando. Asimismo, se presenta los el Anexo “4”.

Tabla 11. Reporte de Pabellón D, según Fema 154

Descripción	Datos
Pabellón	D
Año de Construcción	2011
Uso	Aulas
Sistema Estructural	RM2 – C3 (Estructura de concreto armado y mampostería reforzada con diafragma rígido)
Número de Pisos	2
Puntaje final “S”	4.80

Fuente: Elaboración Propia

En concordancia con los parámetros de evaluación según FEMA-154, el Pabellón “D” destinado a un uso educativo para estudiantes de nivel secundaria, está conformado por dos sistemas estructurales de tipo C3 por la fachada conformado por

pórticos de concreto armado y RM2 en un eje perpendicular, el cual está conformado por un sistema de albañilería confinada, además cuenta con un diafragma de tipo aligerado de concreto armado.

Así mismo el Puntaje final S es de 4.80, valor obtenido del llenado de la ficha de inspección visual Fema 154 y acorde a lo indicado en los anexos; el valor de probabilidad de falla es de 0.002%. Teniendo en cuenta que el valor del puntaje de corte es de $S_0=2$, el cual indica una probabilidad de falla del 1.00%; se concluye que la probabilidad de falla del Pabellón D es aceptable, considerándose con una **baja vulnerabilidad**.

Tabla 12. Probabilidad de la falla en casos de un S: 4.8 - Pabellón D

Probabilidades existentes de falla	S (puntaje estructural)	Equivalencia 10^S	Conversión
0.010%	4.00	10000.00	0.00010
0.005%	4.30	19952.62	0.00005
0.003%	4.50	31622.78	0.00003
0.002%	4.70	50118.72	0.00002
0.002%	4.80	63095.73	0.00002

Fuente: Elaboración Propia

5.2. OE2: Método AIS

Para realizar las calificaciones se usó los siguientes parámetros:

- Se dice que tienen una (Vulnerabilidad Baja) = 0
- En caso se presenta una (Vulnerabilidad Media) = 2
- En caso se muestre una (Vulnerabilidad Alta) = 4

De acuerdo con lo mencionado anteriormente vulnerabilidad sísmica en función a la NSR-10 en el título A, vino a ser interpretado de la siguiente forma:

- Vulnerabilidad BAJA < 15%;
- $15\% \leq$ Vulnerabilidad MEDIA < 35% y
- Vulnerabilidad ALTA \geq 35%.

5.2.1. Aspectos geométricos

5.2.1.1. Irregularidad que presenta en planta los pabellones

a) Pabellón “E”

Para la evaluación de la estructura se realizó la evaluación de la siguiente manera:

- Se presenta un ancho (a) = 9.23 m
- La longitud del pabellón (b) = 24.28 m

De esta forma $3a = 27.69$ m; resultando una relación de $24.28 < 3a$, afirmando que el largo del pabellón no es más de tres veces el ancho; no obstante, no obstante, la planta de la edificación presenta una forma geométrica irregular; de esta forma se llega a una calificación de 2, considerándose una edificación con **vulnerabilidad media**.

b) Pabellón “D”

Según se mostró en el marco teórico en referencia de aspectos geométricos, empleados con el objeto de determinar la irregularidad en planta de la estructura se realiza un análisis de la relación de largo – ancho, obteniéndose así los siguientes datos:

- Ancho de la estructura (a) = 9.93 m
- Longitud del Pabellón (b) = 18.05 m

De esta forma $3a = 29.79$ m; resultando con una relación de $18.05 < 3a$, cuyo largo de pabellón no es más de tres veces el ancho, asignándole de esta forma una calificación de 0 que se interpreta como una edificación de **vulnerabilidad baja**.

5.2.1.2. Cantidad de muros en dos direcciones

Se realizó una evaluación tomando en cuenta la esbeltez y longitud de los muros.

Tabla 13. Espesor mínimo de muros en los diversos niveles (cm)

Amenaza sísmica	N° de niveles construidos		
	Un Piso	Dos Pisos	
		1er Nivel	2do Nivel
Alta amenaza	(11)	(11)	(10)
Intermedia amenaza	(10)	(11)	(9.5)
Baja amenaza	(9.5)	(11)	(9.5)

Fuente: Manual de AIS, 1998

De la misma forma se evaluó los muros portantes en ambas direcciones según la tabla:

Tabla 14. Muros estructurales confinados - coeficiente de M_o

Zona de Amenaza Sísmica	Valores A_a	Valores M_o
Amenaza alta	0.40	33.00

	0.35	30.00
	0.30	25.00
	0.25	21.00
Amenaza intermedia	0.20	17.00
	0.15	13.00
Amenaza baja	0.10	8.00
	0.05	4.00

Fuente: Norma NSR-10 Ítem 3.6

Cálculo de longitud mínima:

La longitud mínima que deben presentar los muros para ser conformados muros portantes fue calculada en función a la siguiente expresión:

$$L_{min} = \frac{M_o A_p}{t}$$

Donde:

L_{min} = Mínima longitud de los muros estructurales en ambas direcciones (m)

M_o = Valor de coeficiente asignado en función al Manual de AIS.

t = espesor efectivo de los muros que cumplen un trabajo estructural (mm)

A_p = Se considera en m²:

Área de cubierta de concreto que cubre los pisos

Área de cubierta de una losa de concreto (losa de entre piso).

a) Pabellón “E”

El pabellón “E” presenta una distribución de muros portantes en la dirección (X-X) y dirección (Y-Y).

Siendo para la (Y-Y)

$$A_a = 0.40$$

$$M_o = 33$$

$$A_p = 183.09 \text{ m}^2$$

$$t = 0.23 \text{ m} = 230 \text{ mm}$$

$$L_{min} =$$

$$\frac{33 * 183.09}{230}$$

$$L_{min} = 26.27 \text{ m}$$

$$L_{muros} = 29.20 \text{ m}$$

Según la inspección realizada en campo se tiene que en la dirección Y-Y la longitud de los muros es 29.20 m, por lo tanto, se le asigna un puntaje de calificación de 2, considerándose como una edificación de **vulnerabilidad**

media, debido a que la longitud total es mayor al dado por la expresión de L_{min} , además de que la mayoría de los muros se encuentran concentrados en una sola dirección (dirección X-X).

b) Pabellón “D”:

El pabellón “D” muestra una distribución de muros estructurales en el eje (Y-Y).

Siendo:

$$A_a = 0.40$$

$$M_o = 33$$

$$A_p = 9.93 \times 18.05 = 179.24 \text{ m}^2$$

$$t = 0.23\text{m} = 230\text{mm}$$

$$L_{min} = \frac{33 * 179.24}{230} =$$

$$L_{min} = 25.72 \text{ m}$$

$$L_{muros} = 30.72 \text{ m}$$

De esta forma se cuenta con una longitud de 30.72 m en muros estructurales, cumpliéndose con la longitud mínima requerida; sin embargo, más del 70% de muros se encuentra concentrado en una sola dirección, por lo tanto, califica con una edificación de **vulnerabilidad alta**.

5.2.1.3. Análisis de irregularidad en altura

Para este análisis se tendrá en cuenta la continuidad, el alineamiento y verticalidad de muros y demás elementos estructurales.

a) Pabellón “E”:

Al realizar esta evaluación, el pabellón presenta una continuidad de los muros estructurales en ambos niveles, por lo que viene a ser definido un pabellón con **baja vulnerabilidad**.

Tabla 15. Resumen de la presencia de irregularidad en altura, Pabellón “E”; eje “X”

Ubicación de muro	Nivel	Aparejo	Descripción del muro	Observaciones
Muro dirección Horizontal X, Eje 1	1° y 2°	Muro de soga	Muros portantes	Continuidad del elemento desde la base
Muro dirección Horizontal X, Eje 2	1° y 2°	Muro de soga	Muros portantes	Continuidad del elemento desde la base

Fuente: Elaboración propia

Tabla 16. Resumen de la presencia de irregularidad en altura, Pabellón “E”; eje “Y”

Ubicación de muro	Nivel	Aparejo	Descripción de elemento	Observaciones
Muro dirección Vertical Y Eje A e/ Eje 1-2	1° y 2°	Muro de cabeza	Muros portantes	Continuidad del elemento desde la base.
Muro dirección Vertical Y Eje C e/ Eje 1-2	1° y 2°	Muro de cabeza	Muros portantes	Continuidad del elemento desde la base.
Muro dirección Vertical Y Eje E e/ Eje 1-2	1° y 2°	Muro de cabeza	Muros portantes	Continuidad del elemento desde la base.
Muro dirección Vertical Y Eje G e/ Eje 1-2	1° y 2°	Muro de cabeza	Muros portantes	Continuidad del elemento desde la base.

Fuente: Elaboración propia

b) Pabellón “D”:

Existe una continuidad estructural de los muros portantes, por lo que se considera un pabellón con **baja vulnerabilidad**.

Tabla 17. Resumen de la Irregularidad en altura, Pabellón “D”, eje “Y”

Ubicación de Muro	Nivel	Aparejo	Descripción del muro	Observaciones
Muro dirección vertical Y Eje A e/ Eje 1-2	1° y 2°	Muro de cabeza	Muros portantes	Continuidad del elemento desde la base.
Muro dirección vertical Y Eje C e/ Eje 1-2	1° y 2°	Muro de cabeza	Muros portantes	Continuidad del elemento desde la base.
Muro dirección vertical Y Eje E e/ Eje 1-2	1° y 2°	Muro de cabeza	Muros portantes	Continuidad del elemento desde la base.
Muro dirección vertical Y Eje G e/ Eje 1-5	1° y 2°	Muro de cabeza	Muros portantes	Continuidad del elemento desde la base.

Fuente: Elaboración propia

5.2.2. Aspectos Constructivos

5.2.2.1. Análisis de la calidad de las juntas de mortero para los muros

a) Pabellón “E”

En el pabellón “E” se encontró que presentan irregularidades de alineación, uniformidad de juntas en ambos sentidos siendo mayor de 1.3 cm; calificándose con un valor de 2; llegándose a considerar **Vulnerabilidad media**.

b) Pabellón “D”

En el Pabellón “D”, las juntas que se vieron fueron uniformes en ambos ejes, con un mortero en aptas condiciones el cual cuenta con un espesor promedio de 1.50

cm, mostrando una adecuada adherencia de las unidades de albañilería; de esta forma se llega a clasificar con un valor de 0; definiéndose con una **Vulnerabilidad baja**.

5.2.2.2. Características y disposición de las unidades de albañilería

a) Pabellón “E”

En este pabellón se vio que en la mayoría de los muros que no existe deterioro y agrietamiento, además presenta una uniformidad y una continuidad en las hileras, de esta forma se vino a clasificar con un valor de 0, considerándose con una **Vulnerabilidad baja**.

b) Pabellón “D”

En este pabellón se presencia ladrillos de buena calidad y no presenta ningun deterioro y agrietamiento del mortero, así mismo la albañilería muestra continuidad y uniformidad; por tal razón es clasificada con un valor de 0, considerándose con una **Vulnerabilidad baja**.

5.2.2.3. Análisis realizado a la calidad de los materiales

a) Pabellón “E”

En este caso se determinó si los materiales cumplen con los requisitos mínimos de calidad según lo mencionado por el manual de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, tanto en los ladrillos y el concreto muestran una buena calidad sin presencia de cangrejas, pero se muestra, un deterioro ligero al realizar rayas en la superficie del concreto, por lo asigna una calificación de 2, considerándose **Vulnerabilidad media**.

Tabla 18. Descripción de la calidad de materiales, pabellón “E”

Localización de Muro	Nivel	Aparejo	Descripción del muro	Observaciones
Muro dirección Horizontal X, Eje 1	1er	Muro disposición soga - E: 15cm	Muros portantes	Muestra un leve deterioro del concreto por un rayado de esta.
Muro dirección Horizontal X, Eje 2	1er	Muro de soga - E: 15cm	Muros portantes	Muestra un leve deterioro del concreto por un rayado de la misma.
Muro dirección Vertical Y, Eje A e/ Eje 1-2	1er	Muro de cabeza - E: 25 cm	Muros portantes	Muestra un leve deterioro del concreto por un rayado de la misma.
Muro dirección Vertical Y, Eje C e/ Eje 1-2	1er	Muro de cabeza - E: 25 cm	Muros portantes	No presenta deterioro
Muro dirección Vertical Y, Eje E e/ Eje 1-2	1er	Muro de cabeza - E: 25 cm	Muros portantes	No presenta deterioro

Muro dirección Vertical Y, Eje G e/ Eje 1-2	1er	Muro de cabeza - E: 25 cm	Muros portantes	Muestra un leve deterioro del concreto por un rayado de la misma.
Muro dirección Horizontal X, Eje 1	2do	Muro de soga - E: 15cm	Muros portantes	Muestra un leve deterioro del concreto por un rayado de la misma.
Muro dirección Horizontal X, Eje 2	2do	Muro de soga - E: 15cm	Muros portantes	Muestra un leve deterioro del concreto por un rayado de la misma.
Muro dirección Vertical Y, Eje A e/ Eje 1-2	2do	Muro de cabeza - E: 25 cm	Muros portantes	Muestra un leve deterioro del concreto por un rayado de la misma.
Muro dirección Vertical Y, Eje C e/ Eje 1-2	2do	Muro de cabeza - E: 25 cm	Muros portantes	No presenta deterioro
Muro dirección Vertical Y, Eje E e/ Eje 1-2	2do	Muro de cabeza - E: 25 cm	Muros portantes	No presenta deterioro
Muro dirección Vertical Y, Eje G e/ Eje 1-2	2do	Muro de cabeza - E: 25 cm	Muros portantes	Proceso de deterioro leve a causa de un rayón.

Fuente: Elaboración propia

b) Pabellón “D”

Según lo que se presenta en este pabellón los ladrillos están bien conservados, así como el concreto se encuentra en buena calidad sin mostrar presencia de cangrejas, en caso del mortero no vienen a rayarse y desmoronarse a causa de un clavo; por tal razón se le asignó una calificación de 0, por lo que se le considera una edificación con **Vulnerabilidad baja**.

Tabla 19. Descripción de la calidad de materiales Pabellón “D”

Ubicación de los muros	Nivel	Aparejo	Descripción del muro	Observaciones
Muro dirección vertical Y Eje A e/ Eje 1-2	1er	E=25cm (Muro de cabeza)	Muros portantes y confinamiento de elementos.	No se muestra deterioro del mortero.
Muro dirección vertical Y Eje C e/ Eje 1-2	1er	E=25cm (Muro de cabeza)	Muros portantes y confinamiento de elementos.	No se muestra deterioro del mortero por un efecto de rayado
Muro dirección vertical Y Eje E e/ Eje 1-2	1er	E=25cm (Muro de cabeza)	Muros portantes y confinamiento de elementos.	No se muestra deterioro del mortero por rayado
Muro dirección vertical Y Eje G e/ Eje 1-5	1er	E=25cm (Muro de cabeza)	Muros portantes y confinamiento de elementos.	No se muestra deterioro del mortero
Muro dirección vertical Y Eje A e/ Eje 1-2	2do	E=25cm (Muro de cabeza)	Muros portantes y	No se muestra deterioro del mortero

			confinamiento de elementos.	
Muro dirección vertical Y Eje C e/ Eje 1-2	2do	E=25cm (Muro de cabeza)	Muros portantes y confinamiento de elementos.	No se muestra deterioro del mortero por un rayado de la misma
Muro dirección vertical Y Eje E e/ Eje 1-2	2do	E=25cm (Muro de cabeza)	Muros portantes y confinamiento de elementos.	No se muestra deterioro del mortero
Muro dirección vertical Y Eje G e/ Eje 1-5	2do	E=25cm (Muro de cabeza)	Muros portantes y elementos de confinamiento	No se muestra deterioro del mortero

Fuente: Elaboración propia

5.2.3. Aspectos estructurales

5.2.3.1. Muros confinados y reforzados

a) Pabellón "E"

Según la tabla N°20, el pabellón presenta un confinamiento de muros portantes y no portantes por columnas y vigas de concreto reforzado longitudinal y transversalmente; así mismo el espacio de separación entre columnas en la dirección "Y" se encuentran a más 4m; mientras que en la dirección "X" se encuentran separados a menos de 4m, tomando en cuenta esto se califica con 2, considerándose una edificación con **Vulnerabilidad media**.

Tabla 20. Descripción de muros confinados, Pabellón "E"

Muros	Nivel	Observaciones
Muro dirección "X" Eje 1	1° y 2°	Presenta muros de albañilería llegan a estar confinados por c/columnas y vigas, con una separación entre columnas no mayor a 4m
Muro dirección "X" Eje 2	1° y 2°	Presenta muros se encuentran confinados completamente y las columnas no presentan una separación mayor de 4m.
Muro dirección "Y" Eje A	1° y 2°	Presenta muros están completamente confinados y las columnas tienen una separación mayor a 4m.
Muro dirección "Y" Eje C	1° y 2°	Presenta muros confinados con columnas y vigas, con una separación entre columnas mayor a los 4m
Muro dirección "Y" Eje E	1° y 2°	Presenta muros confinados con columnas y vigas, con una separación entre columnas mayor a los 4m
Muro dirección "Y" Eje G	1° y 2°	Presenta muros confinados con columnas y vigas, con una separación entre columnas mayor a los 4m

Fuente: Elaboración propia



Figura 55. Vista de muros confinados, Pabellón E
Fuente: Elaboración Propia

b) Pabellón “D”

De acuerdo a la tabla N°21, los muros de albañilería se encuentran confinados transversalmente, con vigas y columnas de concreto que vienen a estar reforzados; por otro lado, las columnas muestran una separación menor a 4m, calificados con un valor de 0; considerándose **vulnerabilidad baja**.

Tabla 21. Descripción de muros de albañilería confinada, Pabellón “D”

Muros	Nivel	Observaciones
Muro dirección "Y" Eje A	1° y 2°	Presenta muros confinados en los 4 extremos con vigas y columnas de concreto armado y la separación entre columnas son menores a 4 m.
Muro dirección "Y" Eje C	1° y 2°	Presenta muros confinados en los 4 extremos con vigas y columnas de concreto armado y la separación entre columnas son menores a 4 m.
Muro dirección "Y" Eje E	1° y 2°	Presenta muros confinados en los 4 extremos con vigas y columnas de concreto armado y la separación entre columnas son menores a 4 m.
Muro dirección "Y" Eje G	1° y 2°	Presenta muros confinados en los 4 extremos con vigas y columnas de concreto armado y la separación entre columnas son menores a 4 m.

Fuente: Elaboración propia



Figura 56. Vista de muros confinados, Pabellón D
Fuente: Elaboración propia

5.2.3.2. Análisis de los detalles de columnas y vigas de confinamiento

a) Pabellón “E”

Según lo descrito en la tabla N°22, los elementos de confinamiento como (vigas y columnas) muestran un espesor mayor de 20 cm, de la misma forma estos elementos se encuentran reforzados mínimos con 6 varillas de acero, presentando una sección transversal mínima de 750 cm² en columnas y 700 cm² en vigas. Por otro lado; existe una conexión regular entre los muros y elementos de confinamiento; calificándolos así con un valor de 0, considerándose **Vulnerabilidad baja.**

Tabla 22. Detalles de columnas y vigas en la dirección “Y”, Pabellón “E”

Muros	Nivel	Observaciones
Muro dirección “Y” Eje A	1° y 2°	Presenta elementos verticales (columnas) rectangulares de 0.25x0.30m, con sección transversal de (0.75m ²), siendo mayor a los 0.40 m ² recomendado por la AIS, así mismo presenta 8 varillas de acero de ½”. Por otro lado, la viga 0.35x0.20m, presenta una sección 0.70 m ² , reforzado con 4 varillas de ½” y 2 de 5/8”.
Muro dirección “Y” Eje C	1° y 2°	Presenta elementos verticales (columnas) rectangulares de 0.25x0.30m, con sección transversal de (0.75m ²), reforzadas con 8 varillas de acero de ½”. Por otro lado, la viga de amarre de 0.35x0.20m, presenta una sección 0.70 m ² , reforzado con 4 varillas de ½” y 2 de 5/8”.
Muro dirección “Y” Eje E	1° y 2°	Presenta elementos verticales (columnas) rectangulares de 0.25x0.30m, con sección transversal de (0.75m ²), siendo mayor a los 0.40 m ² recomendado por la AIS, así mismo presenta 8 varillas de acero de ½”. Por otro lado, la viga 0.35x0.20m, presenta una sección 0.70 m ² , reforzado con 4 varillas de ½” y 2 de 5/8”.

Muro dirección "Y" Eje G	1° y 2°	Presenta elementos verticales (columnas) rectangulares de 0.25x0.30m, con sección transversal de (0.75m ²), reforzadas con 8 varillas de acero de ½". Por otro lado, la viga de amarre de 0.35x0.20m, presenta una sección 0.70 m ² , reforzado con 4 varillas de ½" y 2 de 5/8".
--------------------------	---------	--

Fuente: Elaboración propia

b) Pabellón "D"

Conforme a la tabla N°23, los elementos de confinamiento cuentan con un mínimo de 6 varillas de refuerzo, además muestran una sección mínima de 625 cm² en columnas y 500 cm² en vigas, siendo estos resultados superiores a los 400 cm² que se requiere según el manual de la AIS; así mismo, hay una correcta conexión entre los muros y estos elementos de confinamiento; por este motivo se llega a clasificar con una calificación de 0, conceptualizándose como un elemento de **Vulnerabilidad baja**.

Tabla 23. Detalles de columnas y vigas en la dirección "Y", Pabellón "D"

Muros	Nivel	Observaciones
Muro dirección "Y" Eje A	1° y 2°	Presenta 2 columnas rectangulares de 0.25x0.55m y columna cuadrada central de 0.25x0.25m, cuya sección transversal es superior a los 0.04m ² con 6 varillas de ½". Por otro lado, presenta una viga de amarre de 0.25x0.20m con 4 varillas de ½".
Muro dirección "Y" Eje C	1° y 2°	Presenta 2 columnas tipo T de 2500 cm ² con disposición de 4 varillas de 5/8" y 8 varillas de ¾" y 1 columna cuadrada central de 0.25x0.25m, con un área transversal de 625 cm ² y disposición de 4 varillas de 5/8". Así mismo presenta una viga de amarre de 0.25x0.20m con 4 varillas de ½".
Muro dirección "Y" Eje E	1° y 2°	Presenta 2 columnas tipo T de 2500 cm ² con disposición de 4 varillas de 5/8" y 8 varillas de ¾" y 1 columna cuadrada central de 0.25x0.25m, con un área transversal de 625 cm ² y disposición de 4 varillas de 5/8". Así mismo presenta una viga de amarre de 0.25x0.20m con 4 varillas de ½".
Muro dirección "Y" Eje G	1° y 2°	Presenta 2 columnas rectangulares de 0.25x0.55m y columna cuadrada central de 0.25x0.25m, cuya sección transversal es superior a los 0.04m ² con 6 varillas de ½". Por otro lado, presenta una viga de amarre de 0.25x0.20m con 4 varillas de ½".

Fuente: Elaboración propia

5.2.3.3. Vigas de amarre o corona

a) Pabellón "E"

El pabellón "E", presenta vigas de amarres de concreto armado dispuestas en todos los muros, por consiguiente, se considera con **Vulnerabilidad baja**.

Tabla 24. Detalles de vigas de amarre, Pabellón "E"

Muros	Nivel	Observaciones
Muro dirección "X" Eje 1	1º y 2º	Presenta vigas de amarre con una dimensión transversal de 25x20cm
Muro dirección "X" Eje 2	1º y 2º	Presenta vigas de amarre con una dimensión transversal de 25x20cm
Muro dirección "Y" Eje A	1º y 2º	Presenta vigas de amarre con una dimensión transversal de 35x20cm
Muro dirección "Y" Eje C	1º y 2º	Presenta vigas de amarre con una dimensión transversal de 35x20cm
Muro dirección "Y" Eje E	1º y 2º	Presenta vigas de amarre con una dimensión transversal de 35x20cm
Muro dirección "Y" Eje G	1º y 2º	Presenta vigas de amarre con una dimensión transversal de 35x20cm

Fuente: Elaboración propia

b) Pabellón "D"

El pabellón presenta muros confinados por vigas en toda la fachada, calificándolo con un valor de 0, considerándose **Vulnerabilidad baja**.

Tabla 25. Detalles de vigas de amarre, Pabellón "D"

Muros	Nivel	Observaciones
Muro dirección "X" Eje 1	1º y 2º	Las vigas presentan una sección transversal 25x40cm
Muro dirección "X" Eje 2	1º y 2º	Las vigas presentan una sección transversal 25x40cm
Muro dirección "Y" Eje A	1º y 2º	Las vigas presentan una sección transversal 25x20cm
Muro dirección "Y" Eje C	1º y 2º	Las vigas presentan una sección transversal 25x20cm
Muro dirección "Y" Eje E	1º y 2º	Las vigas presentan una sección transversal 25x20cm
Muro dirección "Y" Eje G	1º y 2º	Las vigas presentan una sección transversal 25x20cm

Fuente: Elaboración propia

5.2.3.4. Análisis de las características de las aberturas

a) Pabellón "E"

En la dirección "X" existe ventanas que están en los muros influyen de forma directa en el comportamiento estructural, al estar conectadas a los pórticos sin que haya una junta que este intermediando; por lo que se puede causar un fenómeno de columna corta. Mientras que en la dirección "Y" los muros portantes no presentan ventanas, calificándose así con un valor de 0, considerándose **Vulnerabilidad baja**.

b) Pabellón “D”

En la dirección “X” se presentan ventanas, pero estas se encuentran aisladas con juntas sísmicas de 3cm, pero también se encuentran puertas y ventanas metálicas que están directamente conectadas a los pórticos. Por otro lado, en la dirección “Y” no existen aberturas en los muros, pero al ser evaluados por un método de demanda – resistencia, estos serán considerados como cargas distribuidas. En consecuencia, al tomar esta consideración se califica con 0, considerándose **Vulnerabilidad baja.**

5.2.3.5. Entrepiso

a) Pabellón “E”

En ambos niveles existen una buena conexión de las losas de entrepiso de concreto armado arriostrados a los elementos de confinamiento y muros portantes de albañilería; por consiguiente, calificándolo con 0, considerándose **Vulnerabilidad baja.**

b) Pabellón “D”

Las losas de concreto armado se encuentran arriostradas a los elementos estructurales, asignándole una calificación de 0, considerándose **Vulnerabilidad baja.**

5.2.3.6. Amarre de cubiertas

a) Pabellón “E”

Las cubiertas son de concreto armado, el cual no corresponde en la evaluación; sin embargo, por fines académicos se le califica con 0, considerándose **Vulnerabilidad baja.**

b) Pabellón “D”

Las cubiertas son de concreto armado mas no metálicas, el cual no corresponde en la evaluación; sin embargo, por fines académicos se le califica con 0, considerándose **Vulnerabilidad baja.**

5.2.4. Cimentación

a) Pabellón “E”

La cimentación en esta conformada por vigas de cimentación de concreto armado que soportan a los muros de albañilería, considerándolo una edificación con **vulnerabilidad baja.**

b) Pabellón “D”

La cimentación consta de vigas de cimentación de concreto armado, que confina a los muros de albañilería, denominándolo un pabellón con **vulnerabilidad baja**.

5.2.5. Suelos

a) Pabellón “E”

El suelo es considerado del tipo intermedio de mediana resistencia; así mismo existe presencia de hundimientos y se percibe una vibración al momento que pasan los vehículos pesados, por lo que se le considera una edificación con **vulnerabilidad media**.

b) Pabellón “D”

El suelo de capacidad intermedia además muestra una leve vibración al paso de vehículos, por lo que se considera un pabellón con **vulnerabilidad media**.

5.2.6. Entorno

a) Pabellón “E”

El Pabellón E cuenta con un terreno poco inclinado menor a 20°; considerándose de **vulnerabilidad baja**.

b) Pabellón “D”

Al realizarse una verificación por vulnerabilidad sísmica el Pabellón D se encuentra en una superficie plana, por lo que se le califica con **vulnerabilidad baja**.

Tabla 26. Resumen de índice de vulnerabilidad (Pabellón "E")

PABELLÓN "E"				
<i>Pabellón "E"</i>		<i>CV: Baja= 0; Media= 2; Alta= 4</i>		<i>V Baja<15%; 15%≤V Media<35%; V Alta≥35%</i>
Nº	Componente	Calificación	Calificación de Cada Aspecto	Calificación de Cada Aspecto en Porcentaje (%)
1	Aspectos Geométricos			
1.1	Irregularidad en planta de la edificación	2	1.33	5.56%
1.2	Cantidad de muros en las dos direcciones	2		
1.3	Irregularidad en altura	0		
2	Aspectos Constructivos			
2.1	Calidad de las juntas de pega en mortero	2	1.33	5.56%
2.2	Tipo y disposición de las unidades de mampostería	0		
2.3	Calidad de los materiales	2		
3	Aspectos Estructurales			
3.1	Muros confinados y reforzados	2	0.33	1.39%
3.2	Detalles de columnas y vigas de confinamiento	0		
3.3	Vigas de amarre o corona	0		
3.4	Características de las aberturas	0		
3.5	Entrepiso	0		
3.6	Amarre de cubiertas	0		
4	Cimentación	0	0	0.00%
5	Suelos	2	2	8.33%
6	Entorno	0	0	0.00%
ÍNDICE DE VULNERABILIDAD DEL PABELLÓN:			0.83	20.83%
VULNERABILIDAD MEDIA				

Fuente: Elaboración propia

Tabla 27. Resumen de índice de vulnerabilidad (Pabellón "D")

PABELLÓN "D"				
<i>Pabellón "D"</i>		<i>CV: Baja= 0; Media= 2; Alta= 4</i>		<i>V Baja<15%; 15%≤V Media<35%; V Alta≥35%</i>
No.	Componente	Calificación	Calificación de Cada Aspecto	Calificación de Cada Aspecto en Porcentaje (%)
1	Aspectos Geométricos			
1.1	Irregularidad en planta de la edificación	0	1.33	5.56%
1.2	Cantidad de muros en las dos direcciones	4		
1.3	Irregularidad en altura	0		
2	Aspectos Constructivos			
2.1	Calidad de las juntas de pega en mortero	0	0	0.00%
2.2	Tipo y disposición de las unidades de mampostería	0		
2.3	Calidad de los materiales	0		
3	Aspectos Estructurales			
3.1	Muros confinados y reforzados	0	0	0.00%
3.2	Detalles de columnas y vigas de confinamiento	0		
3.3	Vigas de amarre o corona	0		
3.4	Características de las aberturas	0		
3.5	Entrepiso	0		
3.6	Amarre de cubiertas	0		
4	Cimentación	0	0	0.00%
5	Suelos	2	2	8.33%
6	Entorno	0	0	0.00%
ÍNDICE DE VULNERABILIDAD DEL PABELLÓN:			3.33	13.89%
				VULNERABILIDAD BAJA

Fuente: Elaboración propia

5.3. OE3: Método de Demanda – Resistencia

5.3.1 Estado de los elementos estructurales

a) Pabellón “E”

Con respecto al Pabellón E, se realizó el muestreo de los elementos estructurales que definirán la resistencia a la compresión, el cual será empleado en los modelos matemáticos representados en el programa Etabs, así mismo nos ayudará a comprender en qué condiciones físicas se encuentra el pabellón evaluado.

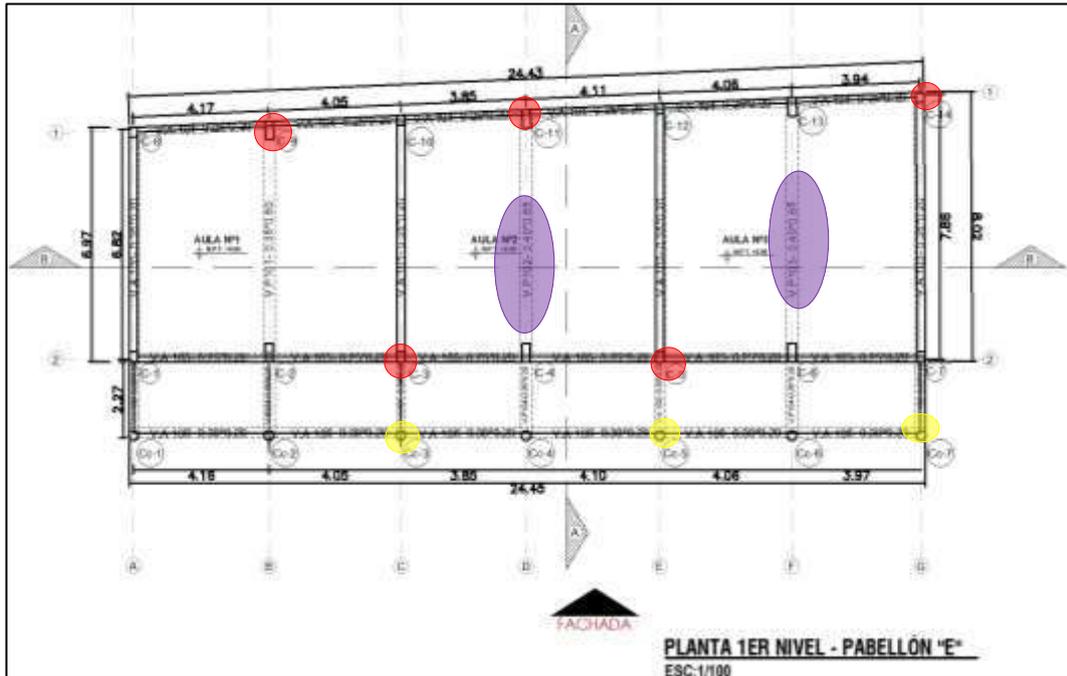


Figura 57. Ubicación de elementos ensayados Pabellón E

Fuente: Elaboración Propia

➤ Interpretación 1

Según la tabla N°28, la columna C-9 muestra resultados de resistencia esperada al realizar el ensayo del esclerómetro (según la norma ASTM C805), obteniéndose un índice de rebote promedio de $(25.06 \text{ N/mm}^2) = (25.06 \text{ Mpa})$ y teniendo como reporte final de resistencia de 256 Kg/cm^2 .

Tabla 28. Reporte de resistencia Columna C-9

Nº	LECTURA ESCLEROMETRO	RESISTENCIA ASOCIADA N/mm2	ESQUEMA DE TOMA DE DATOS					
1	30.00	20.00						
2	32.00	23.00						
3	36.00	28.80						
4	32.00	23.00						
5	33.00	24.20						
6	34.00	26.00						
7	34.00	26.00						
8	34.00	26.00						
9	34.00	26.00						
10	36.00	28.80						
11	31.00	22.00						
12	34.00	26.00						
13	34.00	26.00						
			Resistencia Estimada (Mpa)					
Promedio			25.06					
			FACTOR DE CONVERSION 1Mpa=10.2 Kg/cm2					
			RESISTENCIA ESTIMADA A COMPRESION DEL ELEMENTO					
f'c=			256.00 kg/cm2					

Fuente: Formato de Esclerómetro (MARTILLO DE SHMITH)

➤ **Interpretación 2**

Según la tabla N°29, se muestran los resultados obtenidos de la columna C-3 cuya resistencia es menor a la esperada luego de realizar una verificación con el esclerómetro, obteniéndose un índice de rebote promedio de (15.82 N/mm2) = (15.82 Mpa) = (161 Kg/cm2).

Tabla 29. Reporte de resistencia Columna C-3

Nº	LECTURA ESCLEROMETRO	RESISTENCIA ASOCIADA N/mm2	ESQUEMA DE TOMA DE DATOS					
1	25.00	14.00						
2	24.00	12.80						
3	26.00	15.80						
4	27.00	16.80						
5	26.00	15.80						
6	26.00	15.80						
7	26.00	15.80						
8	26.00	15.80						
9	29.00	19.00						
10	28.00	18.00						
11	25.00	14.00						
12	25.00	14.00						
13	28.00	18.00						
			Resistencia Estimada (Mpa)					
Promedio			15.82					
			FACTOR DE CONVERSION 1Mpa=10.2 Kg/cm2					
			RESISTENCIA ESTIMADA A COMPRESION DEL ELEMENTO					
f'c=			161.00 kg/cm2					

Fuente: Formato de Esclerómetro (MARTILLO DE SHMITH)

➤ **Interpretación 3**

Según la tabla N°30, se muestra el resultado de la columna circular Cc-3, el cual llega a estar dentro de la resistencia esperada al obtener un índice de rebote igual a $24.75 \text{ N/mm}^2 = 24.75 \text{ Mpa} = 252 \text{ Kg/cm}^2$.

Tabla 30. Reporte de resistencia Columna Cc-3

Nº	LECTURA ESCLEROMETRO	RESISTENCIA ASOCIADA N/mm2	ESQUEMA DE TOMA DE DATOS																									
1	32.00	23.00	<table border="1"> <tr><td>1</td><td></td><td>2</td><td></td><td>3</td></tr> <tr><td></td><td>4</td><td></td><td>5</td><td></td></tr> <tr><td>6</td><td></td><td>7</td><td></td><td>8</td></tr> <tr><td></td><td>9</td><td></td><td>10</td><td></td></tr> <tr><td>11</td><td></td><td>12</td><td></td><td>13</td></tr> </table>	1		2		3		4		5		6		7		8		9		10		11		12		13
1		2			3																							
	4			5																								
6		7			8																							
	9			10																								
11		12			13																							
2	34.00	26.00																										
3	30.00	20.00																										
4	34.00	26.00																										
5	34.00	26.00																										
6	32.00	23.00																										
7	34.00	26.00																										
8	33.00	24.20																										
9	32.00	23.00																										
10	34.00	26.00																										
11	32.00	23.00																										
12	36.00	28.80																										
13	35.00	26.80																										
			Resistencia Estimada (Mpa)																									
		Promedio	24.75																									
			FACTOR DE CONVERSION 1Mpa=10.2 Kg/cm2																									
		RESISTENCIA ESTIMADA A COMPRESION DEL ELEMENTO																										
		f_c=	252.00 kg/cm2																									

Fuente: Formato de Esclerómetro (MARTILLO DE SHMITH)

➤ **Interpretación 4**

Según la tabla N°31, describe a la columna C-11 obteniéndose como resultados de índice de rebote promedio equivalente a $22.91 \text{ N/mm}^2, = 22.91 \text{ Mpa} = 234 \text{ Kg/cm}^2$.

Tabla 31. Reporte de resistencia Columna C-11

Nº	LECTURA ESCLEROMETRO	RESISTENCIA ASOCIADA N/mm2	ESQUEMA DE TOMA DE DATOS																									
1	30.00	20.00	<table border="1"> <tr><td>1</td><td></td><td>2</td><td></td><td>3</td></tr> <tr><td></td><td>4</td><td></td><td>5</td><td></td></tr> <tr><td>6</td><td></td><td>7</td><td></td><td>8</td></tr> <tr><td></td><td>9</td><td></td><td>10</td><td></td></tr> <tr><td>11</td><td></td><td>12</td><td></td><td>13</td></tr> </table>	1		2		3		4		5		6		7		8		9		10		11		12		13
1		2			3																							
	4			5																								
6		7			8																							
	9			10																								
11		12			13																							
2	31.00	22.00																										
3	34.00	26.00																										
4	32.00	23.00																										
5	33.00	24.20																										
6	34.00	26.00																										
7	30.00	20.00																										
8	33.00	24.20																										
9	33.00	24.20																										
10	33.00	24.20																										
11	31.00	22.00																										
12	30.00	20.00																										
13	31.00	22.00																										
			Resistencia Estimada (Mpa)																									
		Promedio	22.91																									
			FACTOR DE CONVERSION 1Mpa=10.2 Kg/cm2																									
		RESISTENCIA ESTIMADA A COMPRESION DEL ELEMENTO																										
		f_c=	234.00 kg/cm2																									

Fuente: Formato de Esclerómetro (MARTILLO DE SHMITH)

➤ **Interpretación 5**

Según la tabla N°32, se muestra datos en la columna C-5 luego de realizar un ensayo de resistencia del concreto con esclerómetro, obteniéndose un índice de rebote promedia igual a 22.38 N/mm² = 22.38 Mpa = 228 Kgf/cm².

Tabla 32. Reporte de resistencia Columna C-5

N°	LECTURA ESCLEROMETRO	RESISTENCIA ASOCIADA N/mm ²	ESQUEMA DE TOMA DE DATOS																															
1	32.00	23.00	<table border="1"> <tr><td>1</td><td></td><td>2</td><td></td><td>3</td></tr> <tr><td></td><td>4</td><td></td><td>5</td><td></td></tr> <tr><td>6</td><td></td><td>7</td><td></td><td>8</td></tr> <tr><td></td><td>9</td><td></td><td>10</td><td></td></tr> <tr><td>11</td><td></td><td>12</td><td></td><td>13</td></tr> </table>	1		2		3		4		5		6		7		8		9		10		11		12		13						
1		2			3																													
	4			5																														
6		7			8																													
	9			10																														
11		12			13																													
2	31.00	22.00																																
3	31.00	22.00																																
4	30.00	20.00																																
5	31.00	22.00																																
6	32.00	23.00																																
7	34.00	26.00																																
8	32.00	23.00																																
9	28.00	18.00																																
10	32.00	23.00																																
11	30.00	20.00																																
12	34.00	26.00																																
13	32.00	23.00																																
			Resistencia Estimada (Mpa)																															
Promedio		22.38	22.38																															
			FACTOR DE CONVERSION 1Mpa=10.2 Kg/cm²																															
			RESISTENCIA ESTIMADA A COMPRESION DEL ELEMENTO																															
f'c=		228.00	kg/cm²																															

Fuente: Formato de Esclerómetro (MARTILLO DE SHMITH)

➤ Interpretación 6

Según la tabla N°33, se muestran los resultados obtenidos de la columna Cc-5 por un ensayo de esclerometría, obteniéndose un índice de rebote equivalente a 27.40 N/mm² = 27.40 Mpa = 279 Kgf/cm².

Tabla 33. Reporte de resistencia Columna Cc-5

N°	LECTURA ESCLEROMETRO	RESISTENCIA ASOCIADA N/mm ²	ESQUEMA DE TOMA DE DATOS																															
1	36.00	28.80	<table border="1"> <tr><td>1</td><td></td><td>2</td><td></td><td>3</td></tr> <tr><td></td><td>4</td><td></td><td>5</td><td></td></tr> <tr><td>6</td><td></td><td>7</td><td></td><td>8</td></tr> <tr><td></td><td>9</td><td></td><td>10</td><td></td></tr> <tr><td>11</td><td></td><td>12</td><td></td><td>13</td></tr> </table>	1		2		3		4		5		6		7		8		9		10		11		12		13						
1		2			3																													
	4			5																														
6		7			8																													
	9			10																														
11		12			13																													
2	36.00	28.80																																
3	35.00	26.80																																
4	34.00	26.00																																
5	36.00	28.80																																
6	35.00	26.80																																
7	36.00	28.80																																
8	33.00	24.20																																
9	34.00	26.00																																
10	36.00	28.80																																
11	35.00	26.80																																
12	35.00	26.80																																
13	36.00	28.80																																
			Resistencia Estimada (Mpa)																															
Promedio		27.40	27.40																															
			FACTOR DE CONVERSION 1Mpa=10.2 Kg/cm²																															
			RESISTENCIA ESTIMADA A COMPRESION DEL ELEMENTO																															
f'c=		279.00	kg/cm²																															

Fuente: Formato de Esclerómetro (MARTILLO DE SHMITH)

➤ Interpretación 7

Según la tabla N°34, se muestra un resultado de la columna circular Cc-7, se tuvo una resistencia esperada identificando un índice de rebote promedio igual a 23.17 N/mm² = 23.17 Mpa = 236 Kgf/cm².

Tabla 34. Reporte de resistencia Columna Cc-7

Nº	LECTURA ESCLEROMETRO	RESISTENCIA ASOCIADA N/mm ²	ESQUEMA DE TOMA DE DATOS						
1	30.00	20.00							
2	34.00	26.00							
3	31.00	22.00							
4	30.00	20.00							
5	30.00	20.00							
6	32.00	23.00							
7	34.00	26.00							
8	34.00	26.00							
9	32.00	23.00							
10	34.00	26.00							
11	31.00	22.00							
12	33.00	24.20							
13	32.00	23.00							
			Resistencia Estimada (Mpa)						
Promedio			23.17						
			FACTOR DE CONVERSION 1Mpa=10.2 Kg/cm²						
			RESISTENCIA ESTIMADA A COMPRESION DEL ELEMENTO						
			f_c= 236.00 kg/cm²						

Fuente: Formato de Esclerómetro (MARTILLO DE SHMITH)

➤ Interpretación 8

En la tabla N°35, se presentan resultados de la columna C-14, en el cual se obtuvo un índice de rebote promedio equivalente a 14.80 N/mm² = 14.80 Mpa = 151 Kgf/cm², mostrándose una resistencia por debajo de los requerimientos técnicos solicitados por la norma peruana E-060.

Tabla 35. Reporte de resistencia Columna C-14

Nº	LECTURA ESCLEROMETRO	RESISTENCIA ASOCIADA N/mm ²	ESQUEMA DE TOMA DE DATOS						
1	28.00	18.00							
2	25.00	14.00							
3	25.00	14.00							
4	26.00	15.80							
5	24.00	12.80							
6	26.00	15.80							
7	24.00	12.80							
8	24.00	12.80							
9	26.00	15.80							
10	28.00	18.00							
11	24.00	12.80							
12	25.00	14.00							
13	26.00	15.80							
			Resistencia Estimada (Mpa)						
Promedio			14.80						
			FACTOR DE CONVERSION 1Mpa=10.2 Kg/cm²						
			RESISTENCIA ESTIMADA A COMPRESION DEL ELEMENTO						
			f_c= 151.00 kg/cm²						

Fuente: Formato de Esclerómetro (MARTILLO DE SHMITH)

➤ Interpretación 9

En la tabla N°36, se muestran resultados de los resultados obtenidos de la Viga VP-102, teniendo como resultado un índice de rebote promedio equivalente a 22.34 N/mm² = 22.34 Mpa = 228 Kgf/cm², presentando una resistencia dentro de los parámetros esperados.

Tabla 36. Reporte de resistencia Viga VP-101

Nº	LECTURA ESCLEROMETRO	RESISTENCIA ASOCIADA N/mm ²	ESQUEMA DE TOMA DE DATOS																									
1	37.00	24.00	<table border="1"> <tr><td>1</td><td></td><td>2</td><td></td><td>3</td></tr> <tr><td></td><td>4</td><td></td><td>5</td><td></td></tr> <tr><td>6</td><td></td><td>7</td><td></td><td>8</td></tr> <tr><td></td><td>9</td><td></td><td>10</td><td></td></tr> <tr><td>11</td><td></td><td>12</td><td></td><td>13</td></tr> </table>	1		2		3		4		5		6		7		8		9		10		11		12		13
1		2			3																							
	4			5																								
6		7			8																							
	9			10																								
11		12			13																							
2	35.00	21.00																										
3	38.00	25.00																										
4	37.00	24.00																										
5	35.00	21.00																										
6	35.00	21.00																										
7	34.00	19.80																										
8	36.00	22.30																										
9	37.00	24.00																										
10	37.00	24.00																										
11	35.00	21.00																										
12	36.00	22.30																										
13	35.00	21.00																										
Promedio		22.34	Resistencia Estimada (Mpa)																									
			22.34																									
			FACTOR DE CONVERSION 1Mpa=10.2 Kg/cm²																									
			RESISTENCIA ESTIMADA A COMPRESION DEL ELEMENTO																									
			f'c= 228.00 kg/cm²																									

Fuente: Formato de Esclerómetro (MARTILLO DE SHMITH)

➤ Interpretación 10

En la siguiente tabla N°37, se presentan resultados de la Viga VP-103, obteniéndose un índice de rebote promedio equivalente a 19.03 N/mm² = 19.03 Mpa = 194 Kgf/cm², mostrándose una resistencia por debajo de los requerimientos técnicos solicitados por la norma peruana E-060.

Tabla 37. Reporte de resistencia Viga VP-103

Nº	LECTURA ESCLEROMETRO	RESISTENCIA ASOCIADA N/mm ²	ESQUEMA DE TOMA DE DATOS																									
1	32.00	17.00	<table border="1"> <tr><td>1</td><td></td><td>2</td><td></td><td>3</td></tr> <tr><td></td><td>4</td><td></td><td>5</td><td></td></tr> <tr><td>6</td><td></td><td>7</td><td></td><td>8</td></tr> <tr><td></td><td>9</td><td></td><td>10</td><td></td></tr> <tr><td>11</td><td></td><td>12</td><td></td><td>13</td></tr> </table>	1		2		3		4		5		6		7		8		9		10		11		12		13
1		2			3																							
	4			5																								
6		7			8																							
	9			10																								
11		12			13																							
2	33.00	18.00																										
3	35.00	21.00																										
4	32.00	17.00																										
5	35.00	21.00																										
6	34.00	19.80																										
7	34.00	19.80																										
8	35.00	21.00																										
9	34.00	19.80																										
10	35.00	21.00																										
11	32.00	17.00																										
12	32.00	17.00																										
13	33.00	18.00																										
Promedio		19.03	Resistencia Estimada (Mpa)																									
			19.03																									
			FACTOR DE CONVERSION 1Mpa=10.2 Kg/cm²																									
			RESISTENCIA ESTIMADA A COMPRESION DEL ELEMENTO																									
			f'c= 194.00 kg/cm²																									

Fuente: Formato de Esclerómetro (MARTILLO DE SHMITH)

b) Pabellón D

Con respecto al Pabellón D, se realizó el muestreo de los elementos estructurales que definirán la resistencia a la compresión, el cual será empleado en los modelos matemáticos representados en el programa Etabs V19, así mismo ayudó a comprender en qué condiciones físicas se encuentra el pabellón evaluado.

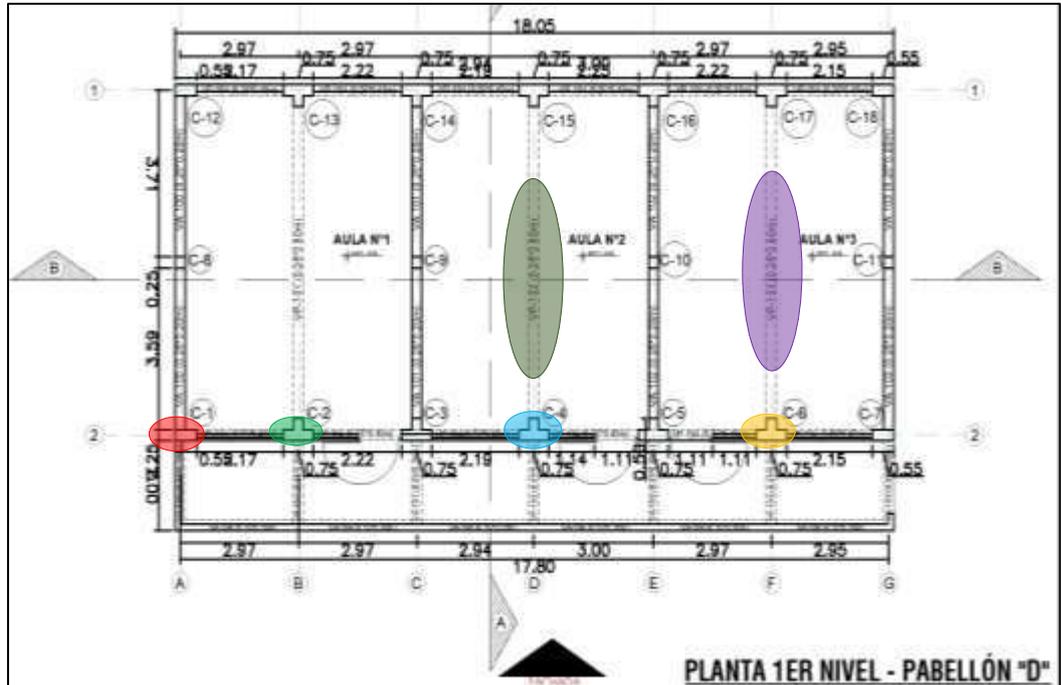


Figura 58. Ubicación de elementos ensayados Pabellón D

Fuente: Elaboración Propia

➤ Interpretación 11

Luego de realizar el ensayo de esclerometría, según se muestra en la tabla N°38, los datos resultantes de la Columna C-1 indican una resistencia esperada al obtener índice de rebote promedio igual a $25.02 \text{ N/mm}^2 = 25.02 \text{ Mpa} = 255 \text{ Kgf/cm}^2$.

Tabla 38. Reporte de resistencia Columna C-1

Nº	LECTURA ESCLEROMETRO	RESISTENCIA ASOCIADA N/mm2	ESQUEMA DE TOMA DE DATOS																									
1	34.00	26.00	<table border="1"> <tr><td>1</td><td></td><td>2</td><td></td><td>3</td></tr> <tr><td></td><td>4</td><td></td><td>5</td><td></td></tr> <tr><td>6</td><td></td><td>7</td><td></td><td>8</td></tr> <tr><td></td><td>9</td><td></td><td>10</td><td></td></tr> <tr><td>11</td><td></td><td>12</td><td></td><td>13</td></tr> </table>	1		2		3		4		5		6		7		8		9		10		11		12		13
1		2			3																							
	4			5																								
6		7			8																							
	9			10																								
11		12			13																							
2	32.00	23.00																										
3	35.00	26.80																										
4	30.00	20.00																										
5	36.00	28.80																										
6	32.00	23.00																										
7	31.00	22.00																										
8	34.00	26.00																										
9	32.00	23.00																										
10	32.00	23.00																										
11	36.00	28.80																										
12	34.00	26.00																										
13	36.00	28.80																										
			Resistencia Estimada (Mpa)																									
		Promedio	25.02																									
			FACTOR DE CONVERSION 1Mpa=10.2 Kg/cm2																									
			RESISTENCIA ESTIMADA A COMPRESION DEL ELEMENTO																									
		f'c=	255.00 kg/cm2																									

Fuente: Formato de Esclerómetro (MARTILLO DE SHMITH)

➤ **Interpretación 12**

En la tabla N°39, se muestran resultados de la Columna C-2, obteniéndose un índice de rebote promedio equivalente a 25.68 N/mm2 = 25.68 Mpa =262 Kgf/cm2, presentándose dentro de la resistencia esperada y solicitada por la norma técnica peruana E-060.

Tabla 39. Reporte de resistencia Columna C-2

Nº	LECTURA ESCLEROMETRO	RESISTENCIA ASOCIADA N/mm2	ESQUEMA DE TOMA DE DATOS																									
1	34.00	26.00	<table border="1"> <tr><td>1</td><td></td><td>2</td><td></td><td>3</td></tr> <tr><td></td><td>4</td><td></td><td>5</td><td></td></tr> <tr><td>6</td><td></td><td>7</td><td></td><td>8</td></tr> <tr><td></td><td>9</td><td></td><td>10</td><td></td></tr> <tr><td>11</td><td></td><td>12</td><td></td><td>13</td></tr> </table>	1		2		3		4		5		6		7		8		9		10		11		12		13
1		2			3																							
	4			5																								
6		7			8																							
	9			10																								
11		12			13																							
2	35.00	26.80																										
3	32.00	23.00																										
4	35.00	26.80																										
5	36.00	28.80																										
6	31.00	22.00																										
7	36.00	28.80																										
8	32.00	23.00																										
9	31.00	22.00																										
10	36.00	28.80																										
11	32.00	23.00																										
12	36.00	28.80																										
13	34.00	26.00																										
			Resistencia Estimada (Mpa)																									
		Promedio	25.68																									
			FACTOR DE CONVERSION 1Mpa=10.2 Kg/cm2																									
			RESISTENCIA ESTIMADA A COMPRESION DEL ELEMENTO																									
		f'c=	262.00 kg/cm2																									

Fuente: Formato de Esclerómetro (MARTILLO DE SHMITH)

➤ **Interpretación 13**

Como resultado de la prueba de esclerometría, según la tabla N°43, la columna C-4 de tipo T, muestra un índice de rebote promedio de 34.46 N/mm² = 34.46 Mpa = 352 Kgf/cm², permaneciendo así dentro de los parámetros de resistencia.

Tabla 40. Reporte de resistencia Columna C-4

Nº	LECTURA ESCLEROMETRO	RESISTENCIA ASOCIADA N/mm ²	ESQUEMA DE TOMA DE DATOS																														
1	40.00	34.00	<table border="1"> <tr><td>1</td><td></td><td>2</td><td></td><td>3</td></tr> <tr><td></td><td>4</td><td></td><td>5</td><td></td></tr> <tr><td>6</td><td></td><td>7</td><td></td><td>8</td></tr> <tr><td></td><td>9</td><td></td><td>10</td><td></td></tr> <tr><td>11</td><td></td><td>12</td><td></td><td>13</td></tr> </table>	1		2		3		4		5		6		7		8		9		10		11		12		13					
1		2			3																												
	4			5																													
6		7			8																												
	9			10																													
11		12			13																												
2	40.00	34.00																															
3	42.00	38.00																															
4	41.00	36.00																															
5	40.00	34.00																															
6	42.00	38.00																															
7	37.00	30.00																															
8	38.00	32.00																															
9	38.00	32.00																															
10	42.00	38.00																															
11	38.00	32.00																															
12	38.00	32.00																															
13	42.00	38.00																															
				Resistencia Estimada (Mpa)																													
		Promedio	34.46	34.46																													
				FACTOR DE CONVERSION 1Mpa=10.2 Kg/cm²																													
				RESISTENCIA ESTIMADA A COMPRESION DEL ELEMENTO																													
		f_c=	352.00	kg/cm²																													

Fuente: Formato de Esclerómetro (MARTILLO DE SHMITH)

➤ **Interpretación 14**

Según la tabla N°41, la columna C-6 tipo T, se obtuvo un índice de rebote equivalente a 20.14 N/mm², equivalente a 20.14 Mpa = 205 Kgf/cm²; mostrándose una resistencia esperada de acuerdo a las exigencias de la norma E- 060.

Tabla 41. Reporte de resistencia Columna C-6

Nº	LECTURA ESCLEROMETRO	RESISTENCIA ASOCIADA N/mm ²	ESQUEMA DE TOMA DE DATOS																														
1	30.00	20.00	<table border="1"> <tr><td>1</td><td></td><td>2</td><td></td><td>3</td></tr> <tr><td></td><td>4</td><td></td><td>5</td><td></td></tr> <tr><td>6</td><td></td><td>7</td><td></td><td>8</td></tr> <tr><td></td><td>9</td><td></td><td>10</td><td></td></tr> <tr><td>11</td><td></td><td>12</td><td></td><td>13</td></tr> </table>	1		2		3		4		5		6		7		8		9		10		11		12		13					
1		2			3																												
	4			5																													
6		7			8																												
	9			10																													
11		12			13																												
2	29.00	19.00																															
3	30.00	20.00																															
4	29.00	19.00																															
5	29.00	19.00																															
6	30.00	20.00																															
7	29.00	19.00																															
8	32.00	23.00																															
9	30.00	20.00																															
10	32.00	23.00																															
11	30.00	20.00																															
12	27.00	16.80																															
13	32.00	23.00																															
				Resistencia Estimada (Mpa)																													
		Promedio	20.14	20.14																													
				FACTOR DE CONVERSION 1Mpa=10.2 Kg/cm²																													
				RESISTENCIA ESTIMADA A COMPRESION DEL ELEMENTO																													
		f_c=	205.00	kg/cm²																													

Fuente: Formato de Esclerómetro (MARTILLO DE SHMITH)

➤ **Interpretación 15**

En la tabla N°42, se muestra como resultado de la prueba de esclerometría la resistencia promedio de la viga peraltada VP-102, obteniéndose un índice de rebote promedio de 28.88 N/mm², = 28.88 Mpa, equivalente a 295 Kgf/cm².

Tabla 42. Reporte de resistencia Viga VP-102

Nº	LECTURA ESCLEROMETRO	RESISTENCIA ASOCIADA N/mm ²	ESQUEMA DE TOMA DE DATOS																									
1	42.00	31.00	<table border="1"> <tr><td>1</td><td></td><td>2</td><td></td><td>3</td></tr> <tr><td></td><td>4</td><td></td><td>5</td><td></td></tr> <tr><td>6</td><td></td><td>7</td><td></td><td>8</td></tr> <tr><td></td><td>9</td><td></td><td>10</td><td></td></tr> <tr><td>11</td><td></td><td>12</td><td></td><td>13</td></tr> </table>	1		2		3		4		5		6		7		8		9		10		11		12		13
1		2			3																							
	4			5																								
6		7			8																							
	9			10																								
11		12			13																							
2	42.00	31.00																										
3	40.00	28.00																										
4	42.00	31.00																										
5	38.00	25.00																										
6	40.00	28.00																										
7	39.00	26.00																										
8	42.00	31.00																										
9	40.00	28.00																										
10	42.00	31.00																										
11	41.00	29.50																										
12	40.00	28.00																										
13	40.00	28.00																										
Promedio		28.88	Resistencia Estimada (Mpa)																									
			28.88																									
			FACTOR DE CONVERSION 1Mpa=10.2 Kg/cm²																									
			RESISTENCIA ESTIMADA A COMPRESION DEL ELEMENTO																									
			f'c= 295.00 kg/cm²																									

Fuente: Formato de Esclerómetro (MARTILLO DE SHMITH)

➤ **Interpretación 16**

Según lo que se muestra en la tabla N°43, los resultados obtenidos de la viga peraltada VP-103 presentan una resistencia menor a lo requerido por la norma E-060, obteniéndose una resistencia de rebote promedio de 19.59 N/mm² =19.59 Mpa = 200 Kgf/cm².

Tabla 43. Reporte de resistencia de viga VP-103

Nº	LECTURA ESCLEROMETRO	RESISTENCIA ASOCIADA N/mm ²	ESQUEMA DE TOMA DE DATOS																									
1	35.00	21.00	<table border="1"> <tr><td>1</td><td></td><td>2</td><td></td><td>3</td></tr> <tr><td></td><td>4</td><td></td><td>5</td><td></td></tr> <tr><td>6</td><td></td><td>7</td><td></td><td>8</td></tr> <tr><td></td><td>9</td><td></td><td>10</td><td></td></tr> <tr><td>11</td><td></td><td>12</td><td></td><td>13</td></tr> </table>	1		2		3		4		5		6		7		8		9		10		11		12		13
1		2			3																							
	4			5																								
6		7			8																							
	9			10																								
11		12			13																							
2	33.00	18.00																										
3	35.00	21.00																										
4	32.00	17.00																										
5	34.00	19.80																										
6	35.00	21.00																										
7	36.00	22.30																										
8	33.00	18.00																										
9	33.00	18.00																										
10	34.00	19.80																										
11	34.00	19.80																										
12	33.00	18.00																										
13	35.00	21.00																										
Promedio		19.59	Resistencia Estimada (Mpa)																									
			19.59																									
			FACTOR DE CONVERSION 1Mpa=10.2 Kg/cm²																									
			RESISTENCIA ESTIMADA A COMPRESION DEL ELEMENTO																									
			f'c= 200.00 kg/cm²																									

Fuente: Formato de Esclerómetro (MARTILLO DE SHMITH)

5.3.1.1 Reporte de resistencia promedio

a) Pabellón E

La tabla N°44 muestra una resistencia promedio estimada de los elementos estructurales del Pabellón, obteniéndose una resistencia promedio en vigas (211 Kgf/cm²) y columnas (225 Kgf/cm²). Estos valores de resistencia, fueron considerados para el modelo de análisis lineal elástico (método demanda – resistencia).

Tabla 44. Resistencia estimada promedio para vigas y columnas - Pabellón E

ELEMENTO	PISO	RESISTENCIA ASOCIADA N/mm ²	Factor de invención 1Mpa=10.2 Kg/cm ²	Resistencia a compresión del elemento (Kgf/cm ²)
Columna C-9 (30x55cm)	1	25.10	10.20	256.00
Columna C-3 (25x30cm)	1	15.78	10.20	161.00
Columna Cc-3 (30cm)	1	24.71	10.20	252.00
Columna C-11 (30x55cm)	1	22.94	10.20	234.00
Columna C-5 (25x30cm)	1	22.35	10.20	228.00
Columna Cc-5 (30cm)	1	27.35	10.20	279.00
Columna Cc-7 (30cm)	1	23.14	10.20	236.00
Columna C-14 (25x30cm)	1	14.80	10.20	151.00
Viga VP-102 (35x50cm)	1	22.35	10.20	228.00
Viga VP-103 (40x65cm)	1	19.02	10.20	194.00

Fuente: Elaboración propia

b) Pabellón D

La tabla N°45, presenta una resistencia promedio de calidad de concreto en vigas (248 Kgf/cm²), mostrándose una resistencia en comparación a la resistencia promedio en columnas (269 Kgf/cm²). Estos valores, fueron considerados para el modelo de análisis lineal elástico (método demanda – resistencia).

Tabla 45. Resistencia estimada promedio para vigas y columnas - Pabellón D

ELEMENTO	PISO	RESISTENCIA ASOCIADA N/mm ²	Factor de invención 1Mpa=10.2 Kg/cm ²	Resistencia a compresión del elemento (Kgf/cm ²)
Columna C-1 (55x25cm)	1	25.00	10.20	255.00
Columna C-2, tipo T	1	25.69	10.20	262.00
Columna C-4, tipo T	1	34.51	10.20	352.00
Columna C-6, tipo T	1	20.10	10.20	205.00
Viga VP-102 (25x60cm)	1	28.92	10.20	295.00
Viga VP-103 (25x60cm)	1	19.61	10.20	200.00

Fuente: Elaboración propia

5.3.2 Distorsión de entrepiso

Para evaluar las distorsiones en planta de los diafragmas en cada nivel se obtuvieron a partir de un análisis de desplazamientos resultados de la multiplicación por 0.75R en caso se tratarse de estructuras regulares. De esta

forma el máximo desplazamiento relativo según la Norma Técnica Peruana E-0.30 (Diseño Sismorresistente) de entrepiso, fue hallado según la disposición de desplazamientos laterales, siendo para los elementos de albañilería 0,005 y 0.007 para estructura de concreto armado.

a) Pabellón E con tabiquería

La norma E.030 estableció como límites para el desplazamiento lateral máximos en estructuras de albañilería, siendo una deriva de 5 %.

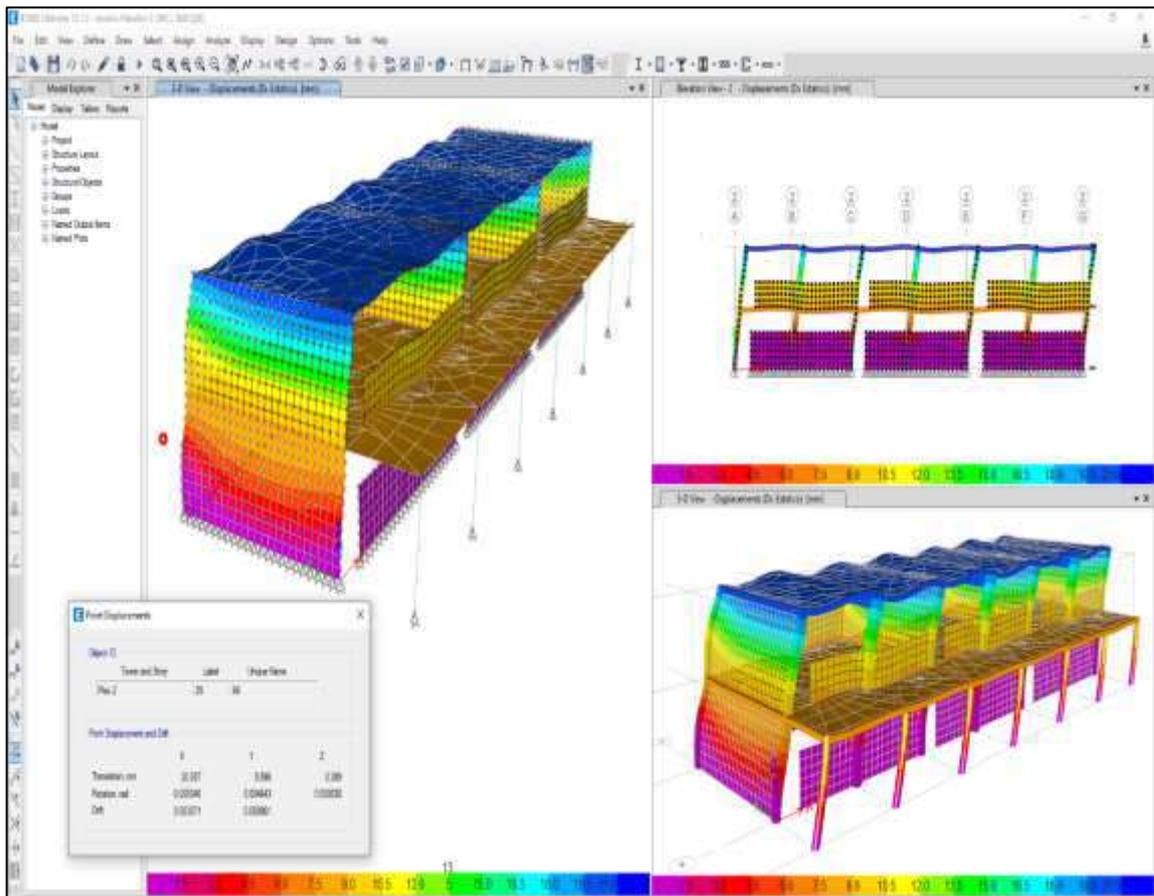


Figura 59. Desplazamientos Dx – Sismo Estático X Pabellón E
Fuente: Elaboración Propia

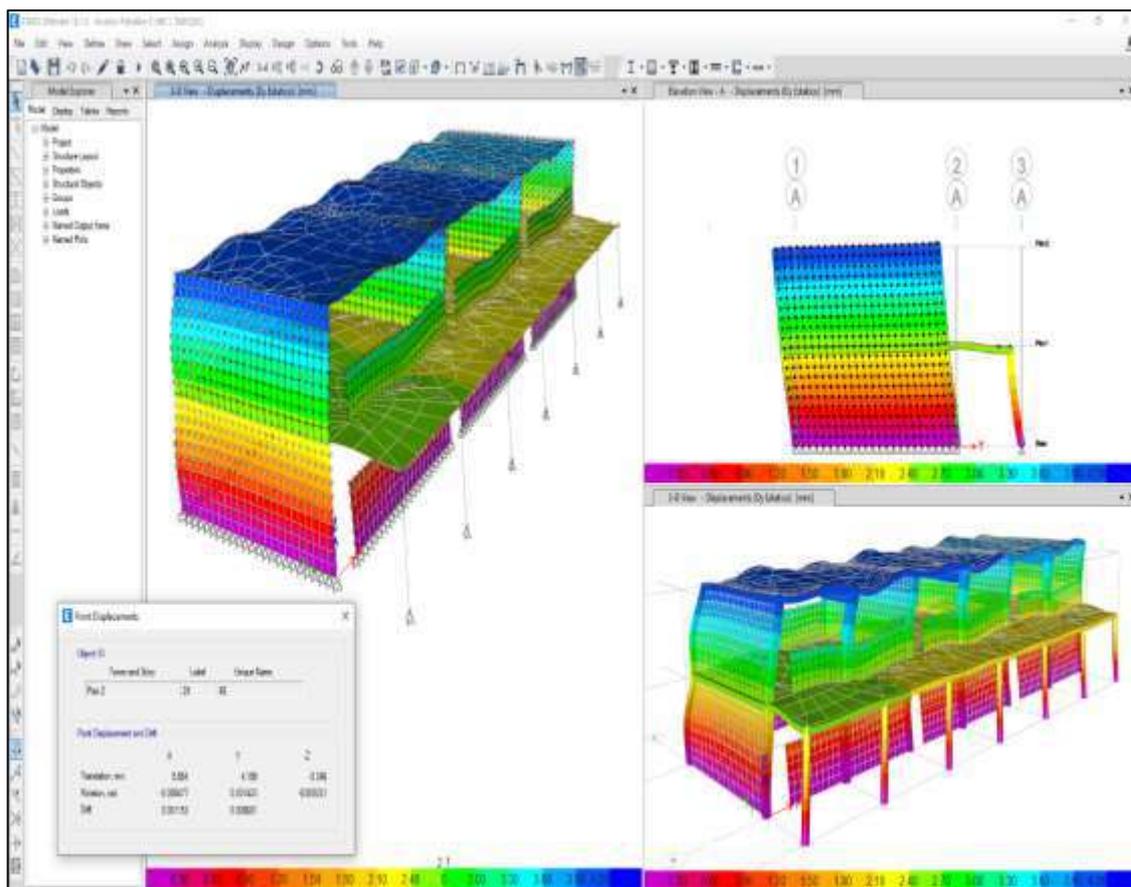


Figura 60. Desplazamientos Dy – Sismo Estático Y Pabellón E
Fuente: Elaboración Propia

En función a los resultados de la tabla N°46 se obtuvo el desplazamiento relativo en el centro de masa por piso en dirección de análisis (X-X, Y-Y).

Tabla 46. Desplazamiento, Sismo Estático X, Y – Pabellón E

Desplazamiento relativo Centro de Masa				
N° de Piso	Drift Total			
	Drift X	Drift Y	Drift X *1000*0.75*R	Drift Y *1000*0.75*R
2	0.001744	0.000285	3.924	0.64125
1	0.001377	0.000393	3.09825	0.88425

Fuente: Elaboración Propia

Para verificar el desplazamiento en el centro de masa y su irregularidad, también se realizó el promedio de los desplazamientos en las 4 esquinas de la estructura, lo cual en este caso es:

Tabla 47. Desplazamiento de 4 esquinas Sismo Estático X – Pabellón E

Desplazamiento relativo 4 Esquinas X						
N° de Piso	Drift de las 4 Esquinas				Promedio	Drift
	1	2	3	4		
2	0.001744	0.001744	0.001723	0.001718	0.0017	0.0039
1	0.001369	0.001369	0.001348	0.001343	0.0014	0.0031

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 48: Desplazamiento de 4 esquinas Sismo Estático Y – Pabellón E

Desplazamiento relativo 4 Esquinas Y						
N° de Piso	Drift de las 4 Esquinas				Promedio	Drift
	1	2	3	4		
2	0.000285	0.000228	0.000285	0.000228	0.0003	0.0006
1	0.000393	0.000328	0.000393	0.000328	0.0004	0.0008

Fuente: Elaboración Propia

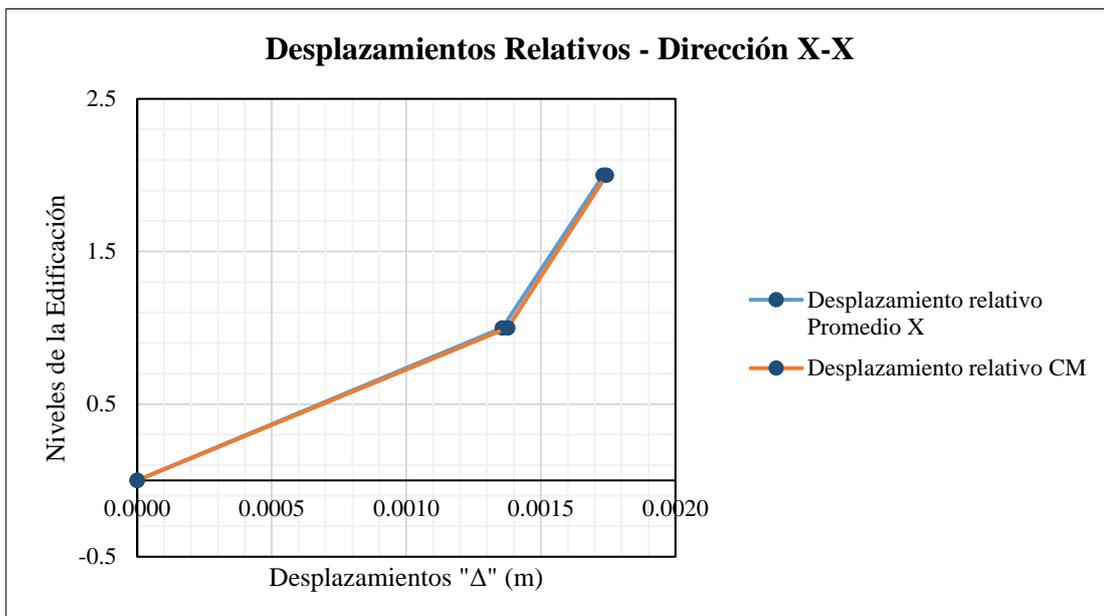


Figura 61. Desplazamiento, Sismo Estático X, Pabellón E

Fuente: elaboración propia

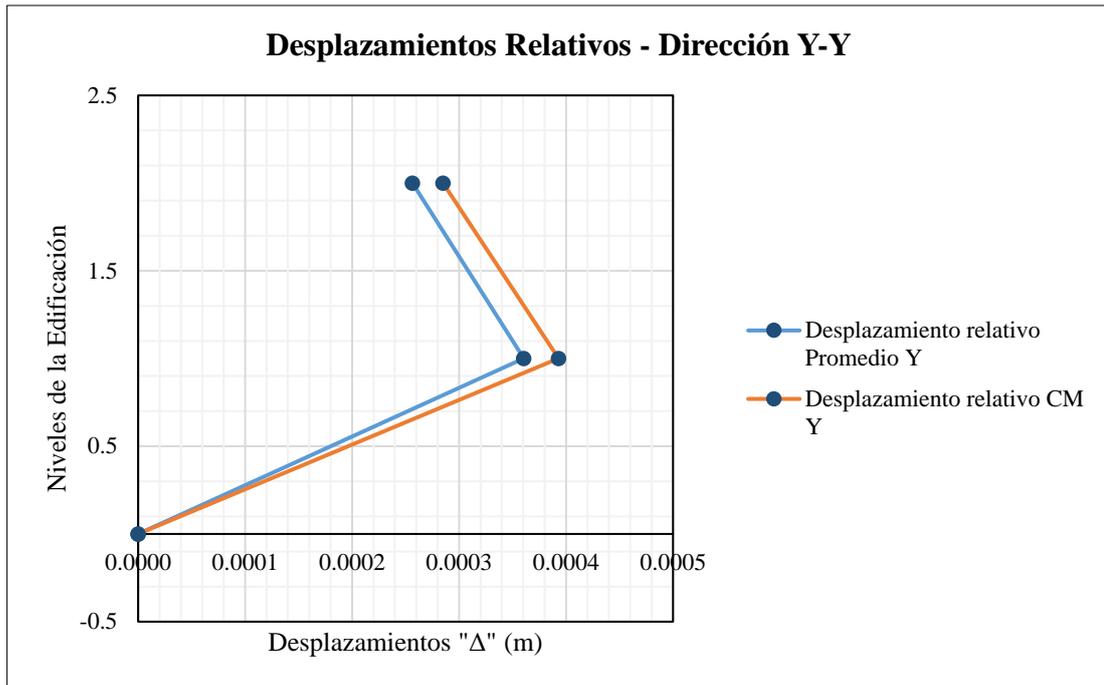


Figura 62. Desplazamiento, Sismo Estático Y, Pabellón E
Fuente: elaboración propia

De acuerdo a los resultados de las tablas N°47 y N°48, se ha podido ver que el desplazamiento promedio de las 4 esquinas tiene la misma forma que el desplazamiento en el centro de masa, solo varía la amplitud de este desplazamiento, lo cual es correcto, esto para ambas direcciones X y Y, tal como se indican en las figuras 61 y 62.

Tabla 49. Distorsión de entrepiso, Sismo Estático X, Pabellón E

Análisis en Dirección X-X					
N° de Piso	Norma E.030 Artículo 31		Altura "h" (m)	Distorsión de Entrepiso	Verificación de Deriva
	Δ_{absoluto} (m)	Δ_{relativo} (m)			
2	0.0050	0.0017	2.90	0.0039	Si Cumple
1	0.0040	0.0014	2.90	0.0031	Si Cumple
0	0.0000	0.0000	2.90	0.0000	Si Cumple

Fuente: Elaboración Propia

Por otro lado, de acuerdo a los resultados de la tabla N°49 la edificación cumple las derivas máximas permitidas, las cuales son de 5/1000, teniendo un máximo de 3.9/1000 para la dirección X y de 0.8/1000 para la dirección Y.

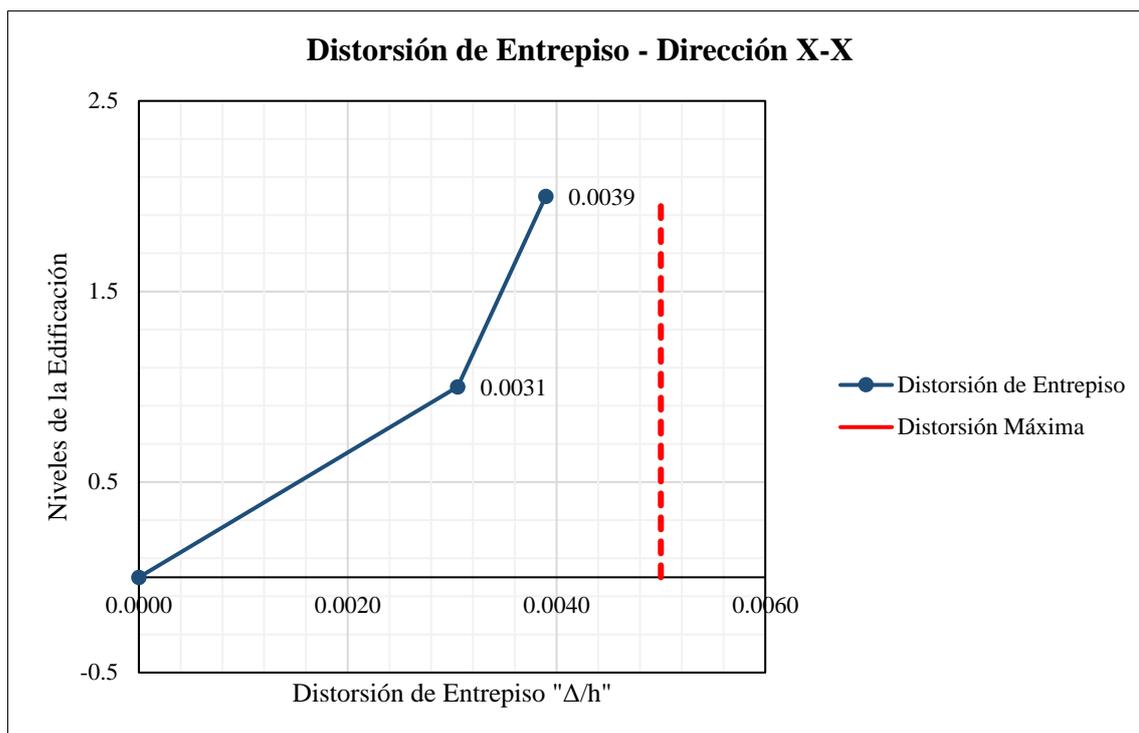


Figura 63. Distorsión de entrepiso, Sismo Estático X-X, Pabellón E
Fuente: Elaboración Propia

De la misma forma, luego de realizar el análisis sismo estático y de acuerdo a los valores de distorsión que se indican en la tabla N°50, se cumple con las derivas de entrepiso en la dirección Y.

Tabla 50. Distorsión de entrepiso, Sismo Estático Y, Pabellón E

Análisis en Dirección Y-Y					
N° de Piso	Norma E.030 Artículo 31		Altura "h" (m)	Distorsión de Entrepiso	Verificación de Deriva
	Δabsoluto (m)	Δrelativo (m)			
2	0.0007	0.0003	2.90	0.0006	Si Cumple
1	0.0010	0.0004	2.90	0.0008	Si Cumple
0	0.0000	0.0000	2.90	0.0000	Si Cumple

Fuente: Elaboración Propia

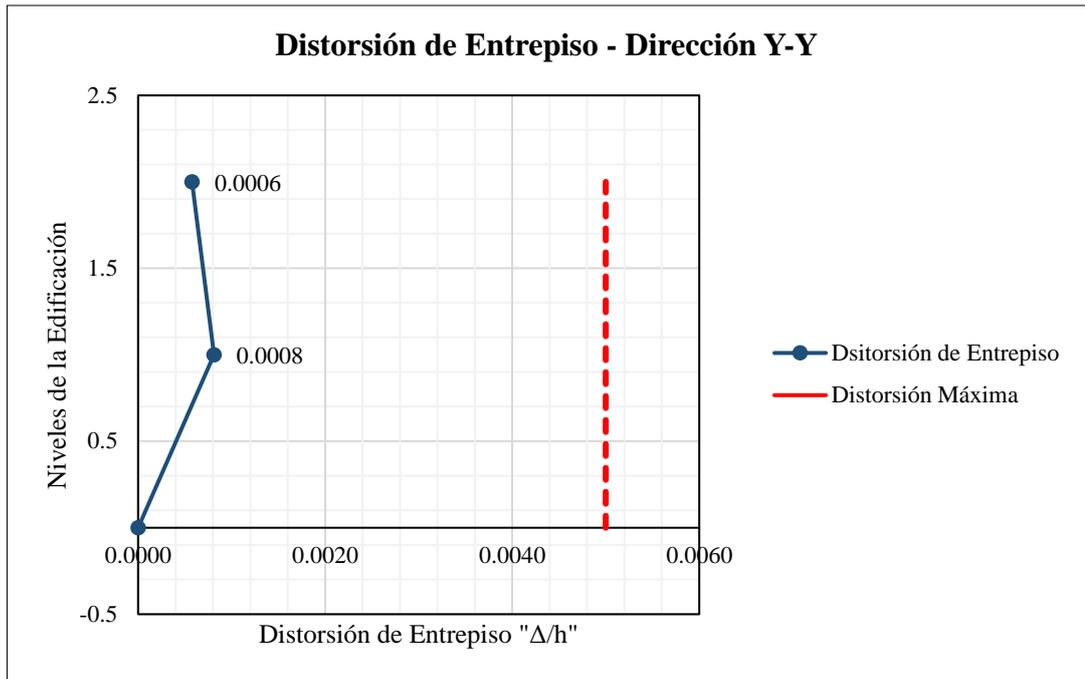


Figura 64. Distorsión de entrepiso, Sismo Estático Y, Pabellón E
Fuente: Elaboración Propia

a) Pabellón E sin tabiquería

En la figura N°65 se puede observar que, al aislar la tabiquería de los pórticos, la estructura presentaría un incremento con respecto al desplazamiento en la dirección X; puesto que los muros arriostrados a la tabiquería se encuentran influenciando en el comportamiento estructural del pabellón E.

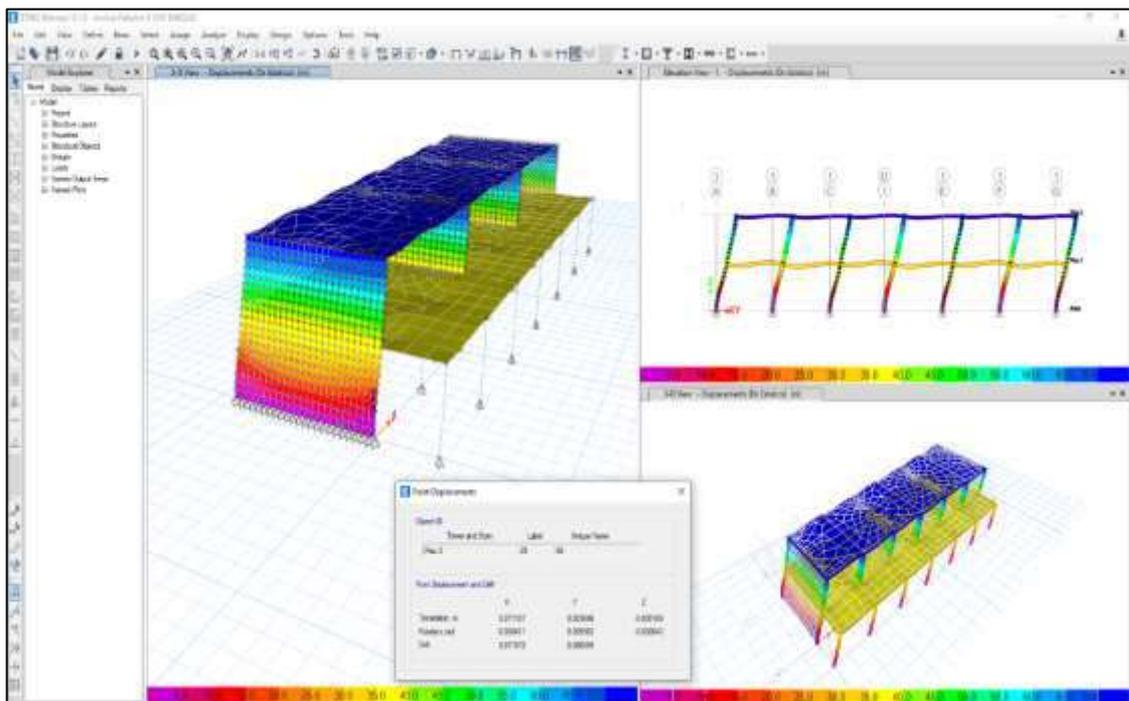


Figura 65. Desplazamientos Dx – Sismo Estático X Pabellón E, S/tabique
Fuente: Elaboración Propia

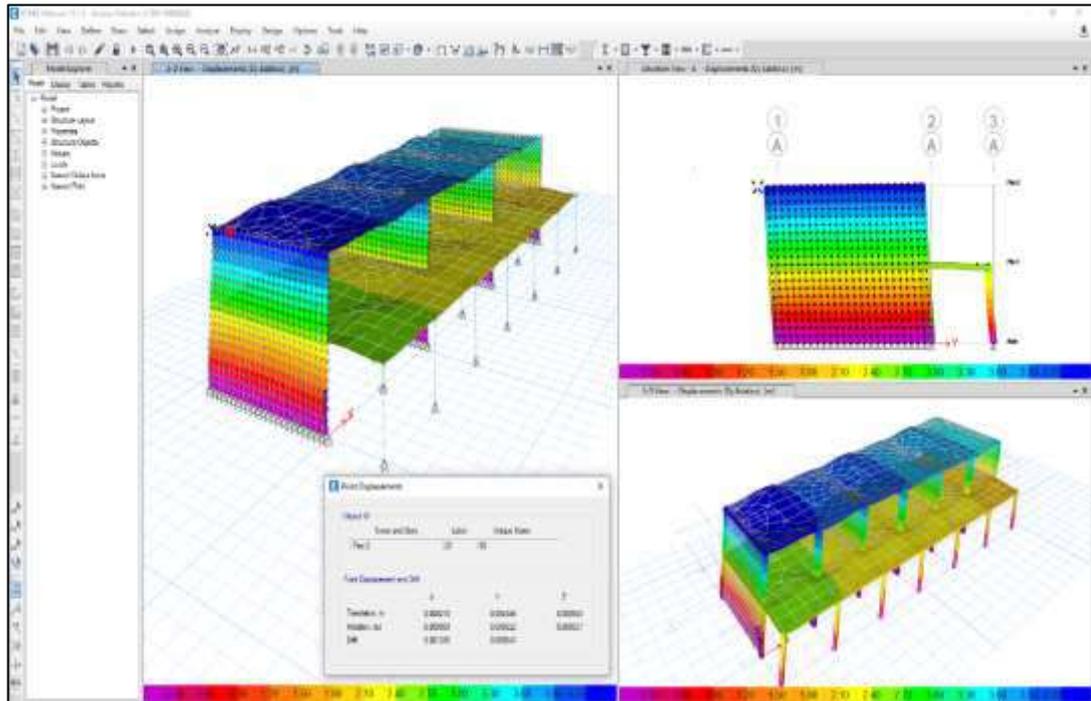


Figura 66. Desplazamientos Dy – Sismo Estático Y Pabellón E, S/tabique
Fuente: Elaboración Propia

Como se puede ver en la tabla N°51, quitar la albañilería aumenta considerablemente los resultados de desplazamientos relativos en el centro de masa, los cuales ya empiezan a superar el límite.

Tabla 51. Desplazamiento, Sismo Estático X, Y Pabellón E, S/tabiquería

Desplazamiento relativo Centro de Masa				
N° de Piso	Drift Total			
	Drift X	Drift Y	Drift X *1000*0.75*R	Drift Y *1000*0.75*R
2	0.001927	0.000284	11.562	0.639
1	0.002158	0.000378	12.948	0.8505

Fuente: Elaboración Propia

Las tablas N°52 y N°53, muestran los resultados de los desplazamientos relativos efectuados en las 4 esquinas; obteniéndose desplazamientos promedios máximos por cada nivel y dirección de análisis.

Tabla 52. Desplazamiento de 4 esquinas Sismo Estático X – Pabellón E

Desplazamiento relativo 4 Esquinas X						
N° de Piso	Drift de las 4 Esquinas				Promedio	Drift
	1	2	3	4		
2	0.001923	0.001923	0.001927	0.001927	0.0019	0.0116
1	0.006248	0.006248	0.006256	0.006258	0.0063	0.0375

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 53. Desplazamiento de 4 esquinas Sismo Estático Y – Pabellón E

Desplazamiento relativo 4 Esquinas Y						
N° de Piso	Drift de las 4 Esquinas				Promedio	Drift
	1	2	3	4		
2	0.000284	0.000225	0.000284	0.000225	0.0003	0.0006
1	0.000378	0.000309	0.000378	0.000309	0.0003	0.0008

Fuente: Elaboración Propia

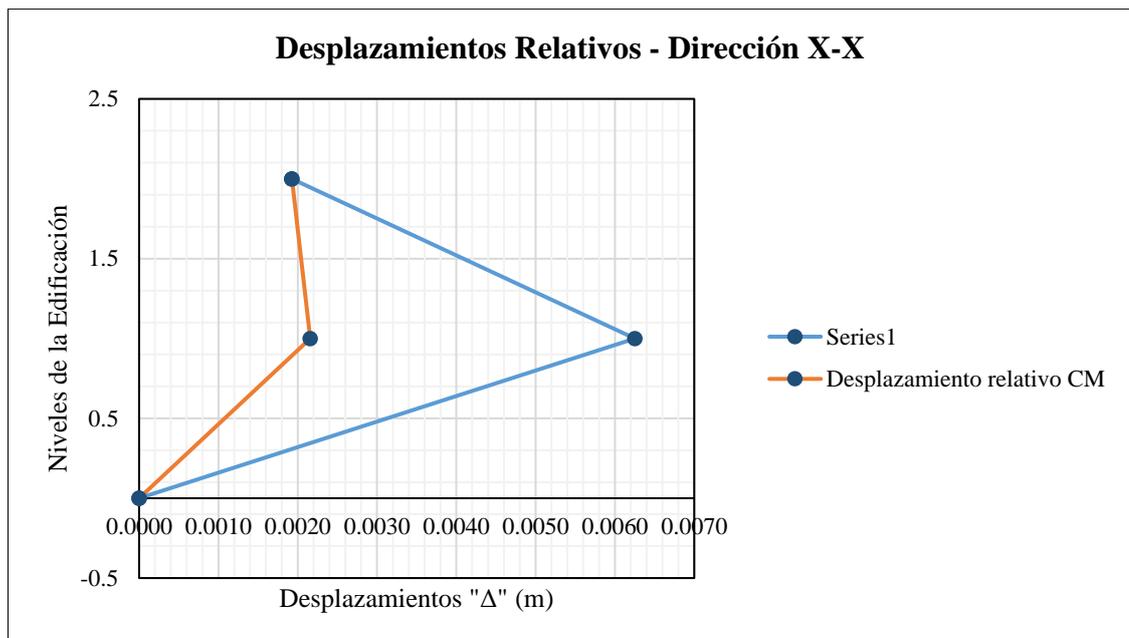


Figura 67. Desplazamiento, Sismo Estático Y, Pabellón E, S/tabiquería

Fuente: Elaboración propia

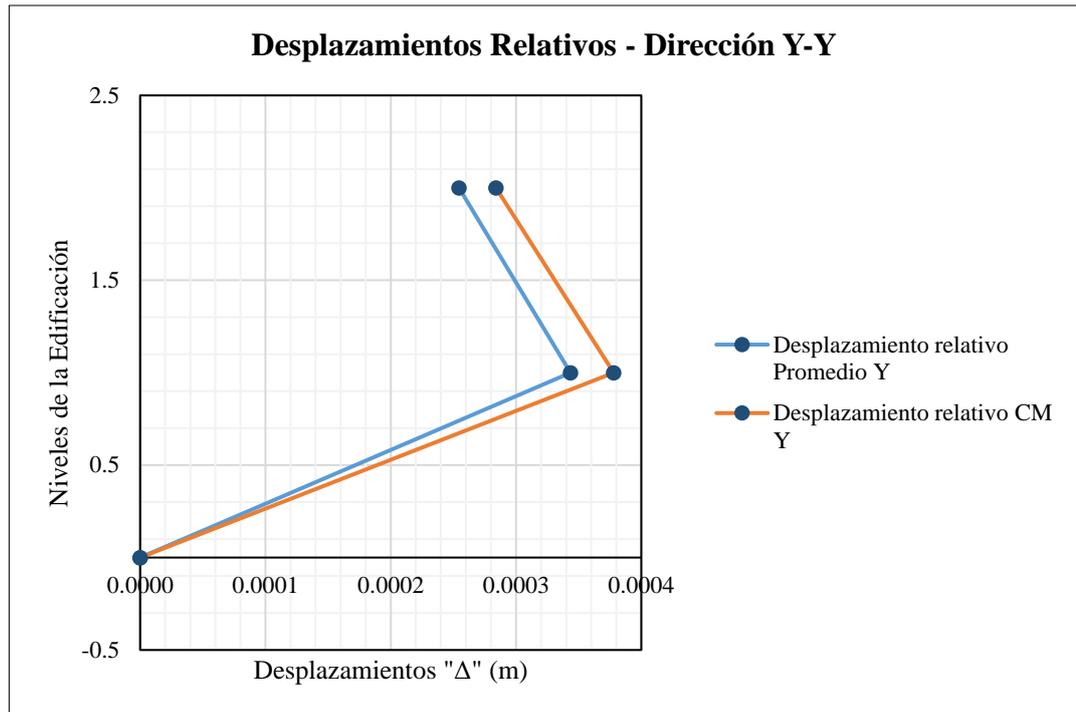


Figura 68. Desplazamiento, Sismo Estático Y, Pabellón E, S/tabiquería
Fuente: elaboración propia

Tabla 54. Distorsión de entrepiso, Sismo Estático X, S/tabiquería Pabellón E

Análisis en Dirección X-X					
N° de Piso	Norma E.030 Artículo 31		Altura "h" (m)	Distorsión de Entrepiso	Verificación de Deriva
	Δ_{absoluto} (m)	Δ_{relativo} (m)			
2	0.0056	0.0019	2.90	0.0116	No Cumple, Verificar
1	0.0181	0.0063	2.90	0.0375	No Cumple, Verificar
0	0.0000	0.0000	2.90	0.0000	

Fuente: Elaboración Propia

Luego de realizar el análisis estático lineal, los resultados de la tabla N°54, muestran que la edificación no cumple con las derivas máximas permitidas en la dirección X, obteniéndose un valor para el primer nivel de 37.5/1000. Mientras que de acuerdo a los resultados de la tabla N°55 en la dirección Y si se cumple con la deriva máxima permitida; ya que se obtuvo un valor de 0.8/1000 en el 1er nivel.

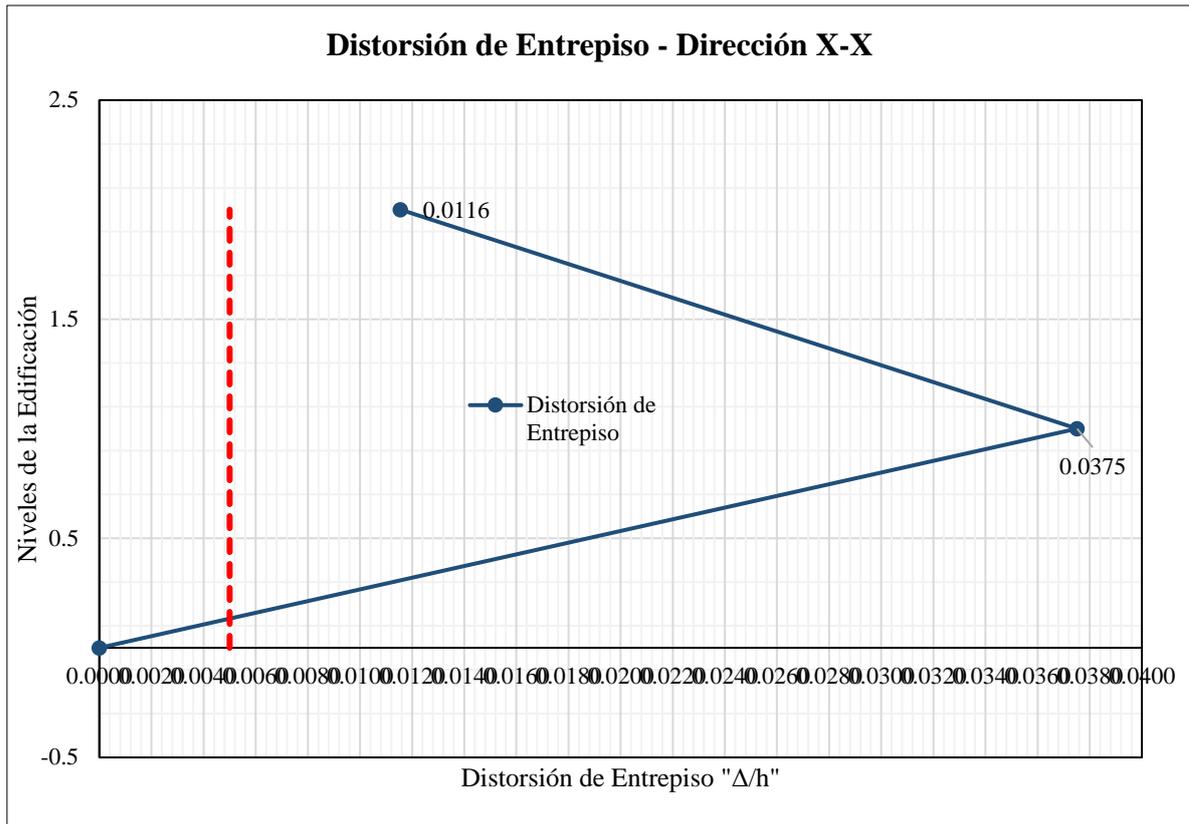


Figura 69. Distorsión de entrepiso, Sismo Estático X, S/tabiquería Pabellón E
Fuente: Elaboración propia

Según los valores mostrados en la tabla N°55, se observa que las derivas de entrepiso cumplen con lo especulado al realizar el análisis en la dirección Y.

Tabla 55. Distorsión de entrepiso, Sismo Estático Y, S/tabiquería Pabellón E

Análisis en Dirección Y-Y					
N° de Piso	Norma E.030 Artículo 31		Altura "h" (m)	Distorsión de Entrepiso	Verificación de Deriva
	Δabsoluto (m)	Δrelativo (m)			
2	0.0007	0.0003	2.90	0.0006	Si Cumple
1	0.0010	0.0003	2.90	0.0008	Si Cumple
0	0.0000	0.0000	2.90	0.0000	Si Cumple

Fuente: Elaboración Propia

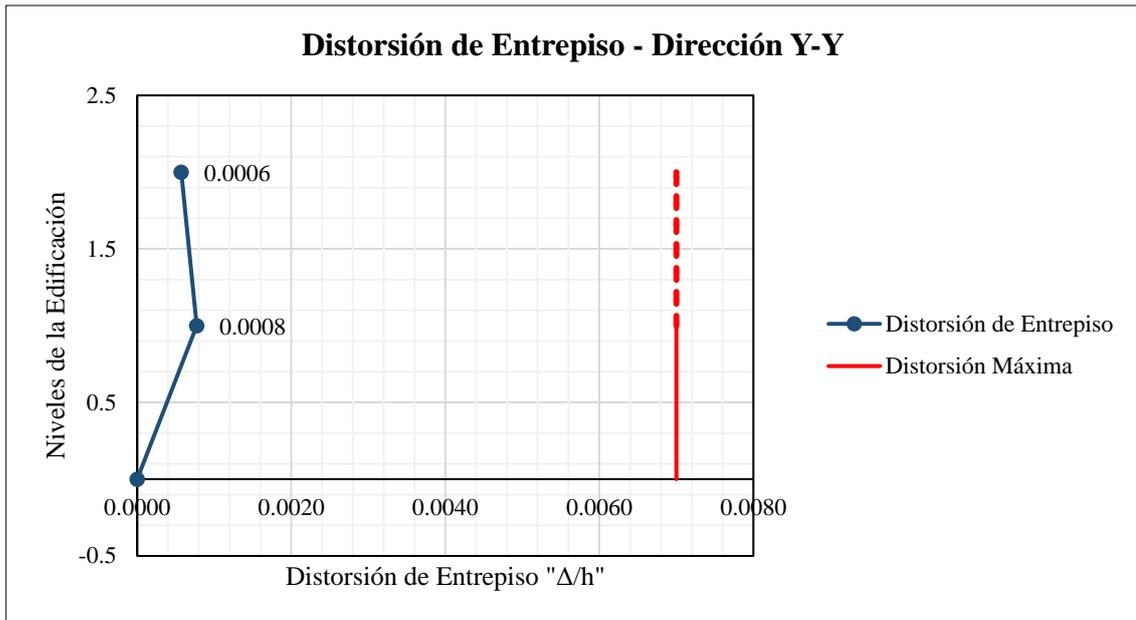


Figura 70. Distorsión de entrepiso, Sismo Estático Y, S/tabiquería Pabellón E
Fuente: Elaboración Propia

b) Pabellón D

La norma E.030, establece límites de distorsión de entrepiso, según la calidad de material predominante; es así que analizando la estructura del pabellón "D" en la dirección X, presenta elementos estructurales de concreto armado, estableciendo una deriva límite de 7 % y para lo dirección Y-Y el material es albañilería confinada, por lo que el límite de la deriva es de 5 %.

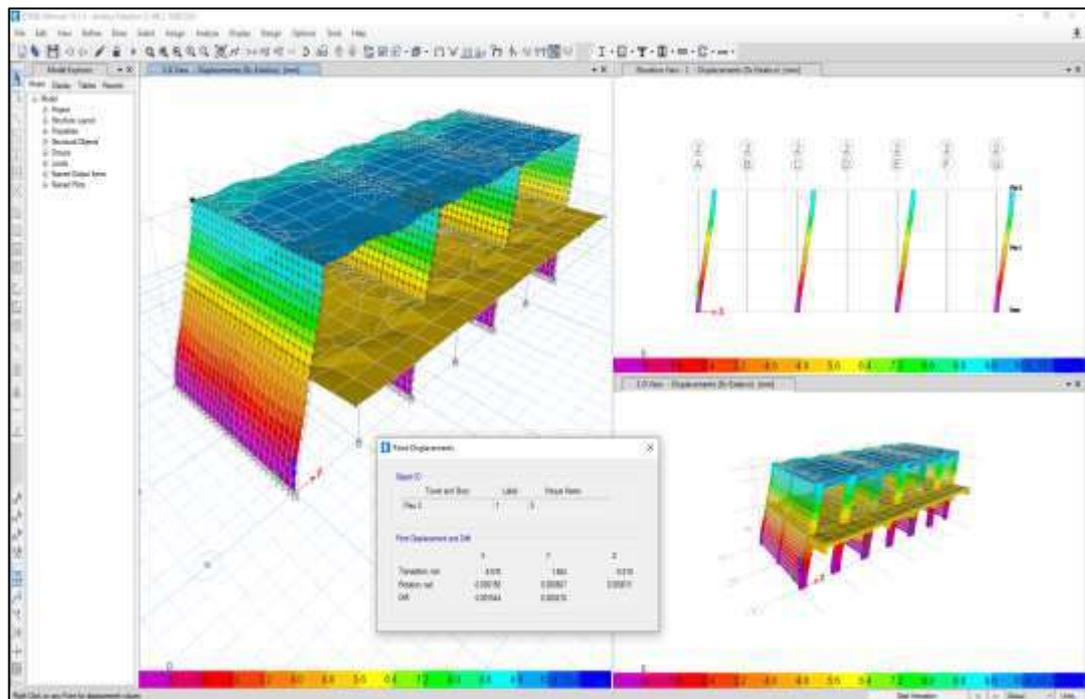


Figura 71. Desplazamientos Dx – Sismo Estático X Pabellón D

Fuente: Elaboración Propia

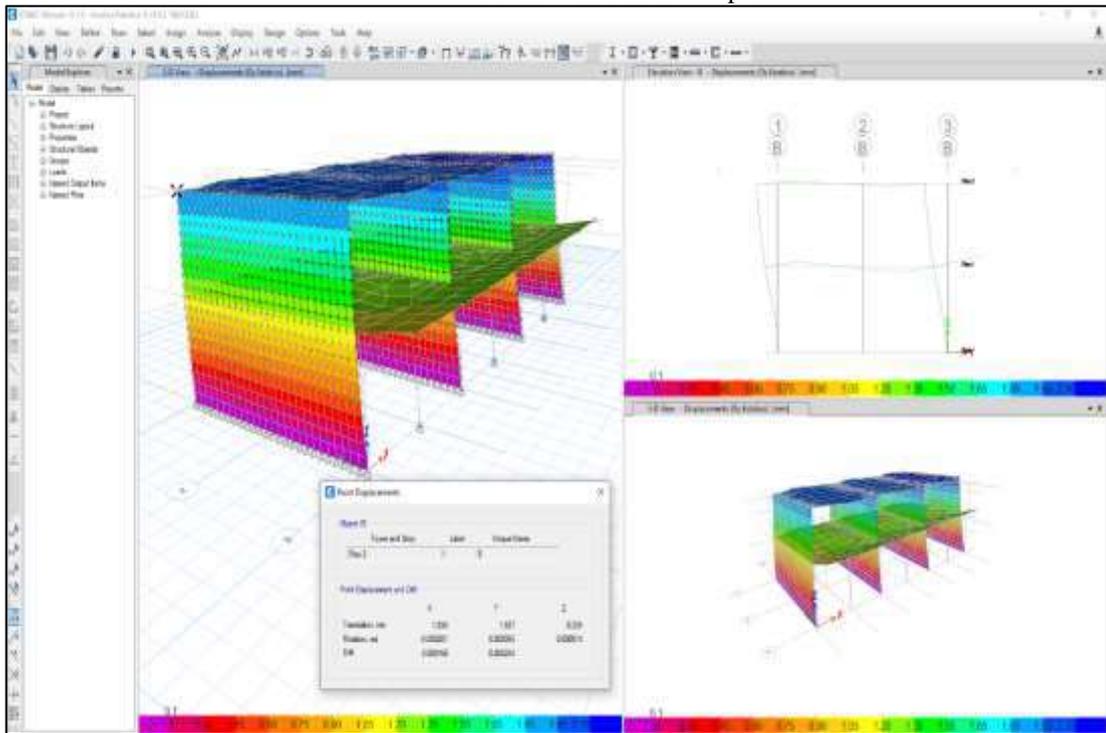


Figura 72. Desplazamientos Dy – Sismo Estático Y Pabellón D

Fuente: Elaboración Propia

En la tabla N°56 se obtuvieron los desplazamientos relativos por piso en el centro de masa; observándose que las derivas son menores a 7/1000 en la dirección X y menores a 5/1000 en la dirección Y.

Tabla 56. Desplazamiento, Sismo Estático X, Y – Pabellón D

Desplazamiento relativo Centro de Masa				
N° de Piso	Drift Total			
	Drift X	Drift Y	Drift X *1000*0.75*R	Drift Y *1000*0.75*R
2	0.000258	0.000128	1.548	0.288
1	0.000268	0.00019	1.608	0.4275

Fuente: Elaboración Propia

Así mismo de la tabla N°57, luego de realizar el promedio de desplazamientos absolutos en las 4 esquinas, se observa que el pabellón evaluado cumple con la verificación de derivas de entrepiso en la dirección X.

Tabla 57. Desplazamiento, Sismo Estático X – Pabellón D

Desplazamiento relativo 4 Esquinas X						
N° de Piso	Drift de las 4 Esquinas				Promedio	Drift
	1	2	3	4		
2	0.000258	0.000257	0.000258	0.000257	0.0003	0.0015
1	0.000267	0.000268	0.000267	0.000268	0.0003	0.0016

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 58. Desplazamiento, Sismo Estático Y – Pabellón D

Desplazamiento relativo 4 Esquinas Y						
N° de Piso	Drift de las 4 Esquinas				Promedio	Drift
	1	2	3	4		
2	0.000113	0.000113	0.000128	0.000128	0.0001	0.0003
1	0.000169	0.000169	0.00019	0.00019	0.0002	0.0004

Por otro lado, luego de realizar el promedio de desplazamientos absolutos en las 4 esquinas en la dirección Y, se observa que el pabellón muestra derivas de entrepiso menores a 5/1000.

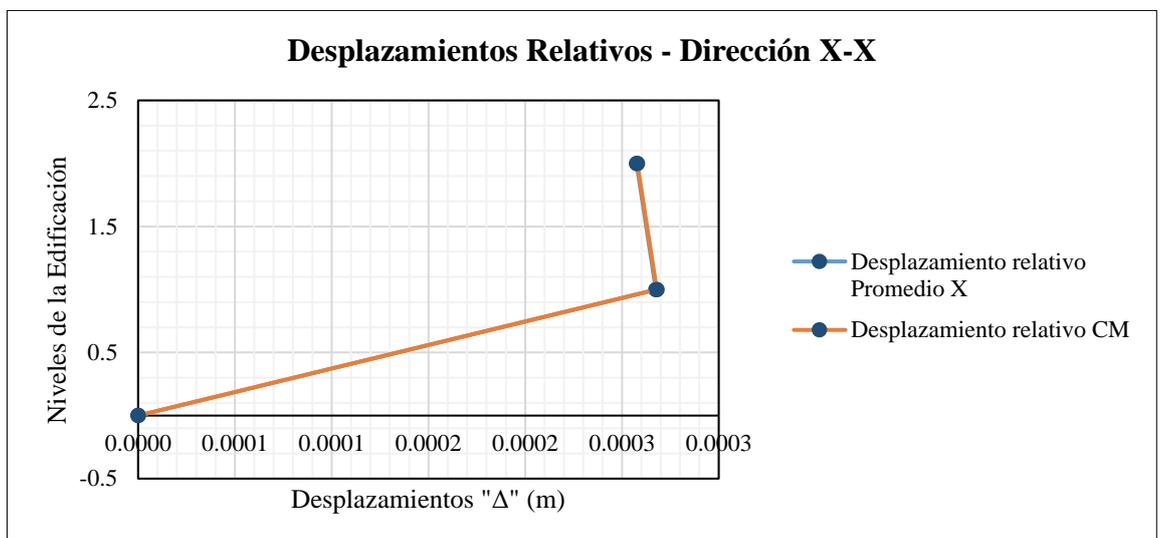


Figura 73. Desplazamiento, Sismo Estático X, Pabellón D

Fuente: Elaboración Propia

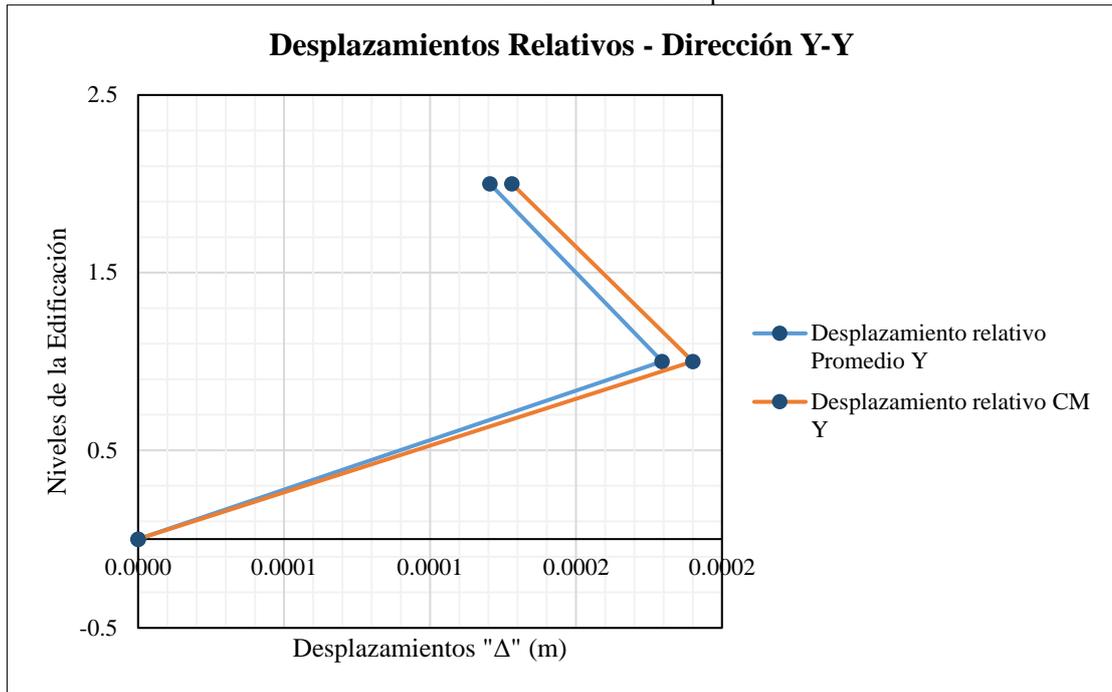


Figura 74. Desplazamiento, Sismo Estático Y, Pabellón D
Fuente: Elaboración Propia

Los efectos en el pabellón D son similares, la reducción de secciones o quitar muros puede afectar desplazamiento, sin embargo, en este caso no se tiene muros que quitar en la dirección X, debido a que esta presenta columnas tipo T de sección considerable, es por ello que se les considera solo en un caso de estudio.

Tabla 59. Distorsión de entrepiso, Sismo Estático X, Pabellón D

Análisis en Dirección X-X					
N° de Piso	Norma E.030 Artículo 31		Altura "h" (m)	Distorsión de Entrepiso	Verificación de Deriva
	Δ_{absoluto} (m)	Δ_{relativo} (m)			
2	0.0008	0.0003	3.00	0.0015	Si Cumple
1	0.0008	0.0003	3.10	0.0016	Si Cumple
0	0.0000	0.0000	3.00	0.0000	

Fuente: Elaboración Propia

Luego de realizar el análisis estático lineal, los resultados de la tabla N° 59, muestran que la edificación cumple con las derivas máximas permitidas en la dirección X, obteniéndose un valor de 1.6/1000.

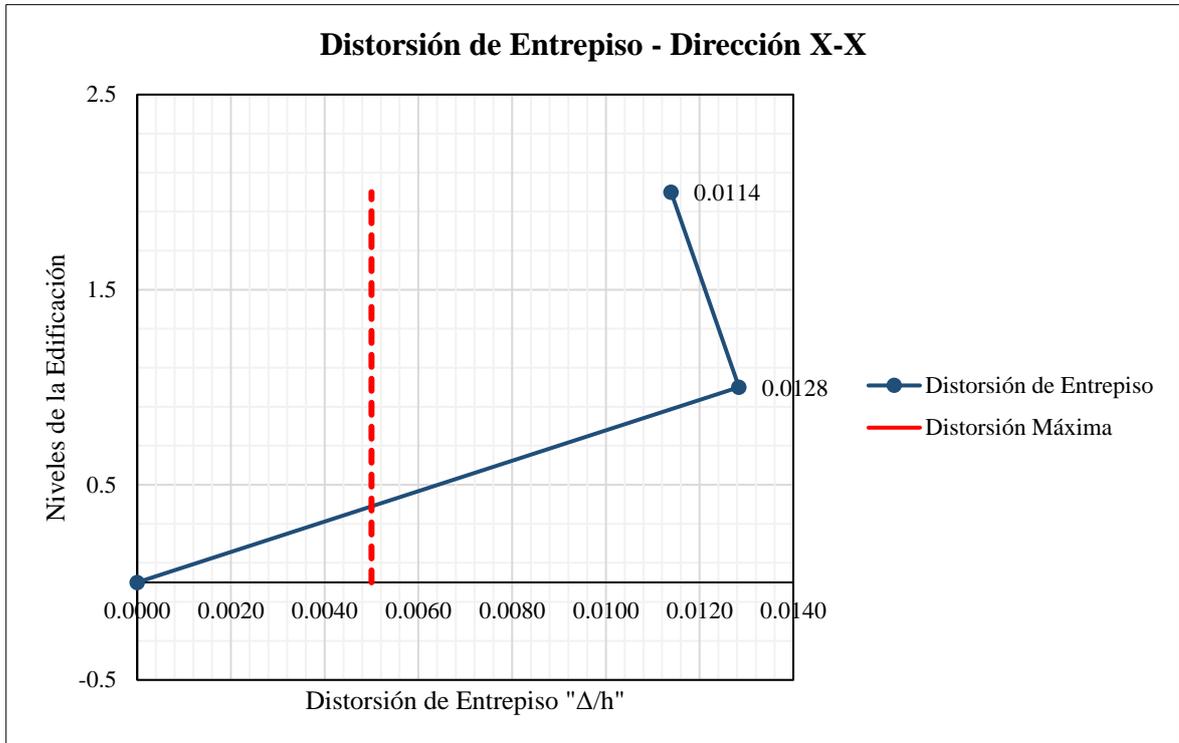


Figura 75. Distorsión de entrecimso, Sismo Estático X-X, Pabellón D
Fuente: Elaboración Propia

Según la tabla N°60, el pabellón D cumple con las derivas de entrecimso en el eje Y, ello tras realizar el análisis sismo estático “Y”, donde el máximo es de 0.4/1000, considerándose que hay bastante rigidez en esa dirección y sin duda no se tendrán problemas sísmicos más adelante.

Tabla 60. Distorsión de entrecimso, Sismo Estático Y, Pabellón D

Análisis en Dirección Y-Y					
N° de Piso	Norma E.030 Artículo 31		Altura "h" (m)	Distorsión de Entrecimso	Verificación de Deriva
	Δabsoluto (m)	Δrelativo (m)			
2	0.0004	0.0001	3.00	0.0003	Si Cumple
1	0.0006	0.0002	3.10	0.0004	Si Cumple
0	0.0000	0.0000	3.00	0.0000	

Fuente: Elaboración Propia

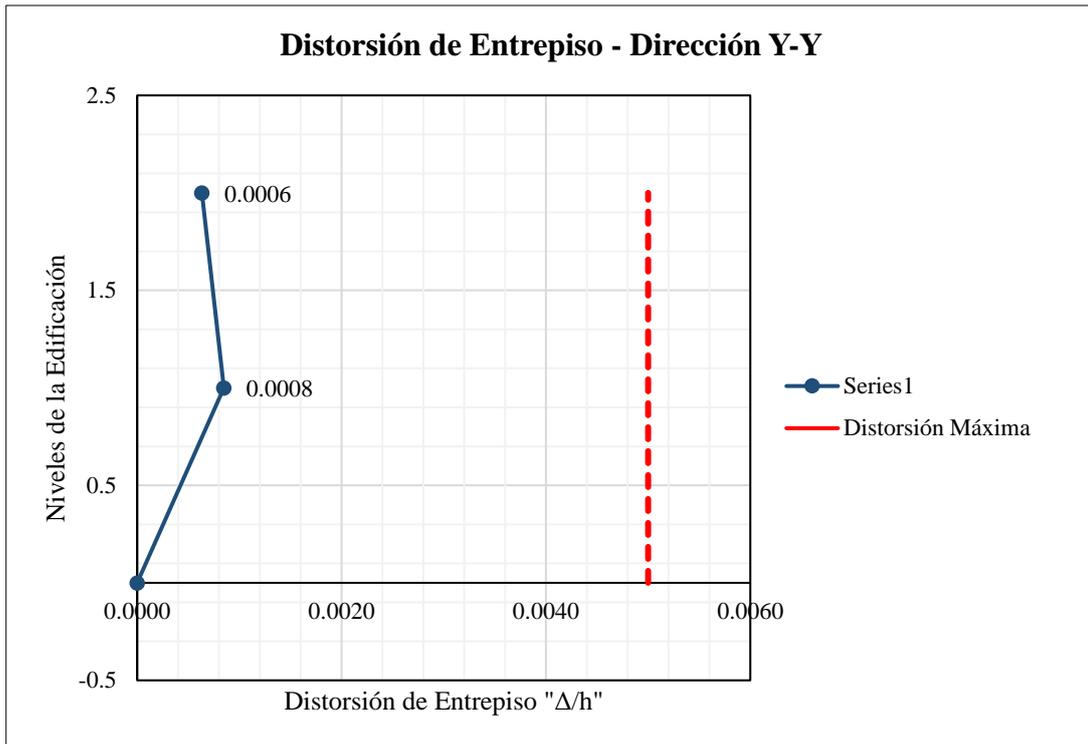


Figura 76. Distorsión de entrecimso, Sismo Estático Y, Pabellón D
Fuente: Elaboración Propia

5.3.3 Análisis de efecto de columna corta

El efecto de columna corta se llega a producir cuando se somete la columna a fuerzas horizontales y esta llega a presentar una restricción en su desplazamiento por un elemento no estructural, generalmente podría ser albañilería confinada; lo cual limita la capacidad de la columna a deformarse libremente y en consecuencia generar un mismo desplazamiento lateral.

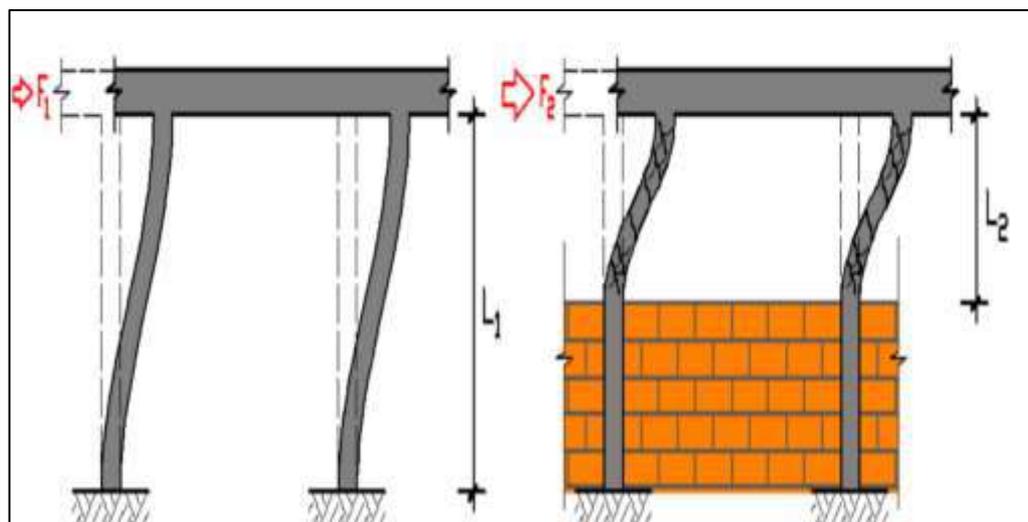


Figura 77. Concentración de tensiones F1 Y F2 y falla prematura en la "columna corta"
Fuente: "el efecto de la columna corta o cautiva" Tomada de L. Teresa Guevara

5.3.3.1 Verificación por desplazamientos en columnas cortas

a) Pabellón E

En la estructura se muestran varias columnas cortas que no fueron aisladas correctamente por ello existe una probabilidad de falla.

En las tablas N° 61 y N° 62, se muestran una diferencia de las deformaciones en la dirección X y, mostrándose que los mayores desplazamientos se muestran en las columnas aisladas, las cuales son verificadas con el sismo para la dirección de análisis X y respectivamente.

Tabla 61. Desplazamiento en eje "X" en Columnas, Pabellón E (Eje 2)

Nudo	Deformada Columna corta (m)	Deformada Columna aislada de tabiquería (m)	Elemento
2B	0.009027	0.011826	Piso 2
2D	0.009027	0.011826	Piso 2
2F	0.009027	0.011826	Piso 2
2B	0.003969	0.006248	Piso 1
2D	0.003969	0.006248	Piso 1
2F	0.003969	0.006248	Piso 1

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 62. Desplazamiento en eje "Y" en Columnas, Pabellón E (Eje 2)

Nudo	Deformada Columna corta (m)	Deformada Columna aislada de tabiquería (m)	Elemento
2B	0.001907	0.001858	Piso 2
2D	0.001790	0.01736	Piso 2
2F	0.001670	0.001609	Piso 2
2B	0.001108	0.001063	Piso 1
2D	0.001046	0.000997	Piso 1
2F	0.000982	0.0009280	Piso 1

Fuente: Elaboración Propia

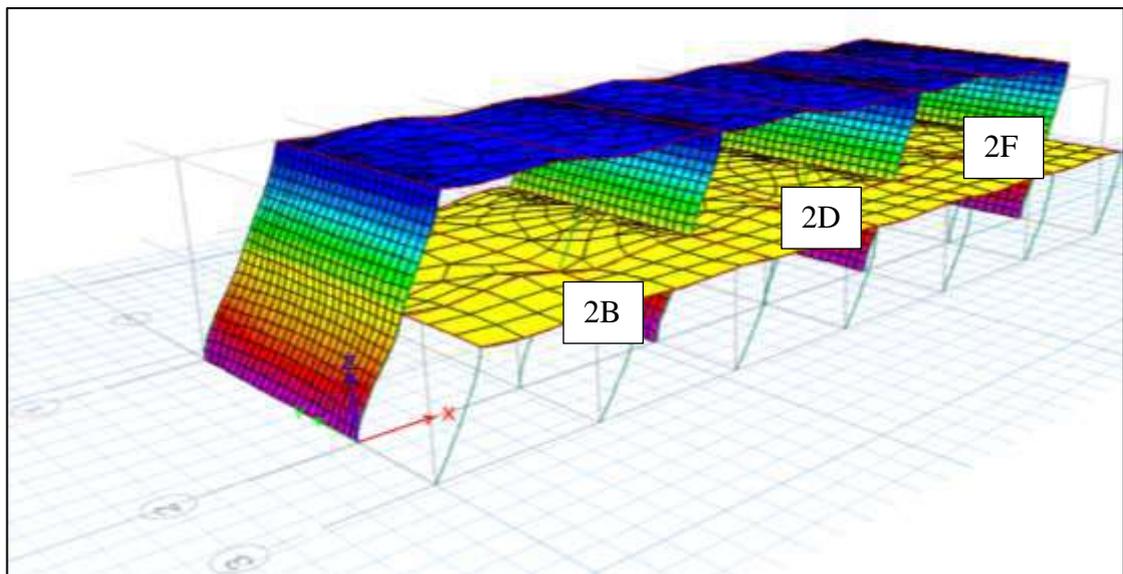


Figura 78. Ubicación de puntos evaluados, Pab. E (sin tabiquería)

Fuente: Análisis Etabs V19

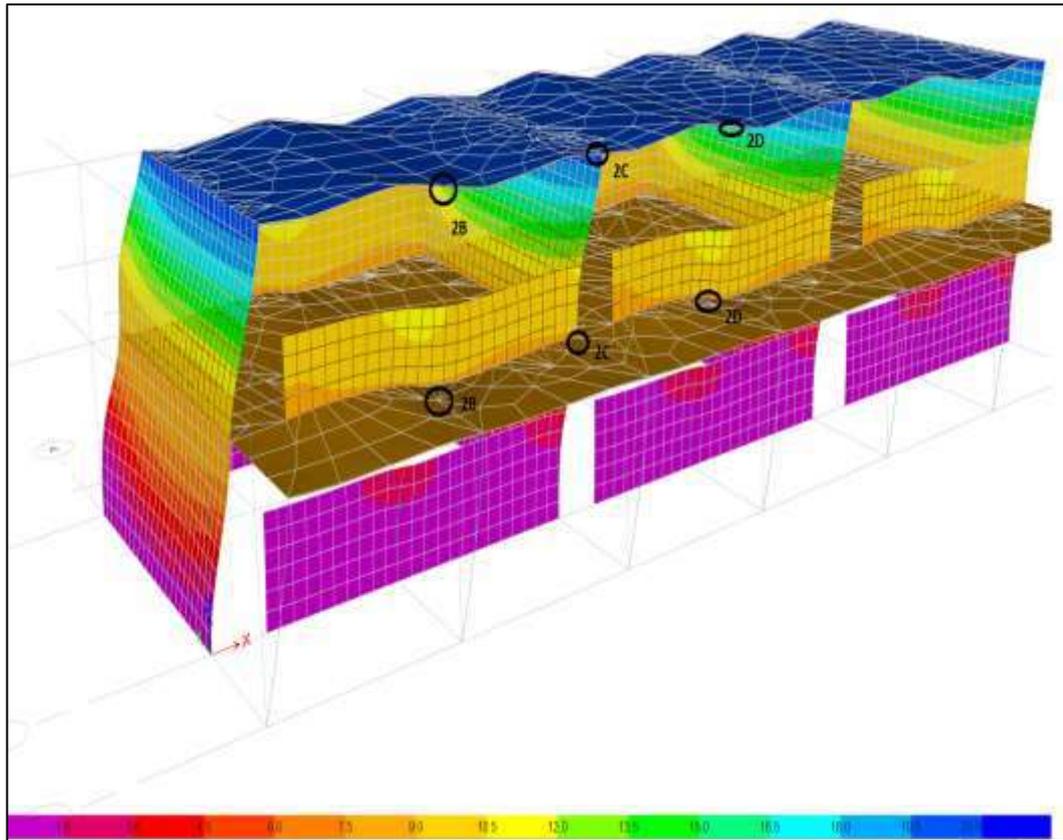


Figura 79. Ubicación de puntos evaluados, Pab. E (con tabiquería)
Fuente: Análisis Etabs V19

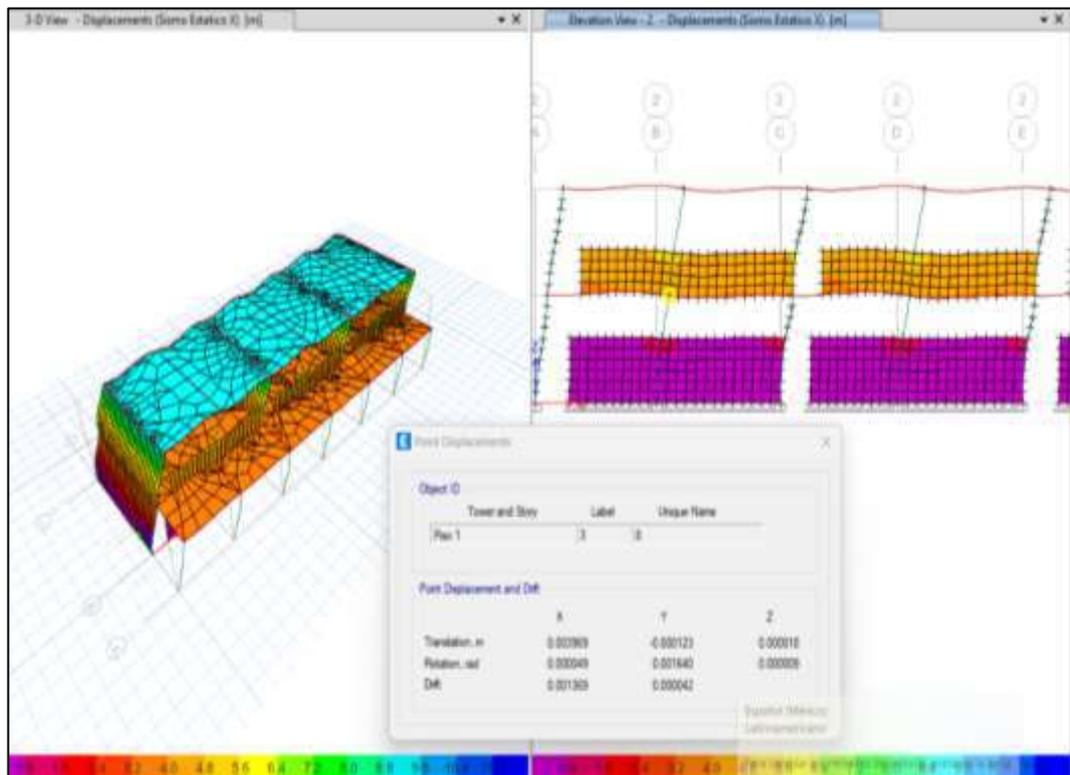


Figura 80. Deformada Dx, Piso 1 columna corta 2B
Fuente: Análisis Etabs V19

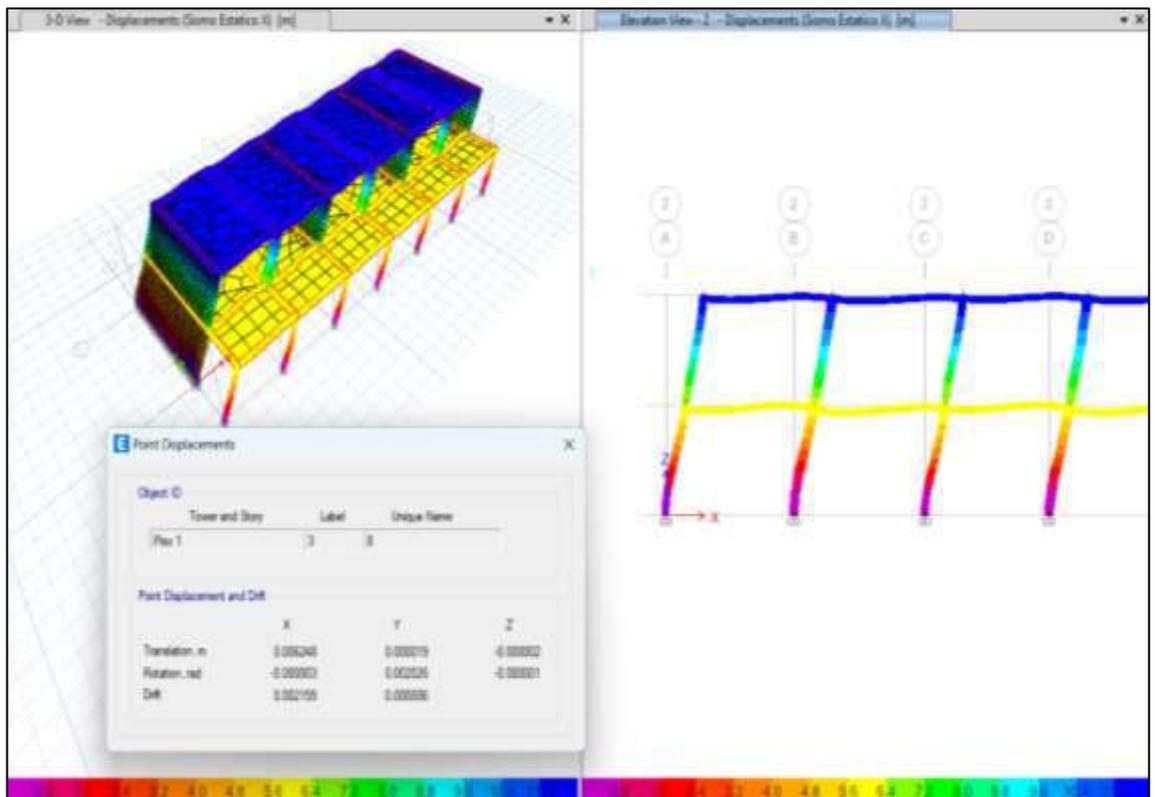


Figura 81. Deformada Dx, Piso 1 columna aislada 2B
Fuente: Análisis Etabs V19

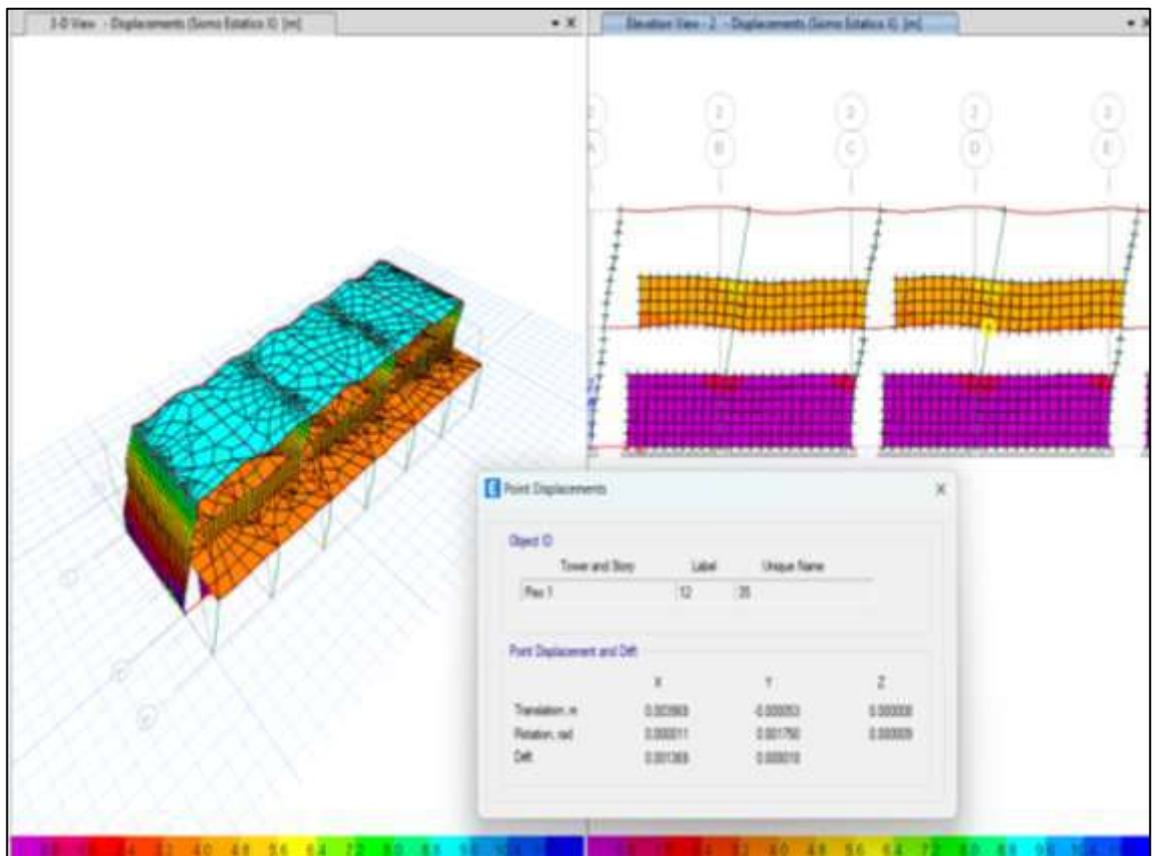


Figura 82. Deformada Dx, Piso 1 columna corta 2D
Fuente: Análisis Etabs V19

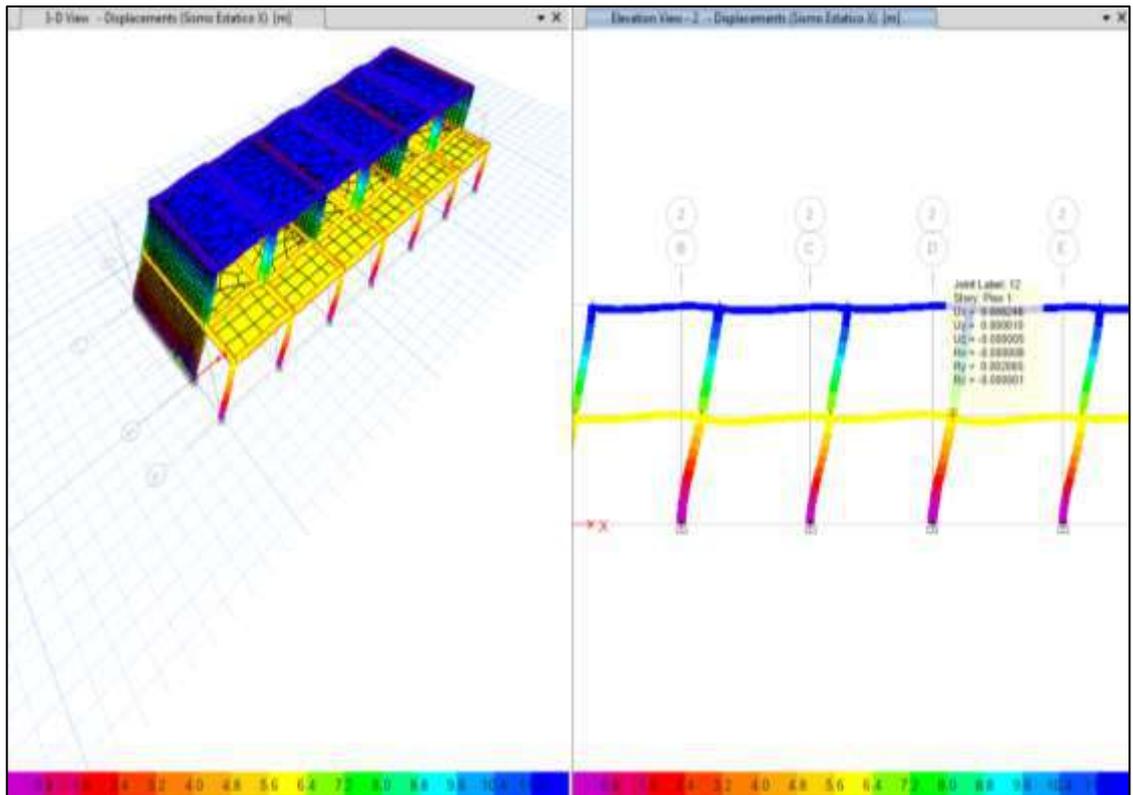


Figura 83. Deformada Dx, Piso 1 columna aislada 2D
 Fuente: Análisis Etabs V19

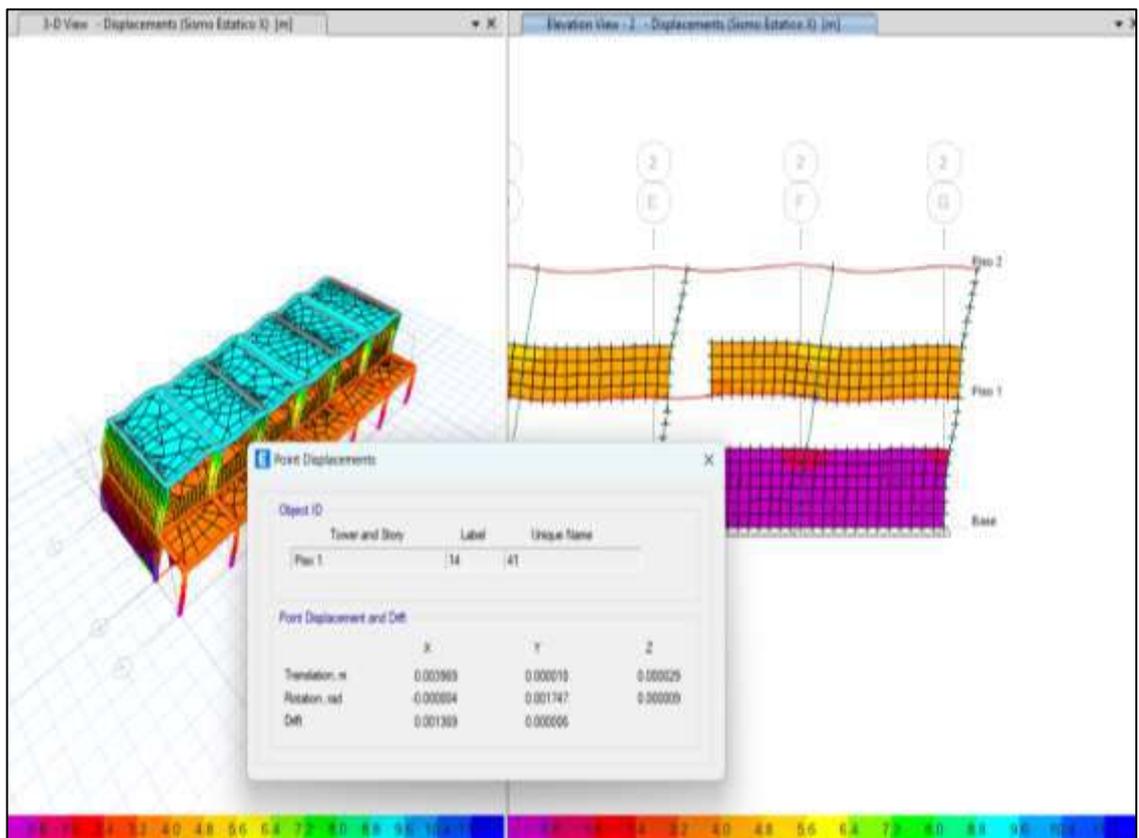


Figura 84. Deformada Dx, Piso 1 columna corta 2F
 Fuente: Análisis Etabs V19

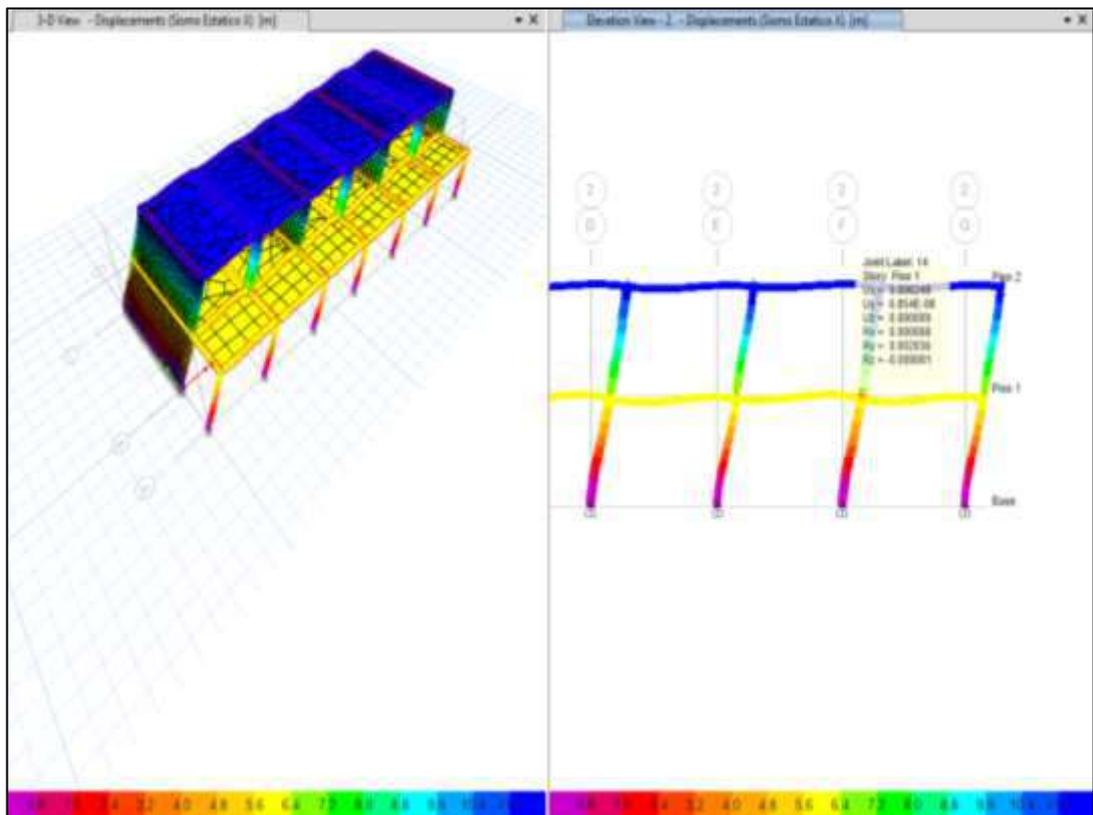


Figura 85. Deformada Dx, Piso 1 columna aislada 2F
 Fuente: Análisis Etabs V19

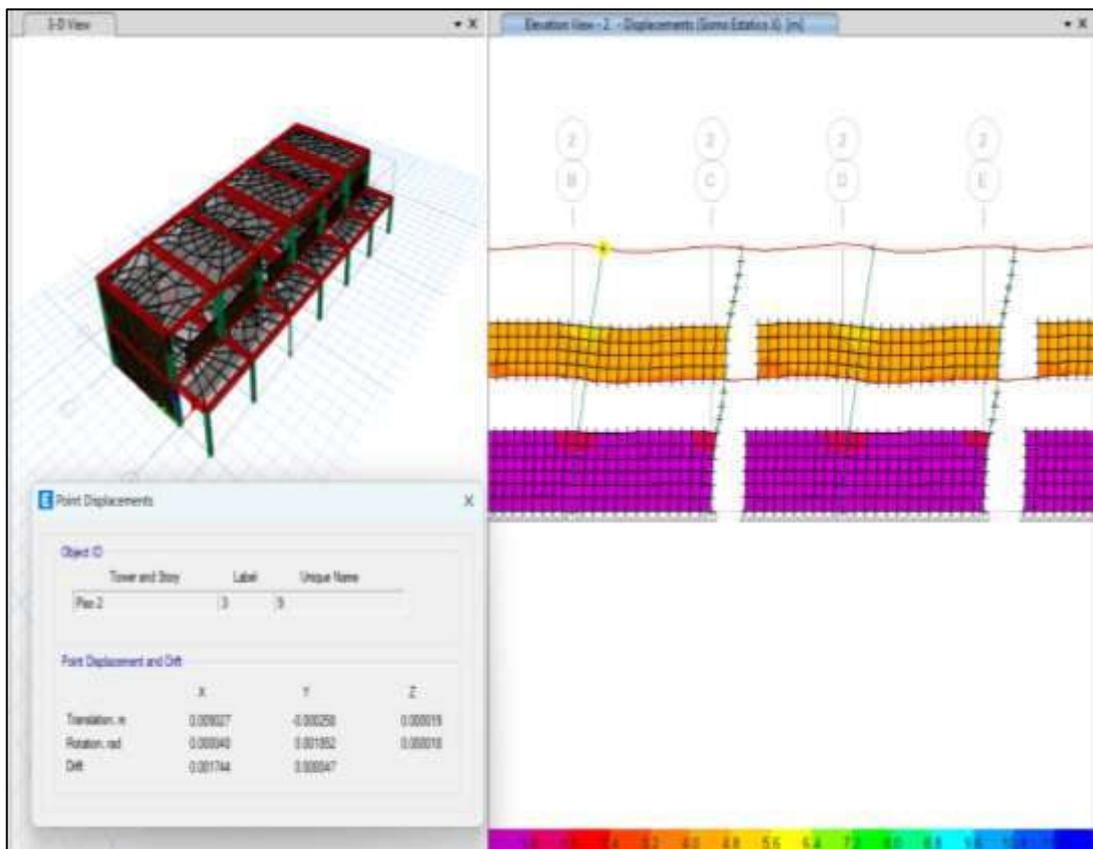


Figura 86. Deformada Dx, Piso 2 columna corta 2B
 Fuente: Análisis Etabs V19

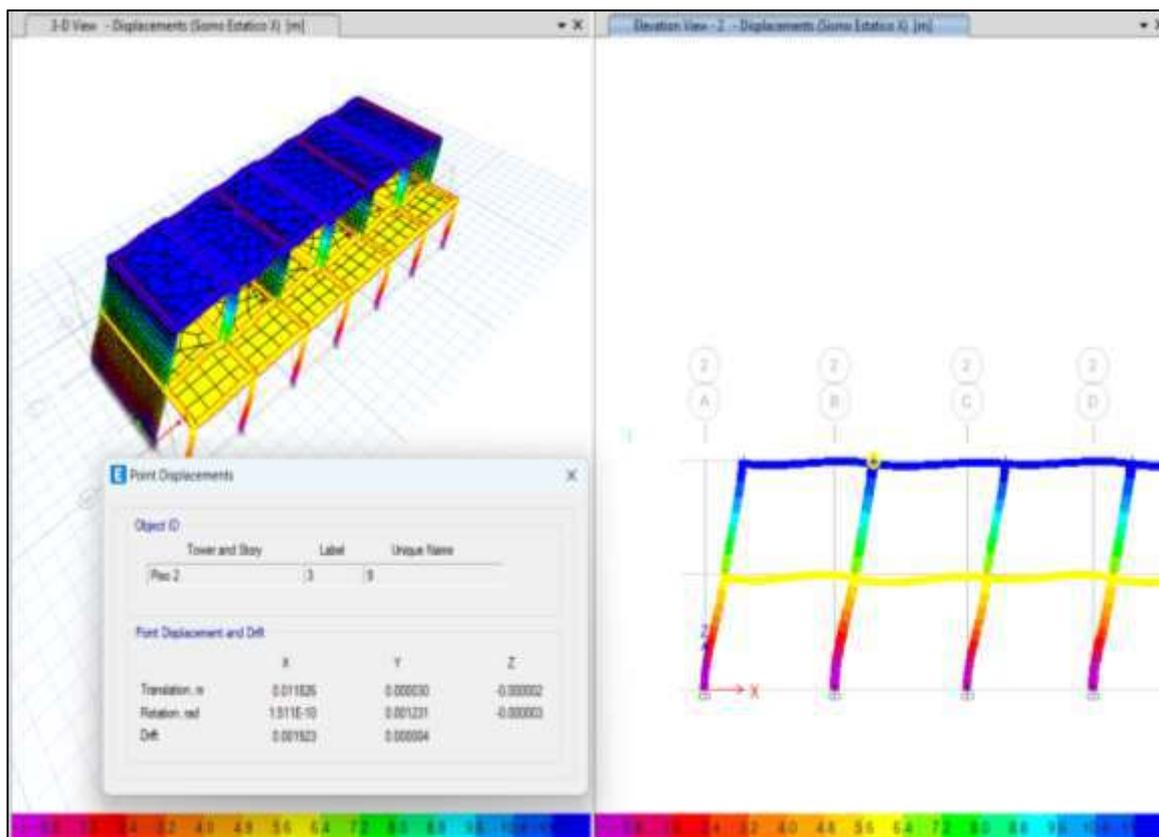


Figura 87. Deformada Dx, Piso 2 columna aislada 2B
Fuente: Análisis Etabs V19

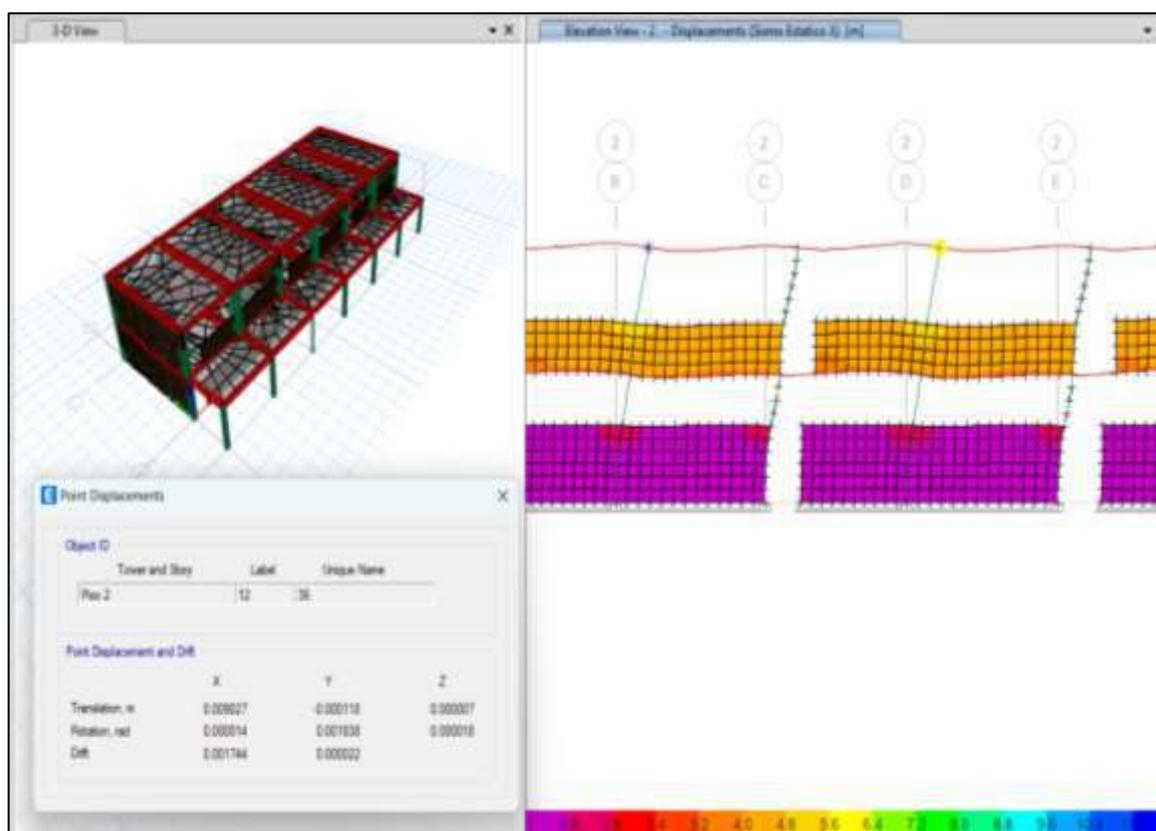


Figura 88. Deformada Dx, Piso 2 columna corta 2D
Fuente: Análisis Etabs V19

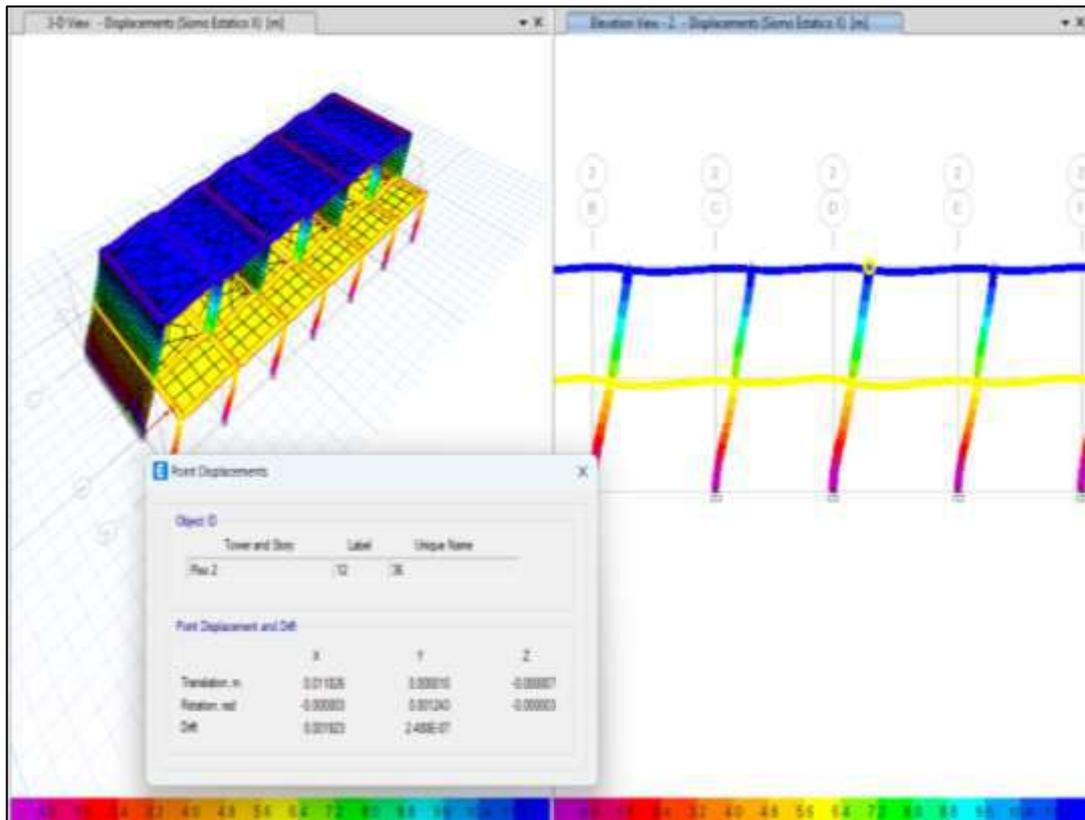


Figura 89. Deformada Dx, Piso 2 columna aislada 2D
Fuente: Análisis Etabs V19

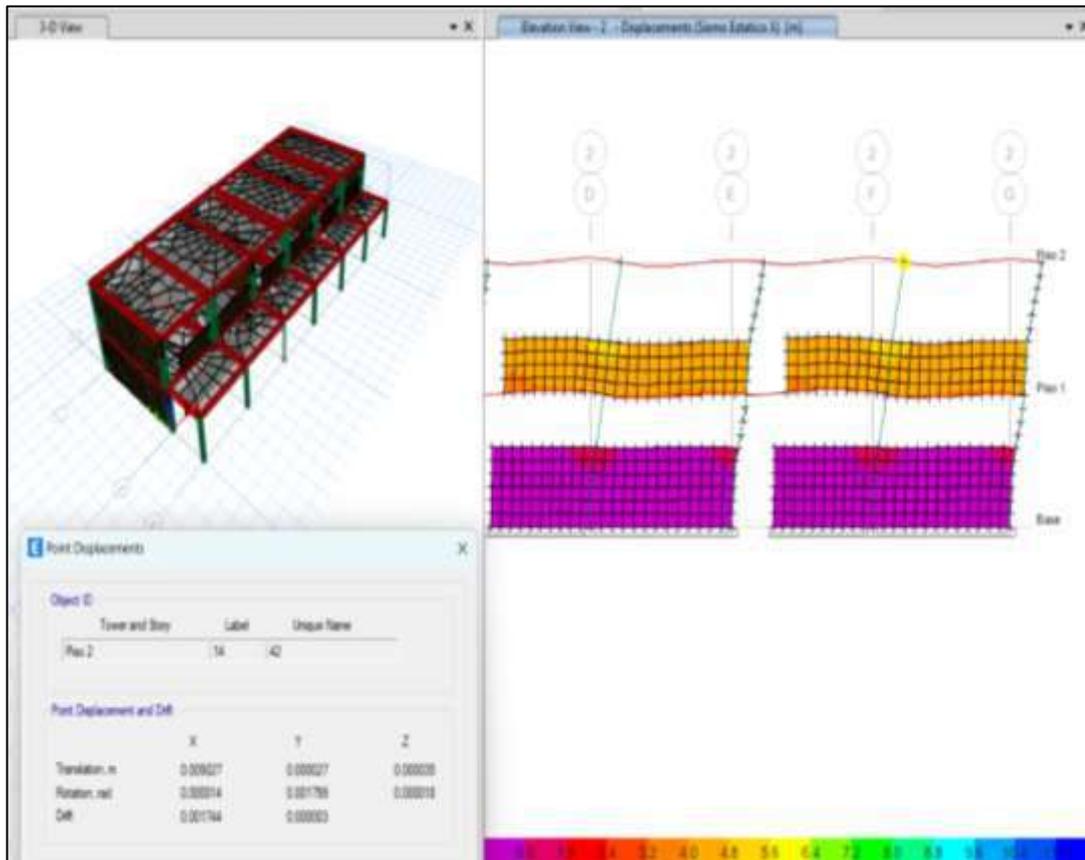


Figura 90. Deformada Dx, Piso 2 columna aislada 2F
Fuente: Análisis Etabs V19

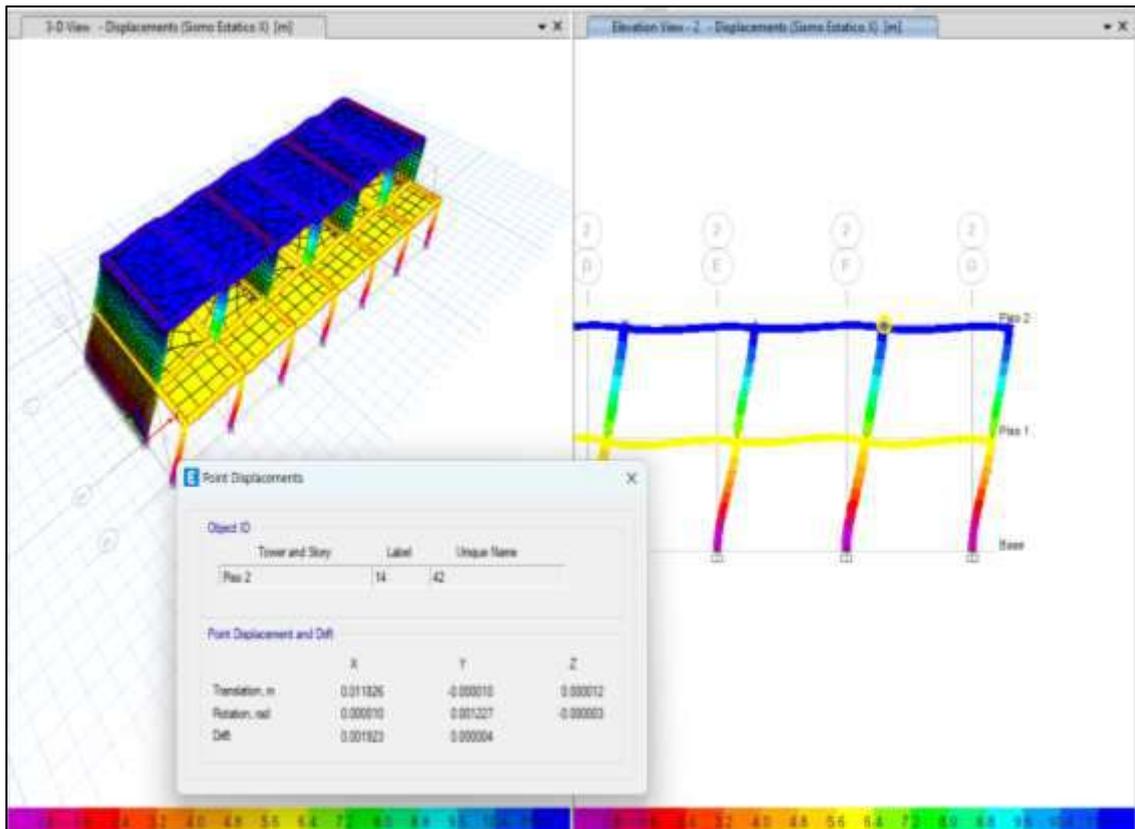


Figura 91. Deformada Dx, Piso 2 columna aislada 2F
Fuente: Análisis Etabs V19

El efecto de la columna corta se presenta cuando el desplazamiento horizontal relativo causado por efecto de la fuerza sísmica, se concentra solo en su porción libre, haciendo que sean más grandes que las correspondientes a la misma columna si estuviera libre en toda su altura.

5.3.3.2 Verificación por cortantes

En las tablas N°63, N°64, N°65 y N°66, se logró verificar el diagrama de fuerzas cortantes V_{x2-2} en los ejes que presenta columnas cortas el Pabellón E. De ello se concluye que en la porción libre de las columnas cortas se concentra mayor porcentaje de fuerza cortante en comparación a la otra porción de columna que se encuentra totalmente arriostrado a la tabiquería, mostrándose así en la siguiente tabla datos obtenidos del análisis.

Por otro lado; se observa en las tablas N°63, N°64, N°65 y N°66, el decremento de fuerzas cortantes que actúan en las columnas totalmente aisladas de la tabiquería, con respecto a las fuerzas cortantes actuantes en las columnas cortas, como tal.

Tabla 63. Reporte de cortantes Piso 1, Eje 2

Nudo	V ₂₋₂ (Tn.f)	V ₂₋₂ (Tn.f)	V ₂₋₂ (Tn.f)
	Pabellón E c/Tabiquería		Pabellón E s/Tabiquería
	Columna corta X	Columna arriostrada X	Columna totalmente asilada de tabiquería X
2B	19.01	6.83	6.53
2D	20.68	8.27	7.26
2F	20.74	8.31	7.40

Fuente: Análisis Etabs V19

Tabla 64. Reporte de cortantes Piso 2, Eje 2

Nudo	V ₂₋₂ (Tn.f)	V ₂₋₂ (Tn.f)	V ₂₋₂ (Tn.f)
	Pabellón E c/Tabiquería		Pabellón E s/Tabiquería
	Columna corta X	Columna arriostrada X	Columna totalmente asilada de tabiquería X
2B	6.55	0.88	2.45
2D	7.48	0.42	2.95
2F	2.72	0.51	3.12

Fuente: Análisis Etabs V19

Tabla 65. Reporte de cortantes Piso 1 Eje 1

Nudo	V ₂₋₂ (Tn.f)	V ₂₋₂ (Tn.f)	V ₂₋₂ (Tn.f)
	Pabellón E c/Tabiquería		Pabellón E s/Tabiquería
	Columna corta X	Columna arriostrada X	Columna totalmente asilada de tabiquería X
1B	19.45	7.19	5.901
1C	11.00	0.56	3.84
1D	21.14	8.64	6.62
1E	10.99	0.55	3.80
1F	21.22	8.72	6.75

Fuente: Análisis Etabs V19

Tabla 66. Reporte de cortantes Piso 2 Eje 1

Nudo	V ₂₋₂ (Tn.f)	V ₂₋₂ (Tn.f)	V ₂₋₂ (Tn.f)
	Pabellón E c/Tabiquería		Pabellón E sin tabiquería
	Columna corta X	Columna arriostrada X	Columna totalmente asilada de tabiquería X
1B	10.03	0.82	2.19
1C	5.97	0.99	1.48
1D	11.11	1.59	2.70
1E	6.02	1.00	1.50
1F	11.25	1.68	2.86

Fuente: Análisis Etabs V19

Las figuras N°92, N°93, N°94 representan un diagrama con incremento de las fuerzas cortante en la fracción libre de las columnas cortas en los ejes 1 y 2; mientras que, las columnas arriostradas por los muros evidencian fuerzas cortantes menores en el muro y la columna de pórtico.

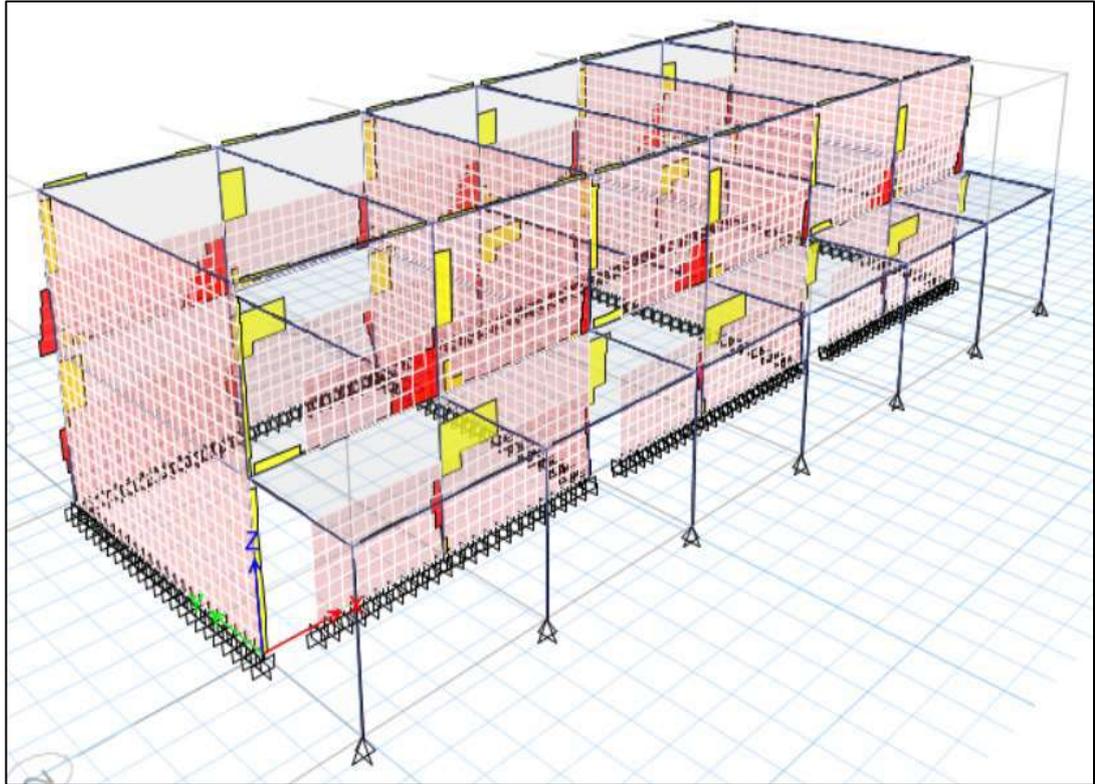


Figura 92. Diagrama de cortante 3D Modelo con muros
Fuente: Análisis Etabs V19

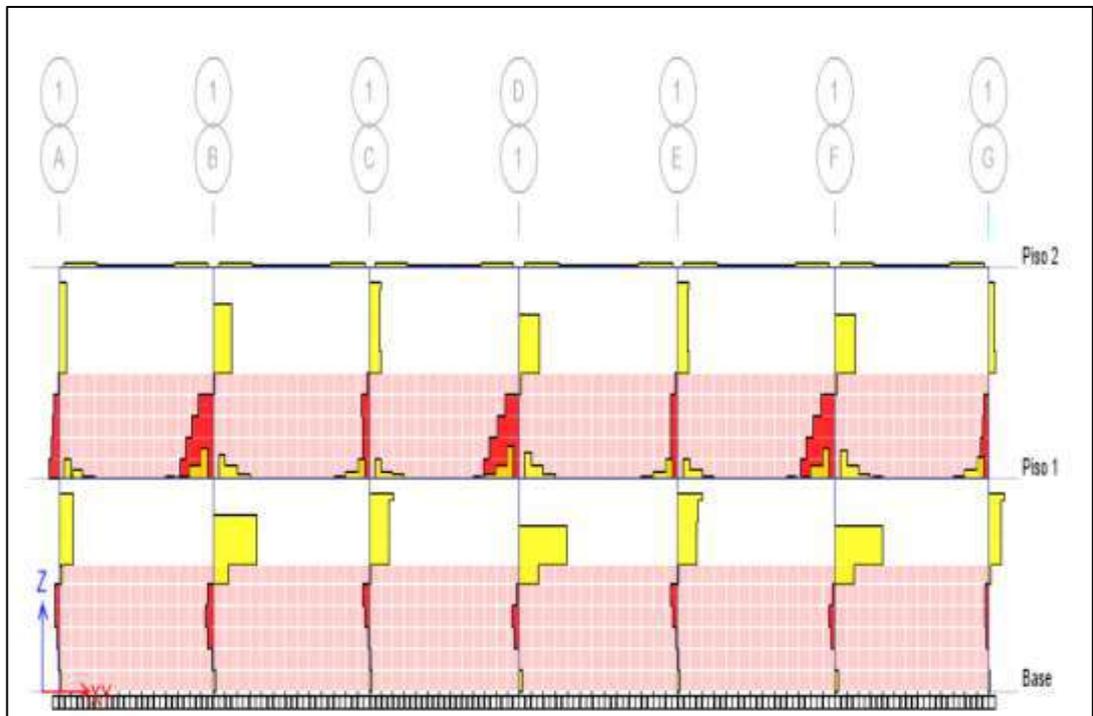


Figura 93. Diagrama de cortante Columna Corta Eje 1
Fuente: Análisis Etabs V19

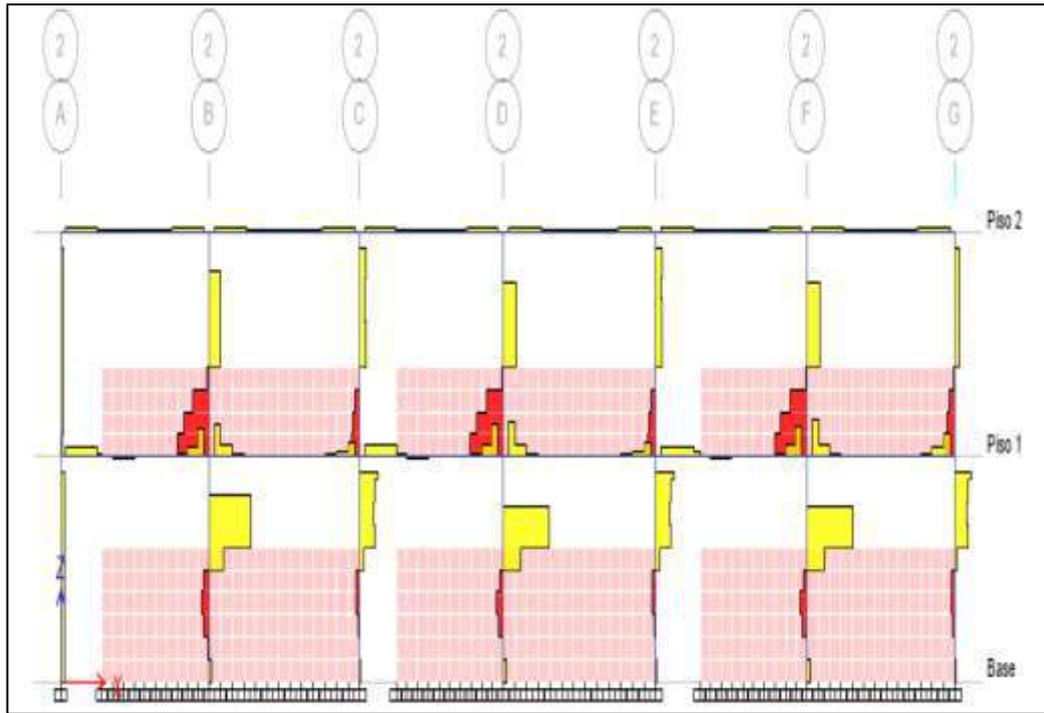


Figura 94. Diagrama de cortante Columna Corta Eje 2
Fuente: Análisis Etabs V19

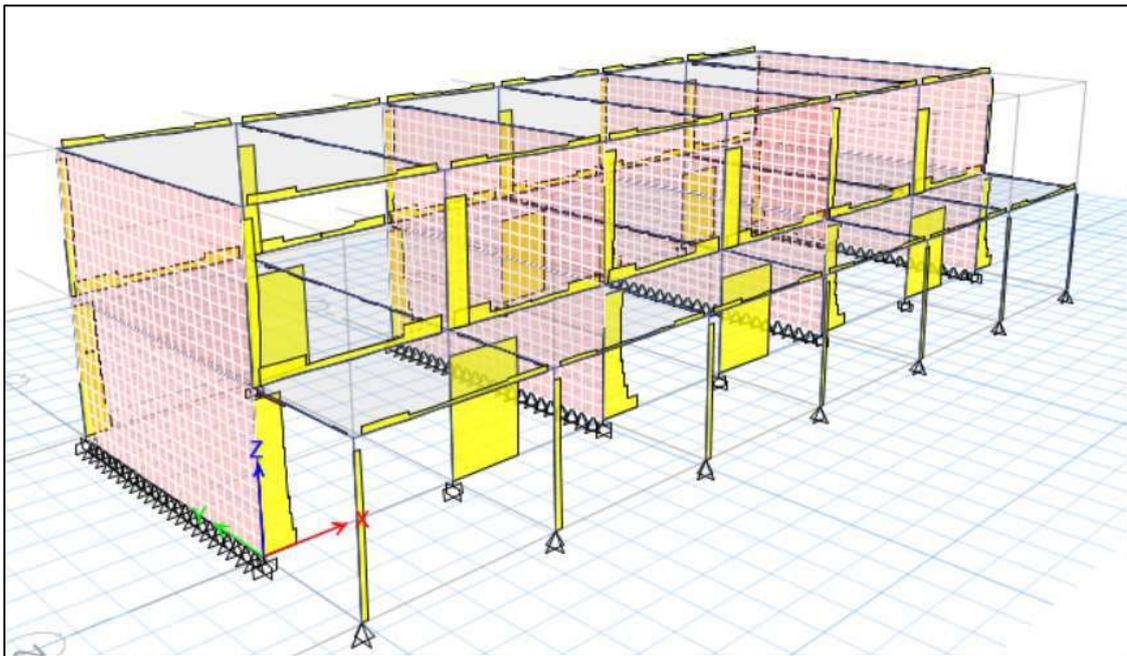


Figura 95. Diagrama de cortante 3D Modelo sin muros
Fuente: Análisis Etabs V19

Las figuras N° 95 , N° 96 y N° 97, muestra gráficamente el diagrama de fuerzas cortantes que actúan en las columnas aisladas totalmente de la tabiquería en los ejes 1 y 2, localizados en el primer piso y segundo piso del pabellón E.



Figura 96. Diagrama de cortante Columna Corta Eje 1
Fuente: Análisis Etabs V19

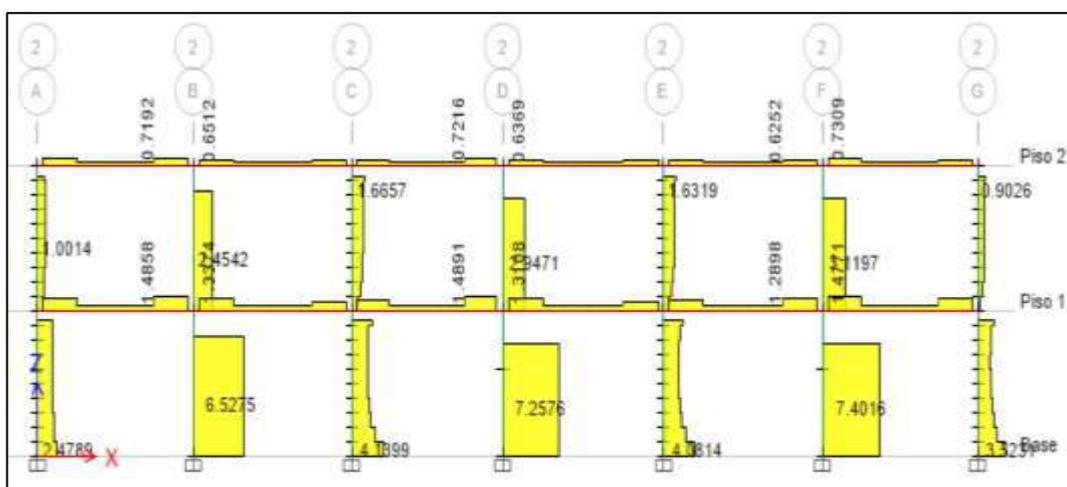


Figura 97. Diagrama de cortante Columna Corta Eje 2
Fuente: Análisis Etabs V19

Finalmente se ha podido comprobar que, en las columnas cortas que presenta el pabellón “E”, hay un incremento de la fuerza cortante interna en las columnas cortas a diferencia de las columnas arriostradas a la tabiquería. Esto debido al cambio de las rigideces, ello afecta a la vulnerabilidad de la estructura y debe ser controlada por una propuesta de mejoramiento.

5.3.4 Interacción tabique de Albañilería – Pórtico

La evaluación de interacción Tabique de Albañilería – Pórtico, se realizó con el fin de verificar las posibles fallas por efecto de la carga sísmica, que podrían producirse en el plano de la tabiquería de acuerdo a las disposiciones de la normativa RNE- 070 (Albañilería).

De esta forma se realiza un cálculo de la resistencia última de rotura puntal (R):

Nomenclatura:

R = Representa la resistencia última puntual del elemento de albañilería (en Kgf)

L, h, t = Altura, longitud, espesor y altura de los elementos de tabiquería (cm).

$$D = \sqrt{L^2 + h^2}$$

f'm = Resistencia característica a compresión axial de la albañilería (Kg/cm²).

f_s = Resistencia a cizalle de albañilería = 4 kg/cm²

En las figuras N°98 Y N°99, se muestra el comportamiento de los elementos de albañilería y de los elementos estructurales ante cargas sísmicas que está contenida en el plano, así como las resistencias (R), en una condición de rotura del puntal.

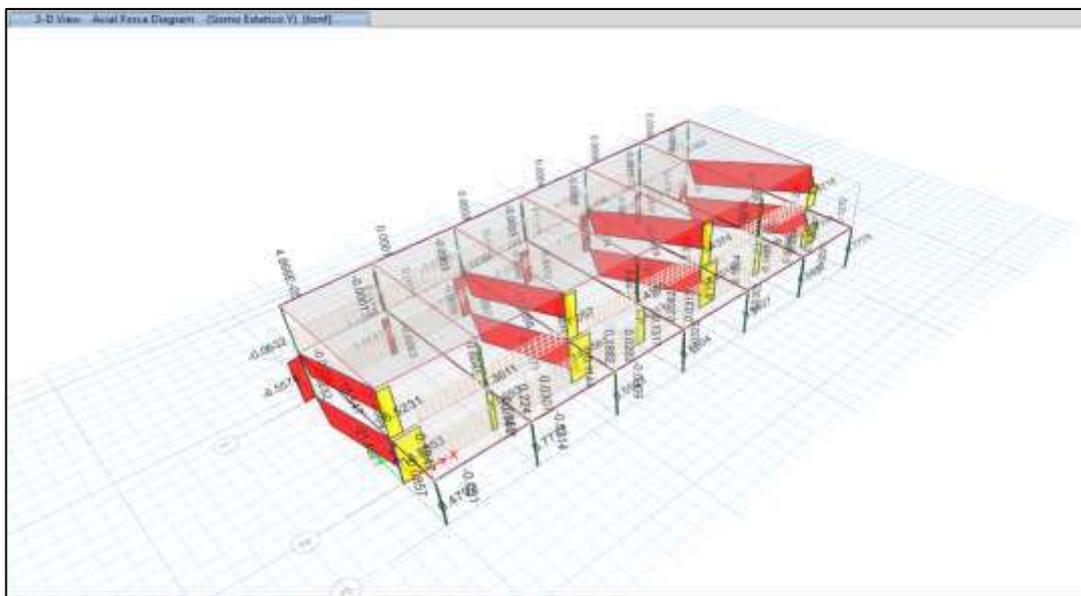


Figura 98. Vista extruida del Pabellón E, (puntal diagonal de albañilería)
Fuente: Análisis Etabs V19

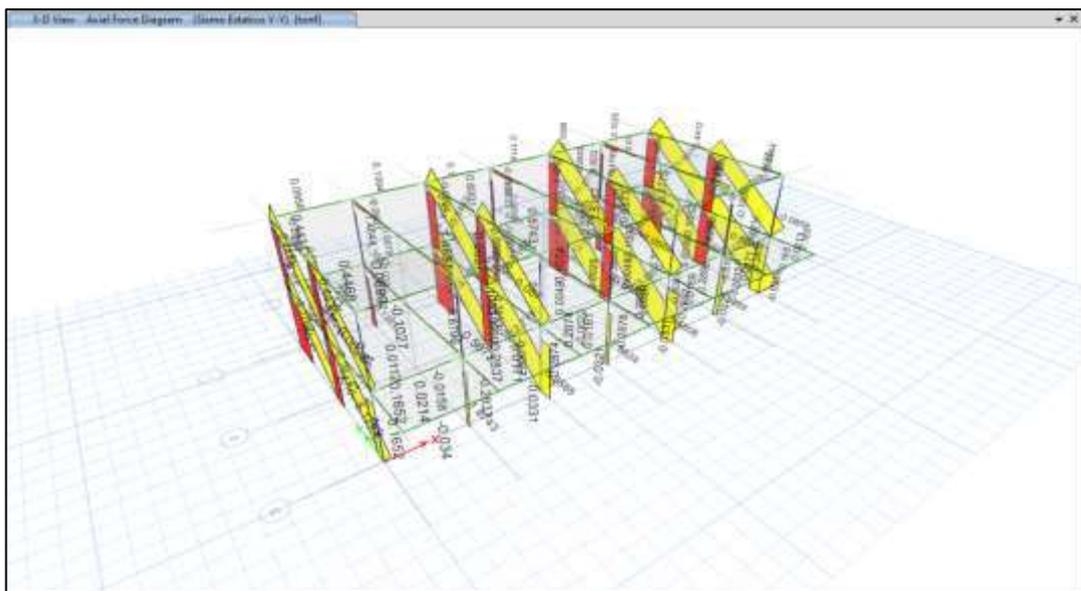


Figura 99. Vista extruida del Pabellón D, (puntal diagonal de albañilería)
Fuente: Análisis Etabs V19

Luego de ello se empezó a calcular las resistencias últimas (R) respectivas en condición de rotura puntual en el plano de la tabiquería para los tres tipos de falla, tales como: Aplastamiento, Tracción diagonal y Cizalle, siendo:

a) Pabellón “E”

Verificación por efecto aplastamiento (Rc) Piso 1 e=0.23m

Estas fallas se presentan en las esquinas de los elementos de tabiquería. La resistencia última del piso 1 se calculó mediante la siguiente ecuación proporcionada por el RNE- E070:

$$R_c = 0.12 * f'_m * D * t$$

$$R_c = 0.12 * 35 * 741.09 * 23$$

$$R_c = 71.59 \text{ tnf}$$

Tabla 67. Falla por aplastamiento – Pabellón E, Piso 1

Número de Pisos	2		
Verificación	Falla por aplastamiento		
Punto (Piso 1)	R _c demandante (Tonf)	R _c resistente (Tonf)	Evaluación
Eje A Máximo	71.59	21.42	No Falla por aplastamiento
Eje C Máximo	71.59	22.65	No Falla por aplastamiento
Eje E Máximo	71.59	23.66	No Falla por aplastamiento
Eje G Máximo	71.59	24.49	No Falla por aplastamiento
El R _c resistente ≤ R _c demandante			El Muro No presenta falla por aplastamiento
El R _c resistente > R _c demandante			El Muro presenta falla por aplastamiento

Fuente: Elaboración Propia

Verificación por efecto de aplastamiento (Rc) Piso 2 e=0.23m

Este fenómeno se muestra por la mala calidad del ladrillo empleado en la tabiquería provocando trituración de estos elementos. La resistencia última del puntal se calcula para el 2do nivel con la siguiente curación:

$$R_c = 0.12 * f'_m * D * t$$

$$R_c = 0.12 * 35 * 741.09 * 23$$

$$R_c = 71.59 \text{ tnf}$$

Tabla 68. Falla por aplastamiento – Pabellón E, Piso 2

Número de Pisos	2		
Verificación	Falla por aplastamiento		
Punto (Piso 2)	R _c demandante (Tonf)	R _c resistente (Tonf)	Evaluación
Eje A Máximo	71.59	15.55	No Falla por aplastamiento
Eje C Máximo	71.59	17.91	No Falla por aplastamiento
Eje E Máximo	71.59	19.91	No Falla por aplastamiento
Eje G Máximo	71.59	21.55	No Falla por aplastamiento
El R _c resistente ≤ R _c demandante		El Muro No presenta falla por aplastamiento	
El R _c resistente > R _c demandante		El Muro presenta falla por aplastamiento	

Fuente: Elaboración propia

Verificación por efecto de tracción diagonal (R_t) Piso 1, e=0.23m

Estas fallas se muestran en una grieta diagonal de la tabiquería. La resistencia última del primer nivel se calcula con la siguiente expresión:

$$R_t = 0.85 * \sqrt{f'_m} * D * t$$

$$R_t = 0.85 * \sqrt{35} * 741.09 * 23$$

$$R_t = 85.72 \text{ tnf}$$

Tabla 69. Falla por tracción diagonal – Pabellón E, Piso 1

Número de Pisos	2		
Verificación	Falla por tracción diagonal		
Punto (Piso 1)	R _c demandante (Tonf)	R _c resistente (Tonf)	Evaluación
Eje A Máximo	85.72	21.42	No Falla por tracción diagonal
Eje C Máximo	85.72	22.65	No Falla por tracción diagonal
Eje E Máximo	85.72	23.66	No Falla por tracción diagonal
Eje G Máximo	85.72	24.49	No Falla por tracción diagonal
El R _c resistente ≤ R _c demandante		El Muro No presenta falla por tracción diagonal	
El R _c resistente > R _c demandante		El Muro presenta falla por tracción diagonal	

Fuente: Elaboración Propia

Verificación por esfuerzos de tracción diagonal (R_t) Piso 2, e=0.23m

Estas fallas se muestran en una grieta diagonal de la tabiquería. La resistencia última del segundo nivel se calcula con la siguiente expresión:

$$R_t = 0.85 * \sqrt{f'_m} * D * t$$

$$R_t = 0.85 * \sqrt{35} * 741.09 * 23$$

$$R_t = 85.72 \text{ tnf}$$

Tabla 70. Falla por tracción diagonal – Pabellón E, Piso 1

Número de Pisos	2		
Verificación	Falla por tracción diagonal		
Punto (Piso 2)	R_c demandante (Tonf)	R_c resistente (Tonf)	Evaluación
Eje A Máximo	85.72	15.55	No Falla por tracción diagonal
Eje C Máximo	85.72	17.91	No Falla por tracción diagonal
Eje E Máximo	85.72	19.91	No Falla por tracción diagonal
Eje G Máximo	85.72	21.55	No Falla por tracción diagonal
El R _c resistente ≤ R _c demandante			El Muro No presenta falla por tracción diagonal
El R _c resistente > R _c demandante			El Muro presenta falla por tracción diagonal

Fuente: elaboración propia

Verificación a esfuerzos de Cizalle (R_s) Piso 1, e=0.23m

Estas fallas se muestran a la mitad de altura de los muros, mostrándose una grieta horizontal, calculada por la siguiente expresión:

$$R_s = \frac{f_s * t * D}{1 - 0.4 * \frac{h}{L}}$$

$$R_s = \frac{4 * 23 * 741.09}{1 - 0.4 * \frac{290}{682}}$$

$$R_s = 82.15 \text{ tn}$$

Tabla 71. Falla por cizalle – Pabellón E, Piso 1

Número de Pisos	2		
Verificación	Falla por Cizalle		
Punto (Piso 1)	R_c demandante (Tonf)	R_c resistente (Tonf)	Evaluación
Eje A Máximo	82.15	21.42	No falla por cizalle
Eje C Máximo	82.15	22.65	No falla por cizalle
Eje E Máximo	82.15	23.66	No falla por cizalle
Eje G Máximo	82.15	24.49	No falla por cizalle
El R _c resistente ≤ R _c demandante			El Muro No presenta falla por Cizalle
El R _c resistente > R _c demandante			El Muro presenta falla por Cizalle

Fuente: Elaboración Propia

Verificación por esfuerzos de cizalle (R_s) Piso 2, $e=0.23m$

La resistencia última del segundo nivel se calcula con la siguiente expresión:

$$R_s = \frac{f_s * t * D}{1 - 0.4 * \frac{h}{L}}$$

$$R_s = \frac{4 * 23 * 741.09}{1 - 0.4 * \frac{290}{682}}$$

$$R_s = 82.15 \text{ tnf}$$

Tabla 72. Falla por cizalle – Pabellón E, Piso 2

Número de Pisos	2		
Verificación	Falla por Cizalle		
Punto (Piso 2)	R_c demandante (Tonf)	R_c resistente (Tonf)	Evaluación
Eje A Máximo	82.15	15.55	No falla por cizalle
Eje C Máximo	82.15	17.91	No falla por cizalle
Eje E Máximo	82.15	19.91	No falla por cizalle
Eje G Máximo	82.15	21.55	No falla por cizalle
El R_c resistente $\leq R_c$ demandante			El Muro No presenta falla por Cizalle
El R_c resistente $> R_c$ demandante			El Muro presenta falla por Cizalle

Fuente: Elaboración propia

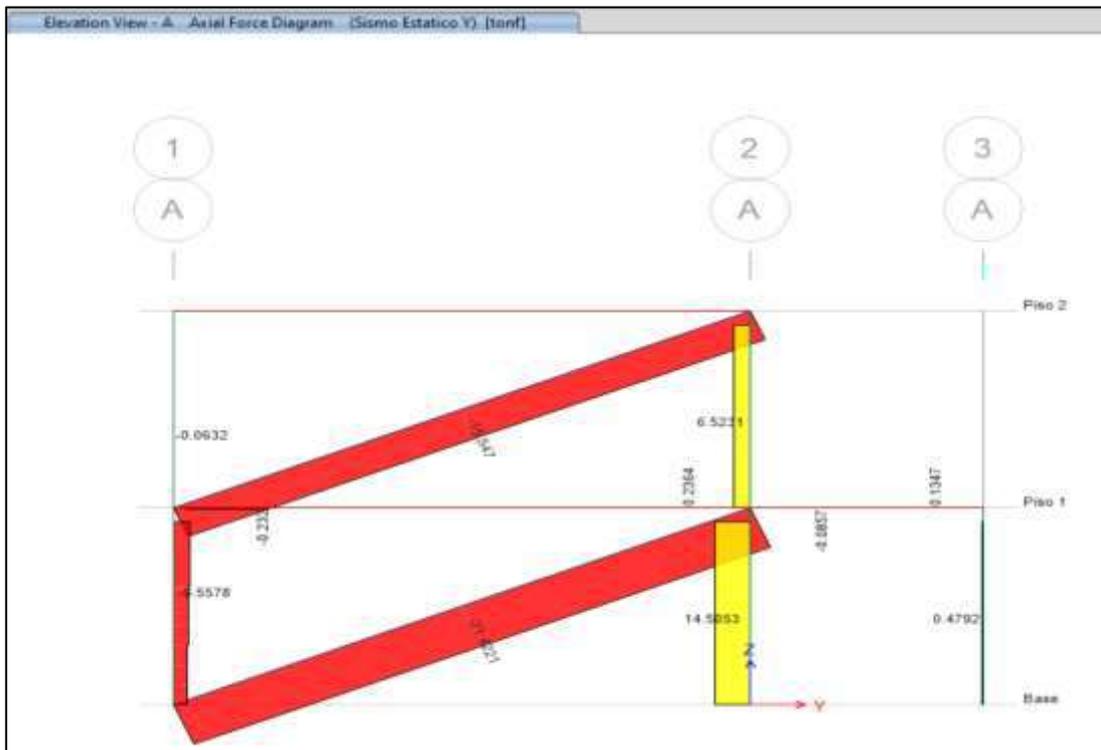


Figura 100. Diagrama de Fuerza axial – Envolvente Eje A – Pabellón E
Fuente: Programa Etabs V19

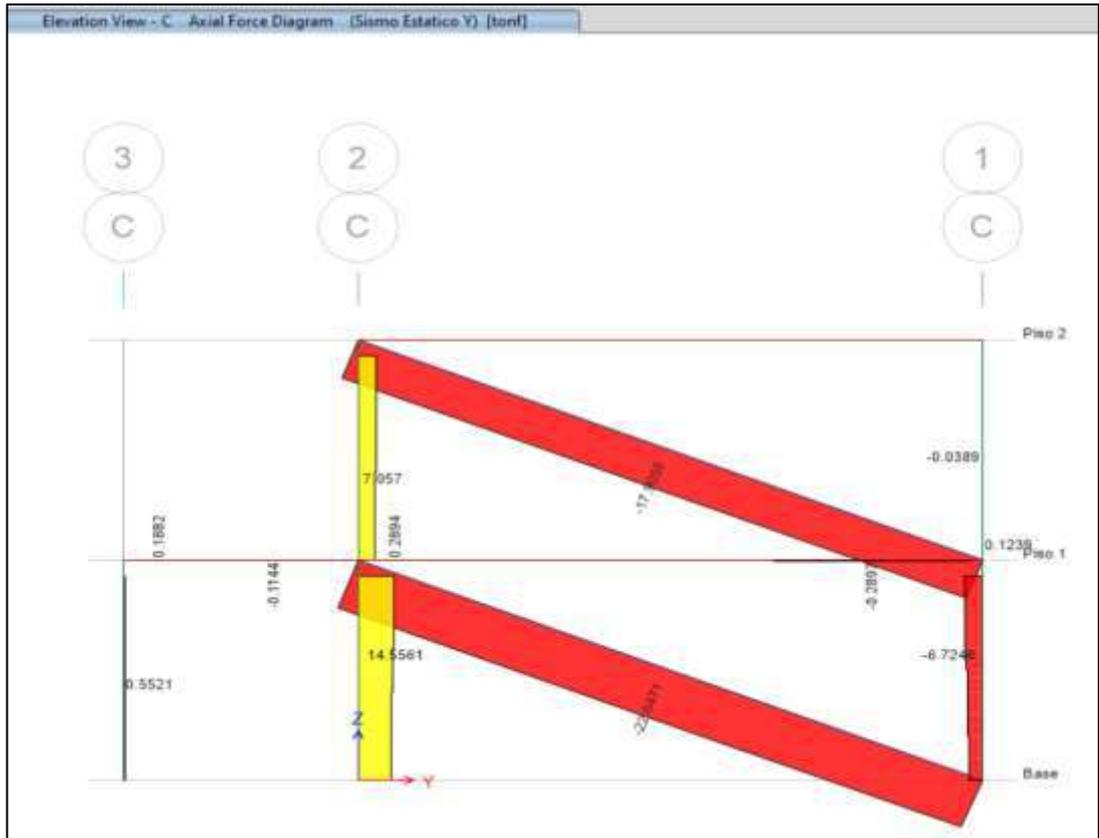


Figura 101. Diagrama de Fuerza axial – Envoltorio Eje C – Pabellón E
Fuente: Programa Etabs V19

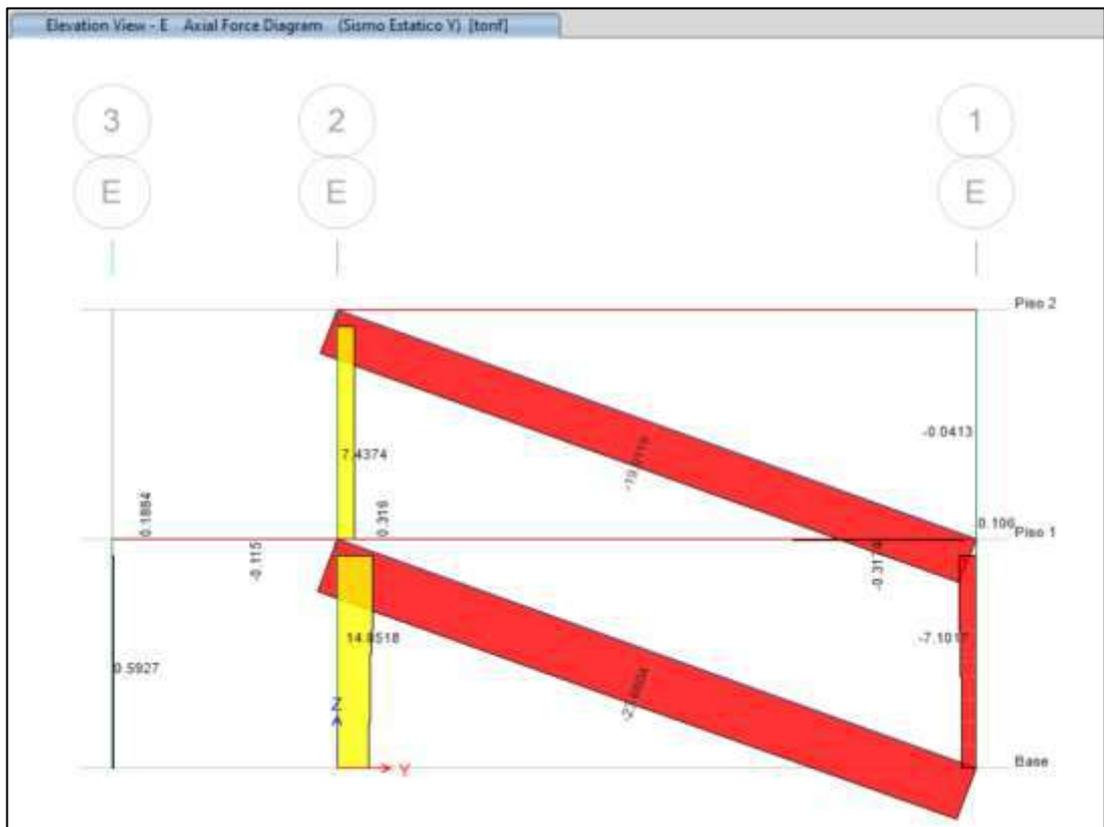


Figura 102. Diagrama de Fuerza axial – Envoltorio Eje E – Pabellón E
Fuente: Programa Etabs V19

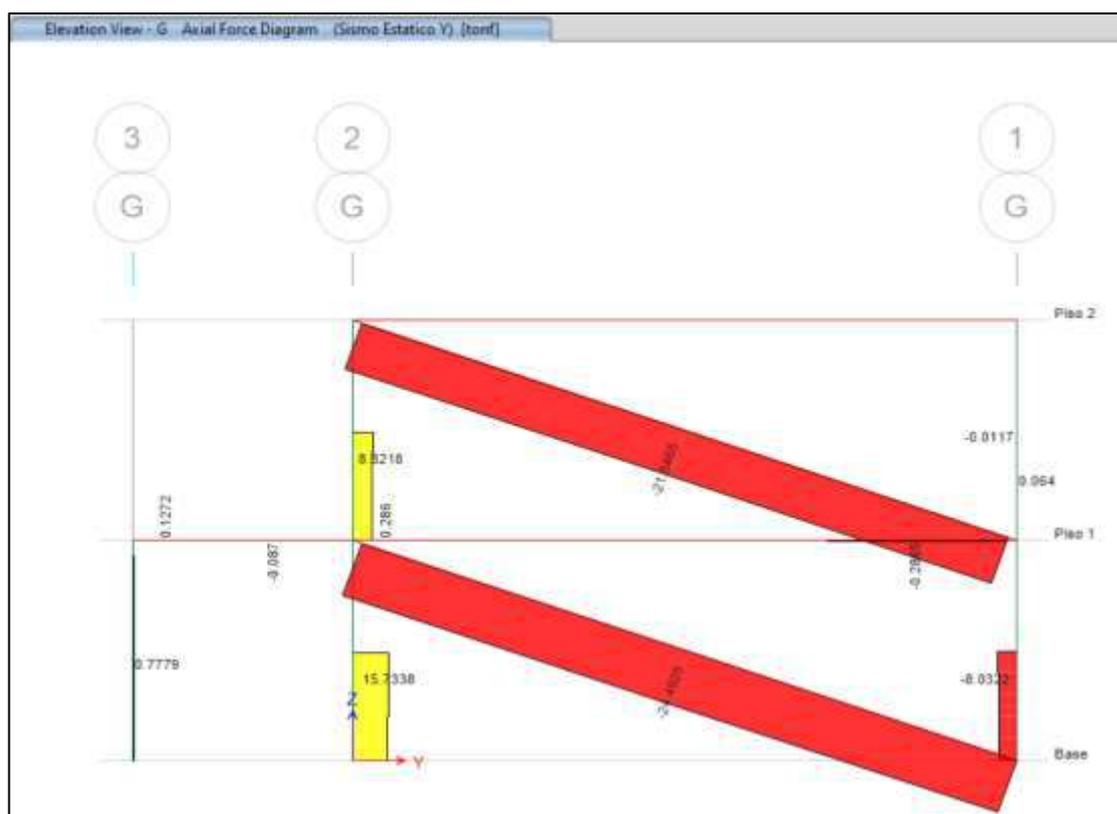


Figura 103. Diagrama de Fuerza axial – Envolvente Eje G – Pabellón E
Fuente: Programa Etabs V19

b) Pabellón D

Verificación por acción de aplastamiento (R_c) Piso 1

Estos tipos de fallas se muestran en las esquinas del tabique, la resistencia última puntal del 1er nivel se calculó con la siguiente expresión:

$$R_c = 0.12 * f'_m * D * t$$

$$R_c = 0.12 * 50 * 493.51 * 23$$

$$R_c = 68.10 \text{ tnf}$$

Tabla 73. Falla por aplastamiento – Pabellón D, Piso 1

Número de Pisos	2		
Verificación	Falla por aplastamiento		
Punto (Piso 1)	R_c demandante (Tonf)	R_c resistente (Tonf)	Evaluación
Eje A Máximo	68.10	12.18	No Falla por aplastamiento
Eje C Máximo	68.10	12.78	No Falla por aplastamiento
Eje E Máximo	68.10	13.73	No Falla por aplastamiento
Eje G Máximo	68.10	13.74	No Falla por aplastamiento
El R_c resistente \leq R_c demandante			El Muro No presenta falla por aplastamiento
El R_c resistente $>$ R_c demandante			El Muro presenta falla por aplastamiento

Fuente: Elaboración propia

Comprobación por fuerzas de aplastamiento (Rc) Piso2

La resistencia última puntal del 2do nivel se calculó con la siguiente expresión:

$$R_c = 0.12 * f'_m * D * t$$

$$R_c = 0.12 * 50 * 487.29 * 23$$

$$R_c = 67.25 \text{ tnf}$$

Tabla 74. Falla por aplastamiento – Pabellón D, Piso 2

Número de Pisos	2		
Verificación	Falla por aplastamiento		
Punto (Piso 2)	R _c demandante (Tonf)	R _c resistente (Tonf)	Evaluación
Eje A Máximo	67.25	9.82	No Falla por aplastamiento
Eje C Máximo	67.25	10.84	No Falla por aplastamiento
Eje E Máximo	67.25	11.28	No Falla por aplastamiento
Eje G Máximo	67.25	11.07	No Falla por aplastamiento
El R _c resistente ≤ R _c demandante			El Muro No presenta falla por aplastamiento
El R _c resistente > R _c demandante			El Muro presenta falla por aplastamiento

Fuente: Elaboración Propia

Verificación por esfuerzo de tracción diagonal (Rt) Piso 1

Las fallas por un esfuerzo a tracción diagonal se muestran con grietas diagonales esta resistencia ultima, se calculó empleando la siguiente expresión:

$$R_t = 0.85 * \sqrt{f'_m} * D * t$$

$$R_t = 0.85 * \sqrt{50} * 493.51 * 23$$

$$R_t = 68.22 \text{ tn}$$

Tabla 75. Falla por tracción diagonal – Pabellón D, Piso 1

Número de Pisos	2		
Verificación	Falla por tracción diagonal		
Punto (Piso 1)	R _c demandante (Tonf)	R _c resistente (Tonf)	Evaluación
Eje A Máximo	68.22	12.18	No Falla por tracción diagonal
Eje C Máximo	68.22	12.78	No Falla por tracción diagonal
Eje E Máximo	68.22	13.73	No Falla por tracción diagonal
Eje G Máximo	68.22	13.74	No Falla por tracción diagonal
El R _c resistente ≤ R _c demandante			El Muro No presenta falla por tracción diagonal
El R _c resistente > R _c demandante			El Muro presenta falla por tracción diagonal

Fuente: Elaboración Propia

Verificación por esfuerzos tracción diagonal (Rt) Piso 2

Esta falla se presenta en una grieta diagonal en el tabique. La resistencia última del primer nivel se calculó por la siguiente expresión:

$$R_t = 0.85 * \sqrt{f'_m} * D * t$$

$$R_t = 0.85 * \sqrt{50} * 487.29 * 23$$

$$R_t = 67.36 \text{ tnf}$$

Tabla 76. Falla por tracción diagonal – Pabellón D, Piso 2

Número de Pisos	2		
Verificación	Falla por tracción diagonal		
Punto (Piso 1)	R_c demandante (Tonf)	R_c resistente (Tonf)	Evaluación
Eje A Máximo	67.36	9.82	No Falla por tracción diagonal
Eje C Máximo	67.36	10.84	No Falla por tracción diagonal
Eje E Máximo	67.36	11.28	No Falla por tracción diagonal
Eje G Máximo	67.36	11.07	No Falla por tracción diagonal
El R _c resistente ≤ R _c demandante			El Muro No presenta falla por tracción diagonal
El R _c resistente > R _c demandante			El Muro presenta falla por tracción diagonal

Fuente: Elaboración Propia

Verificación por esfuerzo de Cizalle (Rs) Piso 1

Esta falla se presenta en una grieta diagonal en el tabique. En el primer nivel, la resistencia última se calculó por la siguiente expresión:

$$R_s = \frac{f_s * t * D}{1 - 0.4 * \frac{h}{L}}$$

$$R_s = \frac{4 * 23 * 493.51}{1 - 0.4 * \frac{310}{384}}$$

$$R_s = 67.06 \text{ tnf}$$

Tabla 77. Falla por cizalle – Pabellón D, Piso 1

Número de Pisos	2		
Verificación	Falla por Cizalle		
Punto (Piso 1)	R_c demandante (Tonf)	R_c resistente (Tonf)	Evaluación
Eje A Máximo	67.06	12.18	No falla por cizalle
Eje C Máximo	67.06	12.78	No falla por cizalle
Eje E Máximo	67.06	13.73	No falla por cizalle
Eje G Máximo	67.06	13.74	No falla por cizalle
El R _c resistente ≥ R _c demandante			El Muro No presenta falla por Cizalle
El R _c resistente ≤ R _c demandante			El Muro presenta falla por Cizalle

Fuente: Elaboración Propia

Verificación por acción de cizalle (R_s) Piso 2

Esta falla se presenta en una grieta diagonal en el tabique. En el segundo nivel se calculó por la siguiente expresión:

$$R_s = \frac{f_s * t * D}{1 - 0.4 * \frac{h}{L}}$$

$$R_s = \frac{4 * 23 * 487.29}{1 - 0.4 * \frac{300}{384}}$$

$$R_s = 65.21 \text{ tnf}$$

Tabla 78. Falla por cizalle – Pabellón D, Piso 2

Número de Pisos	2		
Verificación	Falla por Cizalle		
Punto (Piso 2)	R_c demandante (Tonf)	R_c resistente (Tonf)	Evaluación
Eje A Máximo	65.21	9.82	No falla por cizalle
Eje C Máximo	65.21	10.84	No falla por cizalle
Eje E Máximo	65.21	11.28	No falla por cizalle
Eje G Máximo	65.21	11.07	No falla por cizalle
El R _c resistente ≥ R _c demandante			El Muro No presenta falla por Cizalle
El R _c resistente ≤ R _c demandante			El Muro presenta falla por Cizalle

Fuente: Elaboración Propia

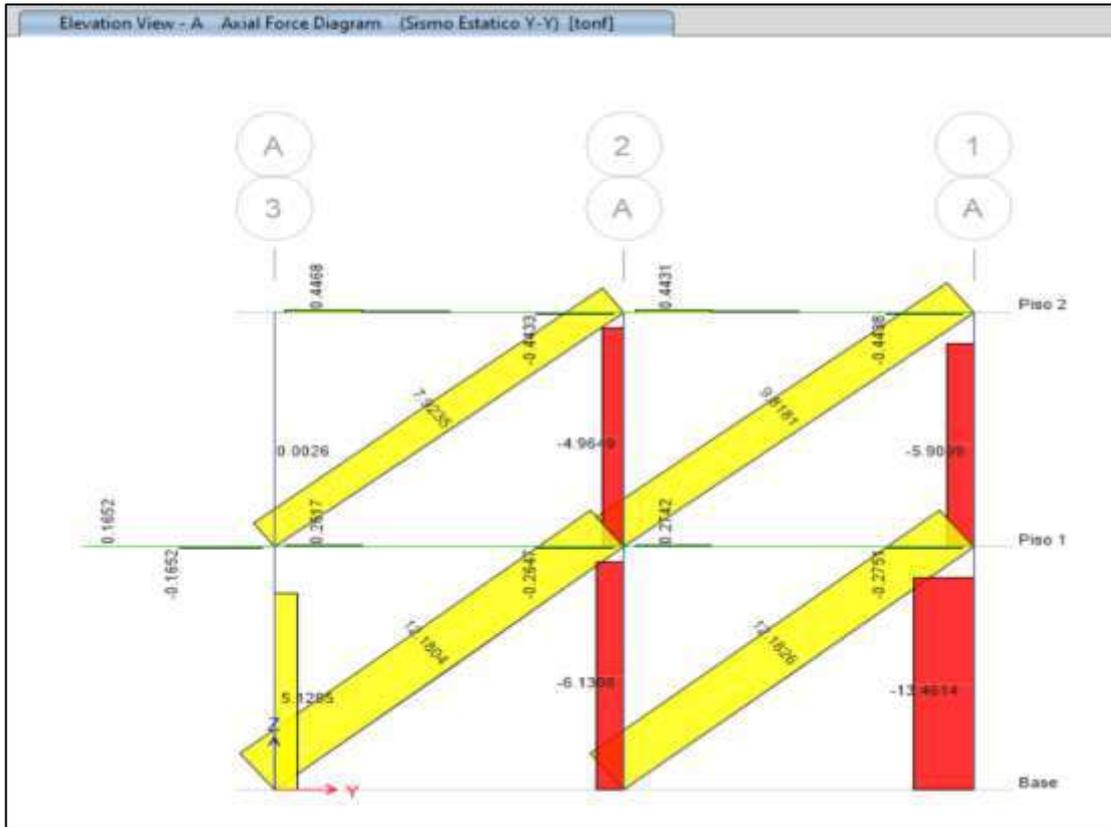


Figura 104. Diagrama de Fuerza axial – Envoltura Eje A – Pabellón D
Fuente: Programa Etabs V19

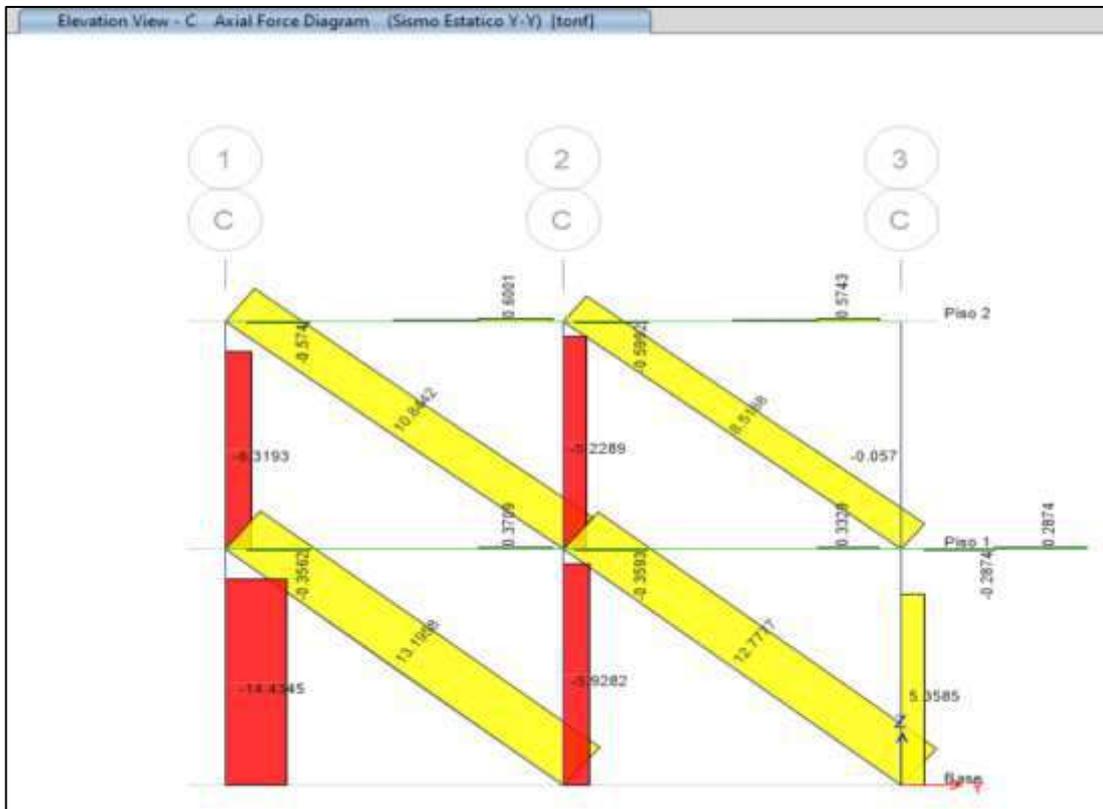


Figura 105. Diagrama de Fuerza axial – Envoltura Eje C – Pabellón D
Fuente: Programa Etabs V19

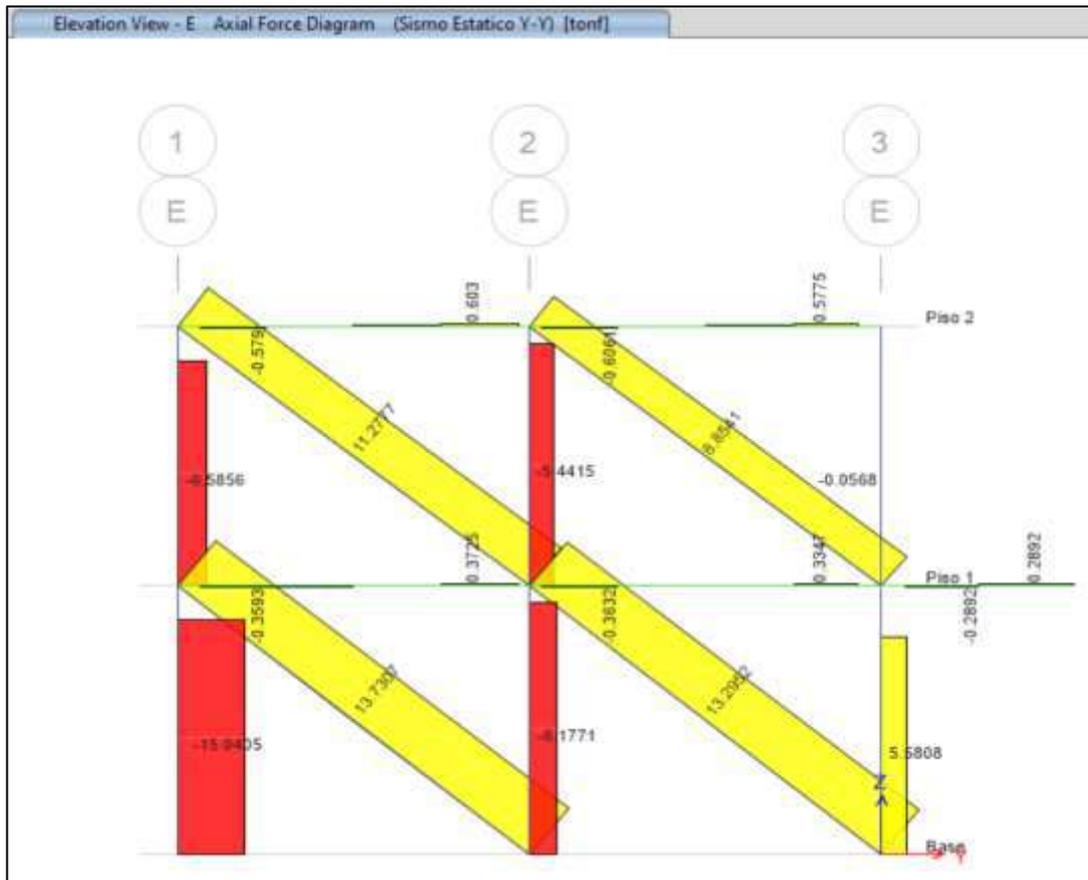


Figura 106. Diagrama de Fuerza axial – Envolvente Eje E – Pabellón D
Fuente: Programa Etabs V19

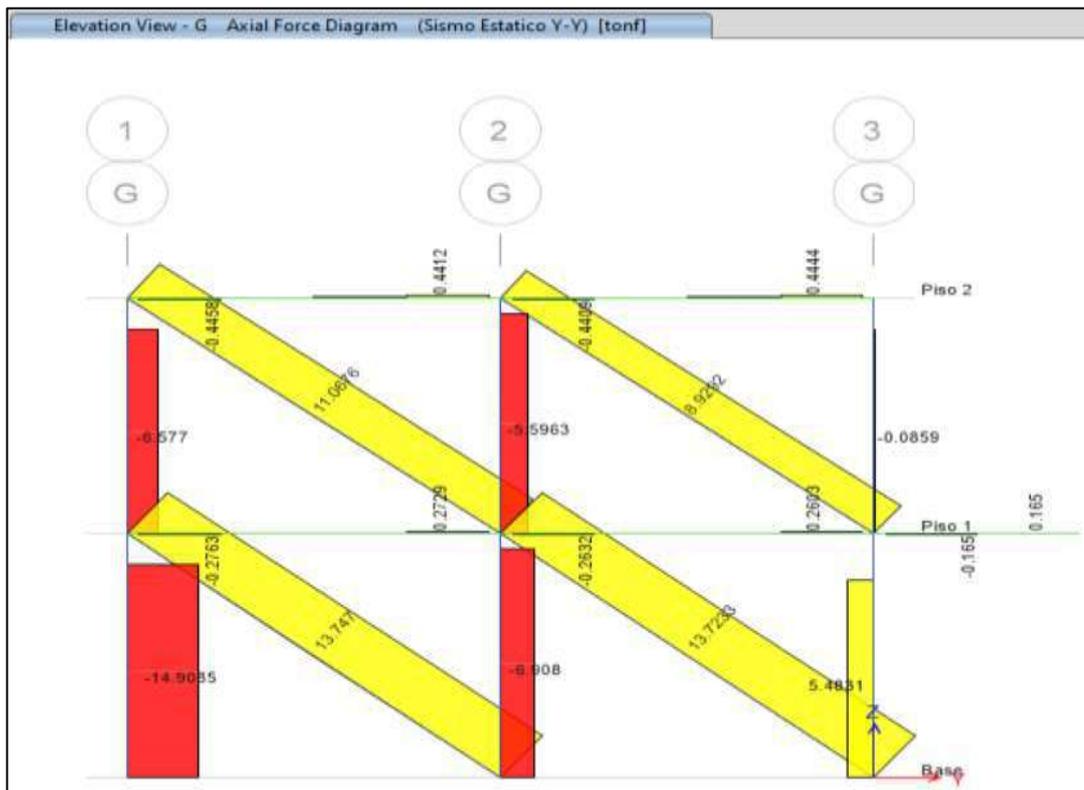
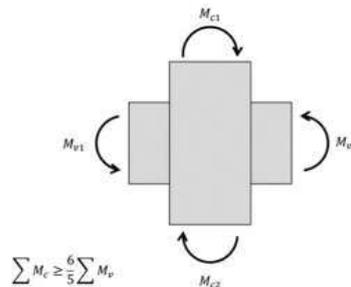


Figura 107. Diagrama de Fuerza axial – Envolvente Eje G – Pabellón D
Fuente: Programa Etabs V19

5.3.5 Diseño por capacidad

Verificación (6/5) Viga/Columna

Con el objetivo de evitar fallas por una inestabilidad evitando fallas catastróficas, se evaluó la patología viga fuerte- columna débil de acuerdo a la disposición del código ACI 318-19, donde los momentos actuantes en las columnas sean mayores a los 6/5 de los momentos actuantes en las vigas



a) Pabellón “E”

- Pórtico 1

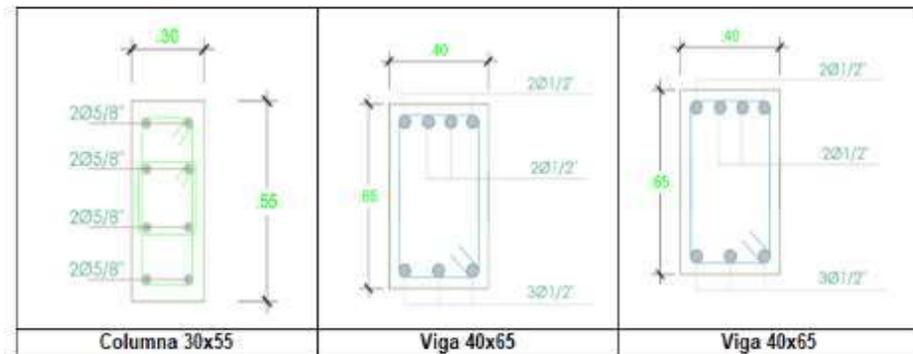
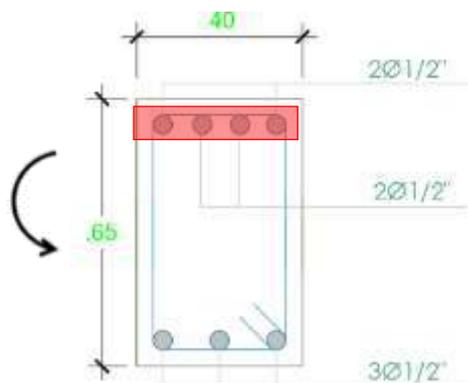


Figura 108. Elementos estructurales existentes Pabellón E, Pórtico 1

Fuente: Municipalidad Distrital de Uchumayo

➤ Momento en Viga M_{v1} (VP-102)

Procedemos a calcular el momento M_{v1}, el cual va a estar en el sentido antihorario, por lo tanto, el acero que va a estar a tensión, siendo estos los aceros de la parte superior.



Donde:

A_s = Acero a tensión

$$A_s = 1.29 * 4 = 5.16 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 211 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{5.16 * 4200}{0.85 * 211 * 40}$$

$$a = 3.02 \text{ cm (ancho efectivo del bloque de esfuerzos)}$$

Con este dato procedemos a calcular el momento mediante la siguiente expresión:

$$M_{v1} = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Donde:

$$\phi = 0.90$$

$$A_s = 5.16 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = 60 \text{ cm}$$

$$a = 3.02 \text{ cm}$$

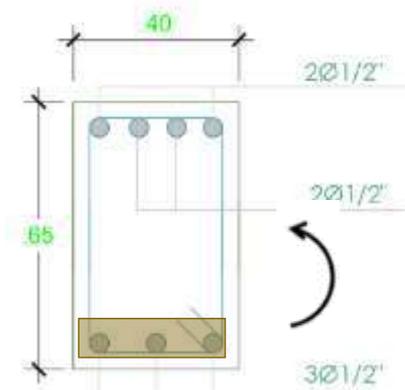
Momento en la viga ubicado en el extremo izquierdo:

$$M_{v1} = 0.90 * 5.16 * 4200 * \left(60 - \frac{3.02}{2} \right)$$

$$M_{v1} = 1'140,835.75 \text{ Kg} - \text{cm}$$

➤ Momento en Viga M_{v2} (VP-102)

El mismo proceso se aplica para la misma sección, la diferencia es que el momento va del otro lado, o sea se mantiene en el sentido anti horario, pero si no damos cuenta el acero que está en tensión ahora es el acero inferior.



$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

Donde:

As= Acero a tensión

$$A_s = 1.29 * 3 = 3.87 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 211 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$a = \frac{3.87 * 4200}{0.85 * 211 * 40}$$

$$a = 2.265 \text{ cm (ancho efectivo del bloque de esfuerzos)}$$

Con este dato procedemos a calcular el momento mediante la siguiente expresión:

$$M_{v2} = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Donde:

$$\phi = 0.90$$

$$A_s = 3.87 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = 60 \text{ cm}$$

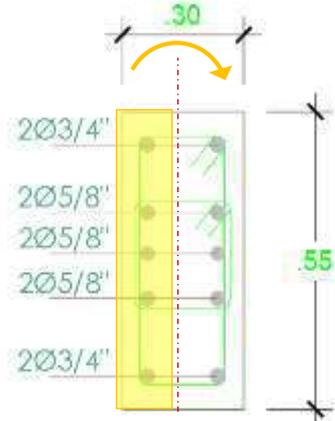
$$a = 2.27 \text{ cm}$$

Momento en la viga ubicado en el extremo derecho:

$$M_{v2} = 0.90 * 3.87 * 4200 * \left(60 - \frac{2.27}{2} \right)$$

$$M_{v2} = 861,112.539 \text{ Kg} - \text{cm}$$

➤ **Momento en Columna 30x55**



Donde:

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi = 0.90$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$d = 55 \text{ cm}$$

$$A_s = 2 * 2.84 + 3 * 1.99 = 11.65 \text{ cm}^2 \text{ (Acero en tensión)}$$

$$\rho = 0.01412$$

n = cantidad de varillas a tensión

$$k = \sqrt{2\rho n + (\rho * n)^2} - \rho n$$

$$k = 0.284$$

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$j = 0.905$$

Seguidamente se determinó los momentos en las columnas:

$$M_{c1} = \phi * A_s * f_y * j * (b - 4)$$

$$M_{c1} = 0.90 * 11.65 * 4200 * 0.905 * (30 - 4)$$

$$M_{c1} = 1036190.61 \text{ Kg} - \text{cm}$$

Al tratarse de una columna simétrica es que se consideró también un Mc2 con el mismo valor.

$$M_{c2} = 1036190.61 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$\Sigma_{Mc} = 20.72 \text{ tnf} - \text{m}$$

$$\Sigma_{Mv} = 20.02 \text{ n}f - \text{m}$$

$$\sum M_c \geq \frac{6}{5} \sum M_v$$

$$20.72 \text{ tnf} - \text{m} < 24.02 \text{ tnf} - \text{m}$$

No cumple con columna fuerte viga débil

- **Pórtico 2**

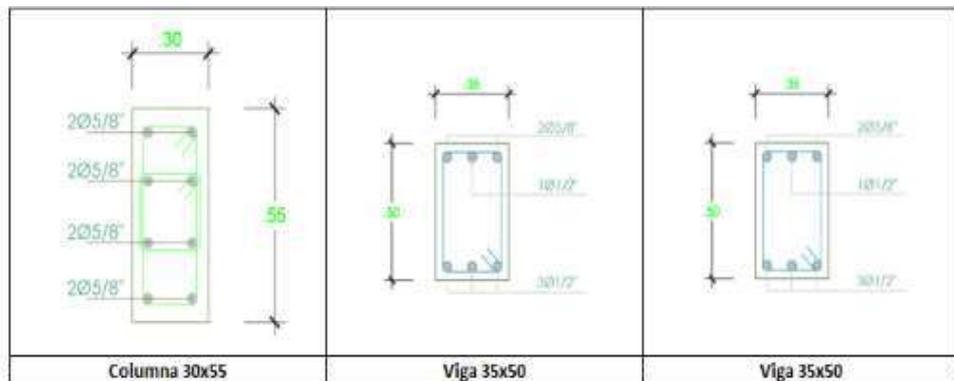
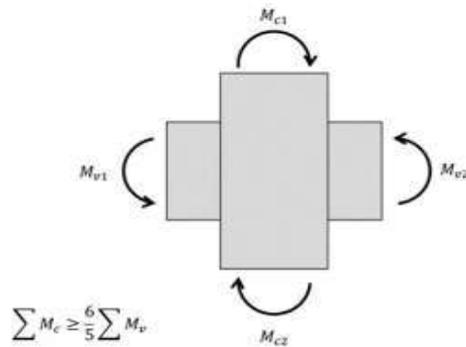
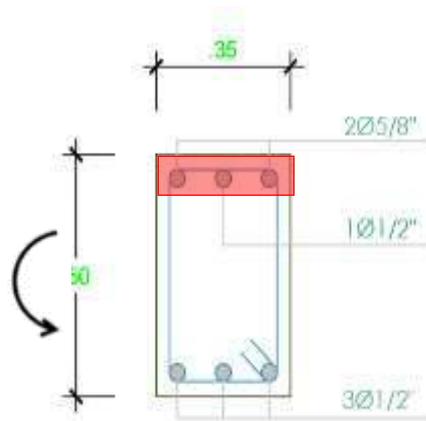


Figura 109. Elementos estructurales existentes Pabellón E, Pórtico 2
Fuente: Municipalidad Distrital de Uchumayo

➤ **Momento en Viga Mv1(VP-101)**

Procedemos a calcular el momento Mv1, el cual va a estar en el sentido antihorario; por lo tanto, el acero que va a estar a tensión, serán los aceros de la parte superior.



Donde:

As= Acero a tensión

As=5.27 cm²

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 211 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b = 35 \text{ cm}$$

$$a = \frac{5.27 * 4200}{0.85 * 211 * 35}$$

$$a = 3.53 \text{ cm (ancho efectivo del bloque de esfuerzos)}$$

Con este dato procedemos a calcular el momento mediante la siguiente expresión:

$$M_{v1} = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Donde:

$$\phi = 0.90$$

$$A_s = 5.27 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = 45 \text{ cm}$$

$$a = 2.66 \text{ cm}$$

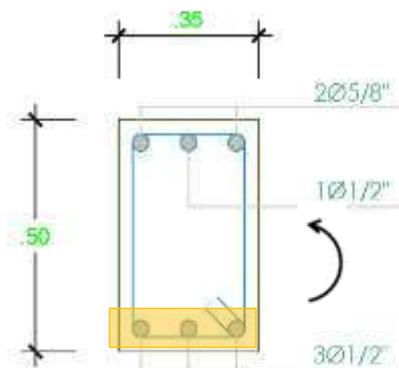
Momento en la viga ubicado en el extremo izquierdo:

$$M_{v1} = 0.90 * 5.27 * 4200 * \left(45 - \frac{2.66}{2} \right)$$

$$M_{v1} = 869,932.6 \text{ Kg} - \text{cm}$$

➤ **Momento en Viga Mv2(VP-101)**

El mismo proceso se aplica para la misma sección, la diferencia es que el momento va del otro lado, o sea se mantiene en el sentido antihorario, pero para este caso el acero que está en tensión, será el acero de la parte inferior.



$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

Donde:

As= Acero a tensión

As=3.87 cm²

fy= 4200 Kg/cm²

f'c= 211Kg/cm²

b= 35 cm

$$a = \frac{3.87 * 4200}{0.85 * 211 * 35}$$

$a = 2.59 \text{ cm}$ (ancho efectivo del bloque de esfuerzos)

Con este dato procedemos a calcular el momento mediante la siguiente expresión:

$$M_{v2} = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Donde:

$\phi = 0.90$

As=3.87 cm²

fy= 4200 Kg/cm²

d= 45 cm

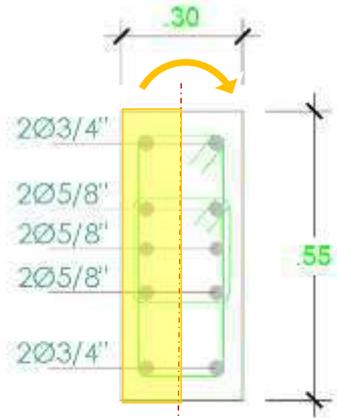
a= 2.59 cm

Momento en la viga ubicado en el extremo derecho:

$$M_{v2} = 0.90 * 3.87 * 4200 * \left(45 - \frac{2.59}{2} \right)$$

$$M_{v2} = 639,342.963 \text{ Kg} - \text{cm}$$

➤ **Momento en Columna 30x55**



Donde:

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi = 0.90$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$d = 55 \text{ cm}$$

$$A_s = 11.65 \text{ cm}^2 \text{ (Acero en tensión)}$$

$$\rho = 0.01412$$

n = cantidad de varillas a tensión

$$k = \sqrt{2\rho n + (\rho * n)^2} - \rho n$$

$$k = 0.284$$

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$j = 0.905$$

Seguidamente se determinó los momentos en las columnas:

$$M_{c1} = \phi * A_s * f_y * j * (b - 4)$$

$$M_{c1} = 0.90 * 11.65 * 4200 * 0.905 * (30 - 4)$$

$$M_{c1} = 1'036,190.61 \text{ Kg} - \text{cm}$$

Al tratarse de una columna simétrica es que se consideró también un M_{c2} con el mismo valor.

$$M_{c2} = 1'036,190.61 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$\Sigma_{MC} = 20.724 \text{ tnf} - \text{m}$$

$$\Sigma_{Mv} = 12.787 \text{ tnf} - \text{m}$$

$$\sum M_c \geq \frac{6}{5} \sum M_v$$

$$20.724 \text{ tnf} - \text{m} \geq 15.344 \text{ tnf} - \text{m}$$

Si cumple con columna fuerte viga débil

b) Pabellón “D”

• Pórtico 1

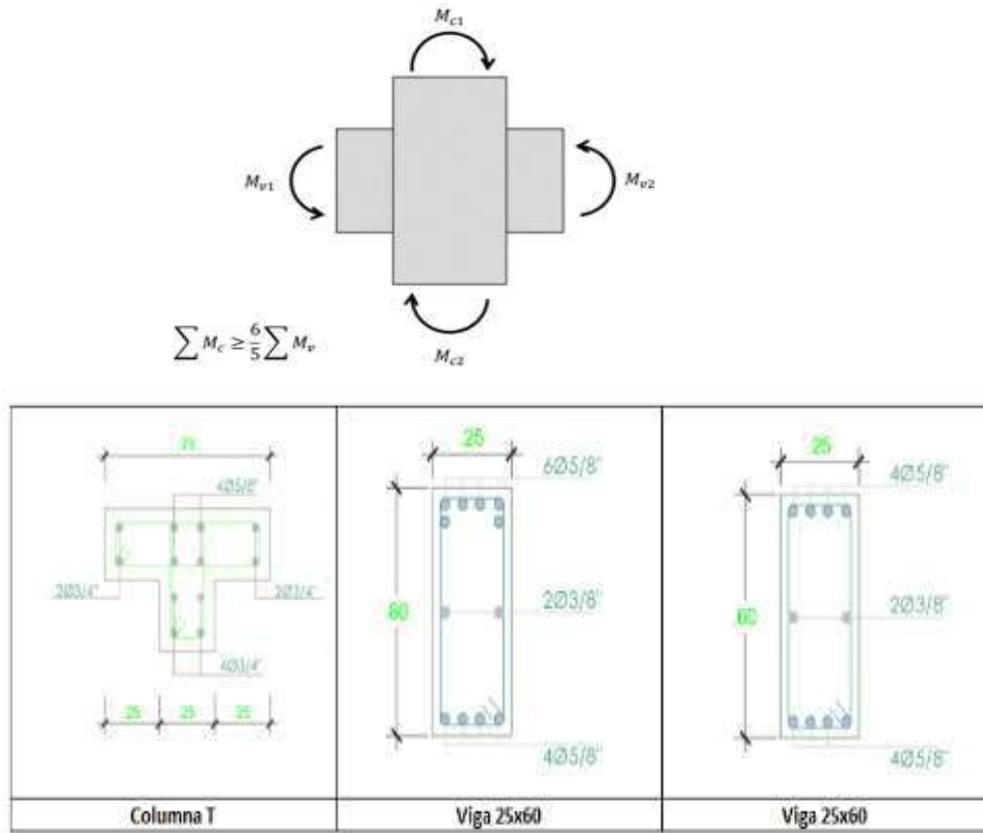
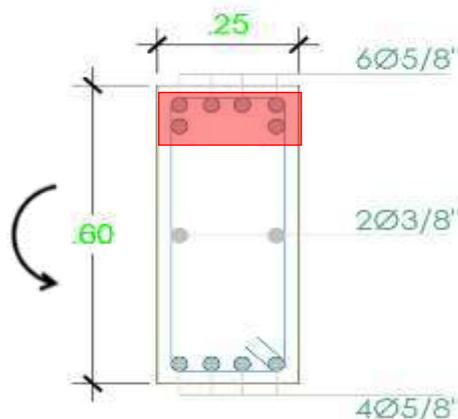


Figura 110. Elementos estructurales existentes Pabellón D, Pórtico 1
Fuente: Municipalidad Distrital de Uchumayo

➤ **Momento en Viga Mv1**

Procedemos a calcular el momento Mv1, el cual va a estar en el sentido antihorario, por lo tanto, el acero que va a estar a tensión, siendo estos los aceros de la parte superior.



$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

Donde:

As= Acero a tensión

As=11.94 cm²

fy= 4200 Kg/cm²

f'c= 248Kg/cm²

b= 25 cm

$$a = \frac{11.94 * 4200}{0.85 * 248 * 25}$$

$a = 9.516 \text{ cm}$ (ancho efectivo del bloque de esfuerzos)

Con este dato procedemos a calcular el momento mediante la siguiente expresión:

$$M_{v1} = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Donde:

$\phi = 0.90$

As=11.94 cm²

fy= 4200 Kg/cm²

d= 55 cm

a= 9.52 cm

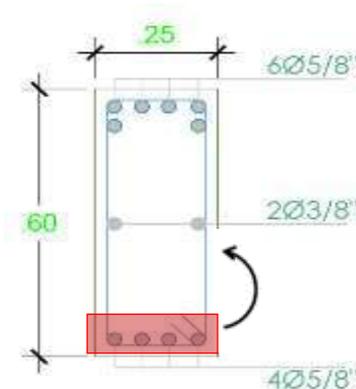
Momento en la viga ubicado en el extremo izquierdo:

$$M_{v1} = 0.90 * 11.94 * 4200 * \left(55 - \frac{9.52}{2} \right)$$

$$M_{v1} = 2'267,491.97 \text{ Kg} - \text{cm}$$

➤ Momento en Viga Mv2

El mismo proceso se aplica para la misma sección, la diferencia es que el momento va del otro lado, o sea se mantiene en el sentido anti horario, pero si no damos cuenta el acero que está en tensión ahora es el acero inferior.



$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

Donde:

As= Acero a tensión

As=7.96 cm²

fy= 4200 Kg/cm²

f'c= 248Kg/cm²

b= 25 cm

$$a = \frac{7.96 * 4200}{0.85 * 248 * 25}$$

$a = 6.34 \text{ cm}$ (ancho efectivo del bloque de esfuerzos)

Con este dato procedemos a calcular el momento mediante la siguiente expresión:

$$M_{v2} = \phi A_s f_y (d - \frac{a}{2})$$

Donde:

$\phi = 0.90$

As=7.96 cm²

fy= 4200 Kg/cm²

d= 55 cm

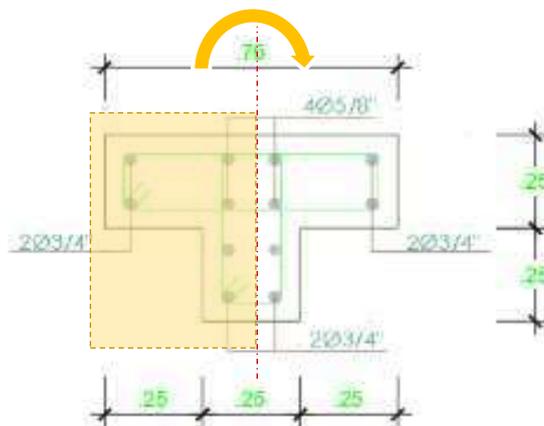
a= 6.34 cm

Momento en la viga ubicado en el extremo derecho:

$$M_{v2} = 0.90 * 7.96 * 4200 * (55 - \frac{6.34}{2})$$

$$M_{v2} = 1'559,502.50 \text{ Kg} - \text{cm}$$

➤ Momento en Columna tipo T



Donde:

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi = 0.90$$

$$\text{Área columna} = 2500 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 15.34 \text{ cm}^2 \text{ (Acero a tensión)}$$

$$\rho = 0.01227$$

n = cantidad de varillas a tensión

$$k = \sqrt{2\rho n + (\rho * n)^2} - \rho n$$

$$k = 0.268$$

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$j = 0.911$$

Seguidamente se determinó los momentos en las columnas:

$$M_{c1} = \phi * A_s * f_y * j * (b - 4)$$

$$M_{c1} = 0.90 * 15.34 * 4200 * 0.911 * (50 - 4)$$

$$M_{c1} = 2'429,927.79 \text{ Kg} - \text{cm}$$

Al tratarse de una columna simétrica es que se consideró también un Mc2 con el mismo valor.

$$M_{c2} = 2'429,927.79 \text{ tnf} - \text{m}$$

$$\Sigma_{MC} = 48.59 \text{ tnf} - \text{m} \quad \Sigma_{Mv} = 31.19 \text{ tnf} - \text{m}$$

$$\sum M_c \geq \frac{6}{5} \sum M_v$$

$$48.59 \text{ tnf} - \text{m} \geq 37.428 \text{ tnf} - \text{m}$$

Si cumple con columna fuerte viga débil

5.4. OE4: Reforzamiento estructural

En vista de que el pabellón “E” al ser evaluado por los 3 métodos es altamente vulnerable, se propone un refuerzo estructural utilizando aleros de concreto armado $f'c=210\text{kg/cm}^2$ para dar solución a las columnas cortas ubicadas en la dirección “X” y por otro lado se propone encamisado de columnas en los pórticos que no cumplen con la demanda de fuerzas sísmicas columna fuerte/viga débil.

5.4.1 Refuerzo columna corta de Pabellón E

El presente refuerzo se basó en la teoría de un estudio experimental realizado por el Ing. Ángel San Bartolomé, estudio titulado “Reforzamiento para edificaciones existentes con problemas de columna corta – PUCP”.

Bajo estos conceptos se logra un incremento de la capacidad de resistencia a esfuerzos cortantes en las columnas cortas al incorporar un muro de alero concreto armado. De la misma forma el concreto o el muro de ensanche viene a ser capaz de soportar fuerza cortante (V) aplicado a la columna; tomando en consideración que el cortante actual en la columna absorbe cierto porcentaje de cortante total que se presenta la estructura y para una aceleración máxima $A_m = 0.93g$ (aceleración máxima considerada; puesto que la institución educativa se encuentra en una zona sísmica 3).

De esta forma se tuvieron los siguientes resultados:

Para eje 2B (1er piso), ensanche $d=60\text{cm}$

$$V_a = A_m * V_x * 25\%$$

Donde:

V_a : Cortante actuante en la columna

A_m : Aceleración máxima para sismo fuerte (0.93 g)

V_x : Cortante Total existente en el 1er piso

$$V_a = 0.93 * 188.76 * 10.07\%$$

$$V_a = 17.68 \text{ tnf}$$

Luego:

$$V_{diseño} = \frac{V_a}{\phi}$$

Donde:

ϕ = factor de reducción de resistencia (ϕ corte=0.85)

V_a = cortante actuante

$$V_{diseño} = \frac{17.68}{0.85}$$

$$V_{diseño} = 20.80 \text{ tnf}$$

Mientras que:

$$V_c(\text{columna existente}) = 18.97 \text{ tnf}$$

$$V_c(\text{ensanche}) = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

Donde:

b= ancho de sección

d = peralte efectivo del elemento

f'c= resistencia a compresión del concreto

$$V_c(\text{ensanche}) = 0.53 * \sqrt{210} * 15 * 60$$

$$V_c(\text{ensanche}) = 6.91 \text{ tnf}$$

Obteniendo un cortante total:

$$V_c(\text{total}) = V_c(\text{columna existente}) + V_c(\text{ensanche}) = 25.88 \text{ tnf}$$

$$V_c > V_{diseño}$$

$$25.88 \text{ tnf} > 20.80 \text{ tnf}$$

De esta forma para hacer el cálculo del acero actuante en el ensanche se considera un refuerzo horizontal mínimo (ϕ 1/4" y/o ϕ 3/8" corrugado), para que soporte la carga y en consecuencia no exista ningún agrietamiento diagonal.

Refuerzo horizontal mínimo en el ensanche, ($V_c=5.08$ tonf):

$$s = \frac{A_v * f_y * d}{V_c}$$

Donde:

A_v = área de varilla 3/8"

d = peralte efectivo de la sección

f_y = esfuerzo de fluencia del acero

$$s = \frac{0.71 * 4200 * 60}{5.08 * 1000}$$

$$s = 35.22 \text{ cm}$$

$$s = 35.00 \text{ cm}$$

$$35 \text{ cm} \leq \frac{d}{2} = 30 \text{ cm}$$

Por este motivo se debe emplear un ensanche de 60cm de peralte reforzados con varillas de acero corrugado Φ 3/8" @ 30 cm en los ejes 2B, 2D y 2F, tal y como se muestra en la tabla N° 79.

Tabla 79. Reporte de Pabellón "E" para refuerzo de columna corta, Piso 1 (Eje 2)

Piso 1	Vx cortante total existente (tnf)	Ubicación	Vc cortante existente columna sin reforzar (tnf)	% que absorbe	Vc ensanche (tnf)	% que absorbe	Vc total columna reforzada (tnf)	% que absorbe	Espesor (cm)	Peralte (cm)
	188.76	2B	19.01	10.07%	6.91	3.66%	25.92	13.73%	15	60
		2D	20.68	10.96%	6.91	3.66%	27.59	14.62%	15	60
		2F	20.74	10.99%	6.91	3.66%	27.65	14.65%	15	60
TOTAL		60.435	32.02%	20.73	10.98%	81.17	43.00%			

Fuente: Elaboración propia

Según la tabla N°80, la fuerza cortante existente de la columna sin reforzar absorbe un 32.02 % del cortante total existente en la estructura; mientras que, con el ensanche de 60 cm a cada lado, se incrementa la capacidad a resistencia de esfuerzos cortantes, absorbiendo un total de 43.00% del cortante existente y además la cortante del refuerzo Vc es mayor a la cortante de diseño V(diseño=20.80tn).

Tabla 80. Reporte de cortantes en columnas cortas reforzadas, Piso 1 (Eje 2)

Piso 1	Ubicación	Vc (columna corta sin reforzar) tnf	Vc (ensanche) tnf	Vc (columna reforzada) tnf
	2B	19.01	6.91	25.92
	2D	20.68	6.91	27.59
	2F	20.74	6.91	27.65
	TOTAL	60.44	20.73	81.17
	%	32.02%	10.98%	43.00%

Fuente: Elaboración Propia

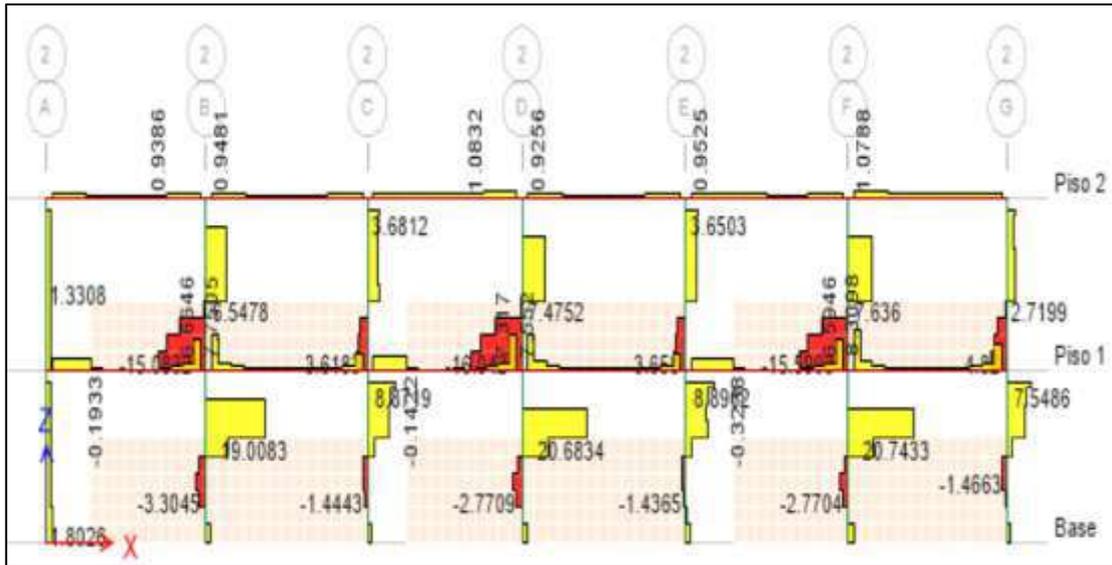


Figura 111. Cortantes en las columnas cortas Eje 2
Fuente: ETABS

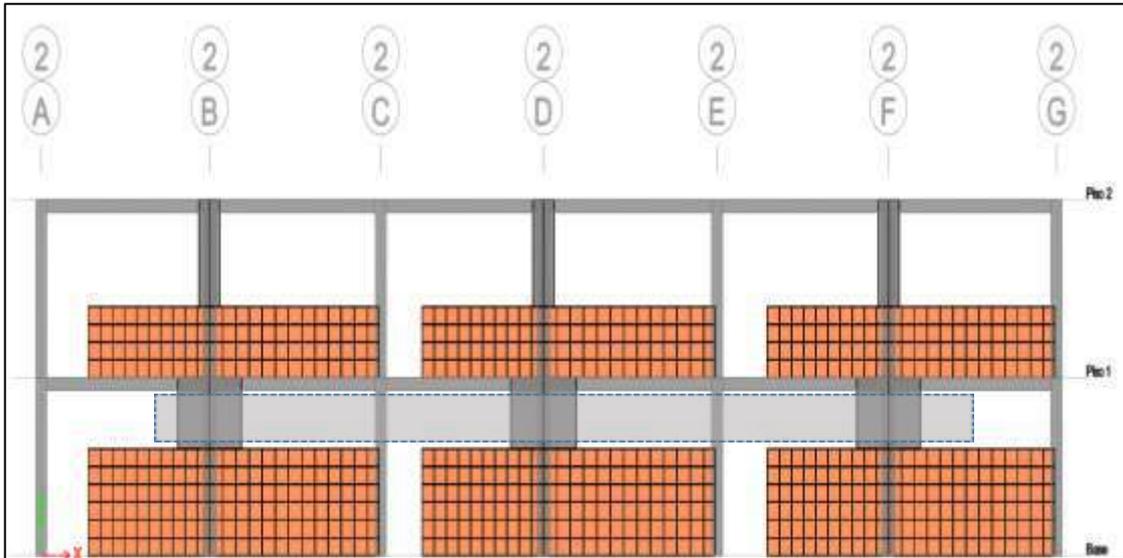


Figura 112. Perfil de columnas reforzadas con aleros, Eje 2, piso 1
Fuente: ETABS V.19

Para eje 2F (2do piso), ensanche $d=60\text{cm}$

$$V_a = A_m * V_x * 25\%$$

$$V_a = 0.93 * 188.76 * 4.05\%$$

$$V_a = 7.11 \text{ tnf}$$

Luego:

$$V_{diseño} = \frac{V_a}{\phi}$$

$$V_{diseño} = \frac{6.09}{0.85}$$

$$V_{diseño} = 8.36 \text{ tnf}$$

Donde:

$\phi = (\phi \text{ corte}=0.85)$ factor de reducción de la resistencia

$V_a =$ cortante actuante

Mientras que:

$$V_c(\text{columna existente}) = 7.64 \text{ tnf}$$

$$V_c(\text{ensanche}) = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_c(\text{ensanche}) = 0.53 * \sqrt{210} * 15 * 60$$

$$V_c(\text{ensanche}) = 6.91 \text{ tnf}$$

Obteniendo un cortante total:

$$V_c(\text{total}) = 14.55 \text{ tnf}$$

$$V_c > V_{\text{diseño}}$$

$$14.55 \text{ tnf} > 8.36 \text{ tnf}$$

Se debe colocar un refuerzo horizontal mínimo en el ensanche, con el objeto de que no se produzca agrietamiento diagonal ($V_c=6.19$ tonf):

Donde:

$b =$ ancho de la sección del elemento

$d =$ peralte efectivo del elemento

$f'_c =$ resistencia especificada del concreto a compresión

$$s = \frac{A_v * f_y * d}{V_c}$$

$$s = \frac{0.71 * 4200 * 60}{6.19 * 1000}$$

$$s = 28.90 \text{ cm}$$

$$s = 25.00 \text{ cm}$$

$$25 \text{ cm} \leq \frac{d}{2} = 30 \text{ cm}$$

Se empleará refuerzo de ensanche de 60cm para reforzar el peralte con $\Phi 3/8'' @ 25\text{cm}$ en los ejes 2B, 2D y 2F del Piso 2, tal y como se muestra en la tabla N° 81.

Tabla 81. Reporte de Pabellón “E”, para refuerzo de columna corta, Piso 2

Piso 2	Vx cortante total existente (tnf)	Ubicación	Vc cortante existente columna sin reforzar (tnf)	% que absorbe	Vc ensanche (tnf)	% que absorbe	Vc total (tnf)	% que absorbe	Espesor (cm)	Peralte (cm)
	188.76	2B	6.55	3.47%	6.91	3.66%	13.46	7.13%	15	60
		2D	7.48	3.96%	6.91	3.66%	14.39	7.62%	15	60
		2F	7.64	4.05%	6.91	3.66%	14.55	7.71%	15	60
TOTAL		21.66	11.47%	20.73	10.98%	42.39	22.46%			

Fuente: Elaboración propia

Según la tabla N°81, la fuerza cortante existente en la columna sin reforzar absorbe un 11.47 % del cortante total existente en la estructura; mientras que, con el ensanche de 60 cm a cada lado, se incrementa la capacidad a resistencia de esfuerzos cortantes, absorbiendo un total de 22.46% del cortante existente y además la cortante del refuerzo Vc es mayor a la cortante de diseño V(diseño=8.36tnf).

Tabla 82. Reporte de cortantes en columnas cortas reforzadas Eje 2, piso2

Piso 2	Ubicación	Vc (columna sin reforzar) tnf	Vc (ensanche) tnf	Vc total (columna reforzada) tnf
	2B	6.55	6.91	13.46
	2D	7.48	6.91	14.39
	2F	7.64	6.91	14.55
	TOTAL	21.66	20.73	42.39
%	11.47%	10.98%	22.46%	

Fuente: Elaboración propia

De la tabla N°82, la fuerza cortante total que absorben las columnas reforzadas corresponde a 22.46%, de ello 10.98% se concentra en el ensanche de alero de concreto armado.

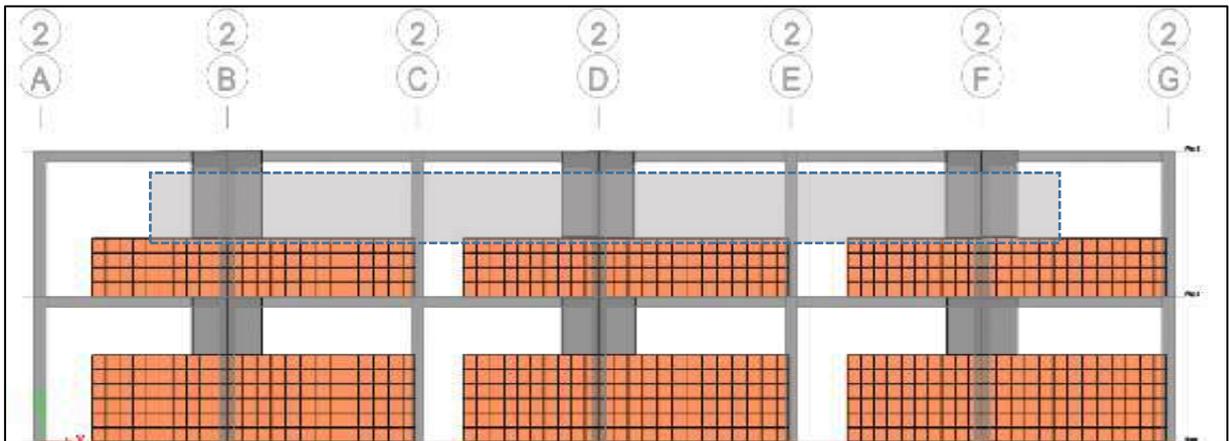


Figura 113. Perfil de columnas reforzadas con aleros, Eje 2 Piso 2

Fuente: Elaboración Propia

Para eje 1F (1er piso), para ensanche d=60cm

$$V_a = A_m * V_x * 25\%$$

$$V_a = 0.93 * 188.76 * 11.24\%$$

$$V_a = 19.73 \text{ tnf}$$

Luego:

$$V_{diseño} = \frac{V_a}{\phi}$$

$$V_{diseño} = \frac{18.09}{0.85}$$

$$V_{diseño} = 23.21 \text{ tnf}$$

Donde:

$\phi = (\phi \text{ corte}=0.85)$ factor de reducción de resistencia

$V_a =$ cortante actuante

Mientras que:

$$V_c(\text{columna existente}) = 21.22 \text{ tnf}$$

$$V_c(\text{ensanche}) = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_c(\text{ensanche}) = 0.53 * \sqrt{210} * 15 * 60$$

$$V_c(\text{ensanche}) = 6.91 \text{ tnf}$$

Obteniendo un cortante total:

$$V_{c(\text{total})} = 28.13 \text{ tnf}$$

$$V_c > V_{diseño}$$

Se debe colocar refuerzo horizontal en el ensanche, para evitar agrietamiento diagonal por cargas ($V_c=4.92$ tonf):

Donde:

b= valor de ancho de la sección

d = valor de peralte efectivo de la sección

$f'c =$ valor de resistencia especificada del concreto a compresión

$$s = \frac{A_v * f_y * d}{V_c}$$

$$s = \frac{0.71 * 4200 * 60}{6.91 * 1000}$$

$$s = 36.37 \text{ cm}$$

$$s = 35.00\text{cm}$$

$$35\text{ cm} \leq \frac{d}{2} = 30\text{ cm}$$

Se emplea ensanches de 60 cm con peralte reforzado de acero de $\Phi 3/8'' @ 30\text{ cm}$ en los ejes 1B, 1D y 1F; mientras que para las columnas ubicadas en los ejes 1C y 1E, se emplearán ensanches de 120, tal y como se presenta en la tabla N°83.

Tabla 83. Reporte de Pabellón "E", para refuerzo de columna corta, Eje 1 Piso 1

Piso 1	Vx cortante total existente (tnf)	Ubicación	Vc cortante existente columna sin reforzar (tnf)	% que absorbe	Vc ensanche (tnf)	% que absorbe	Vc total (tnf)	% que absorbe	Espesor (cm)	Peralte (cm)
C	11.00	5.83%	13.82	7.32%	24.82	13.15%	15	120		
D	21.14	11.20%	6.91	3.66%	28.05	14.86%	15	60		
E	10.99	5.82%	13.82	7.32%	24.81	13.15%	15	120		
F	21.22	11.24%	6.91	3.66%	28.13	14.90%	15	60		
TOTAL	83.80	44.39%	48.37	25.63%	132.17	70.02%				

Fuente: Elaboración propia

Así mismo de la tabla N°83, la fuerza cortante existente en la columna sin reforzar absorbe un 44.39 % del cortante total existente en la estructura; mientras que, con el refuerzo de ensanche de concreto armado, la capacidad a resistencia de esfuerzos cortantes se incrementa en 25.63%; además la cortante del refuerzo Vc es mayor a la cortante de diseño V (diseño=23.21 tnf).

Tabla 84. Reporte de cortantes en columnas cortas reforzadas Eje 1, piso 1

Piso 1	Ubicación	Vc (columna sin reforzar) tnf	Vc (ensanche) tnf	Vc total (columna reforzada) tnf
1C	11.00	13.82	24.82	
1D	21.14	6.91	28.05	
1E	10.99	13.82	24.81	
1F	21.22	6.91	28.13	
TOTAL	83.80	48.37	132.17	
%	44.39%	25.63%	70.02%	

Fuente: Elaboración propia

De la tabla N°84, se deduce que la fuerza cortante total que absorben las columnas reforzadas corresponde a 70.02%, de ello 25.63% se concentra en la estructura reforzada por aleros y/o ensanches de concreto armado.

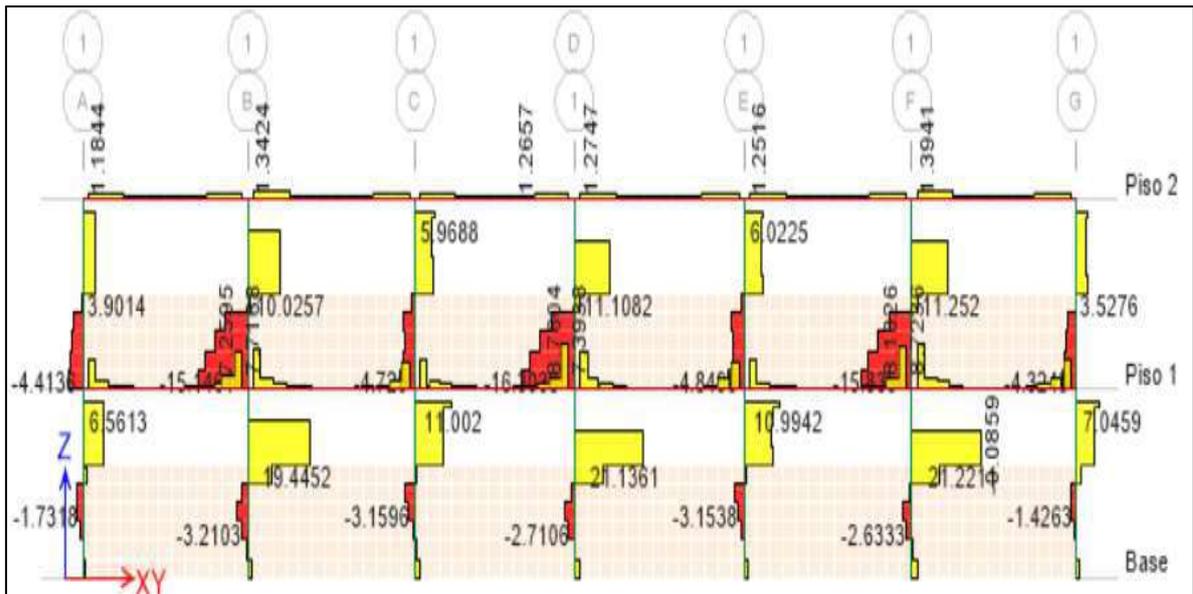


Figura 114. Cortantes en las columnas cortas Eje 1
Fuente: ETABS

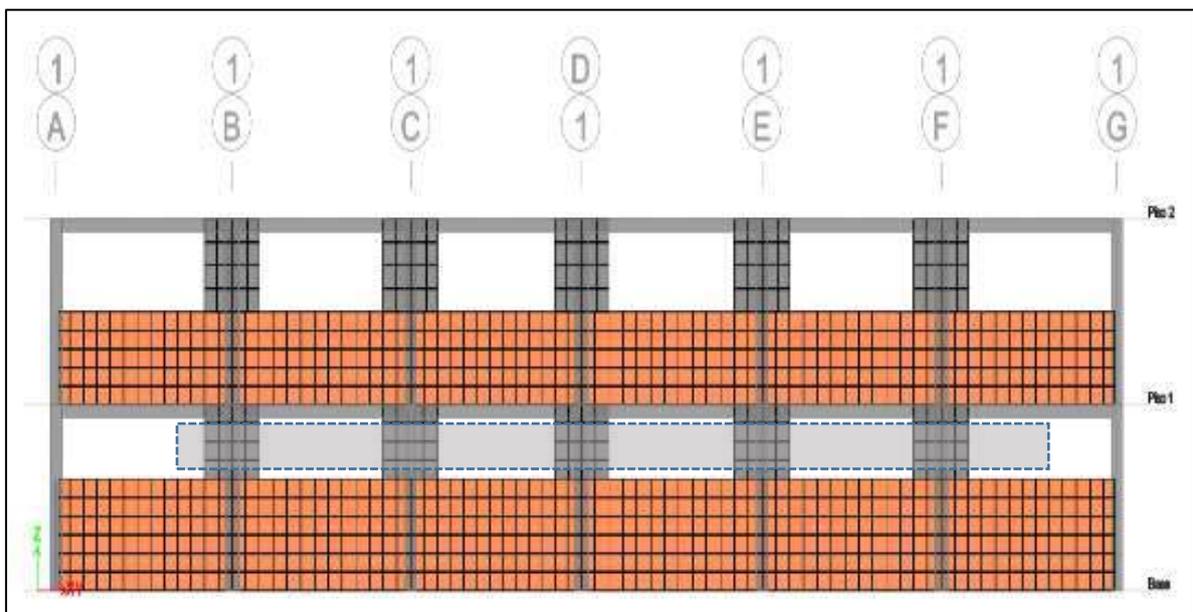


Figura 115. Perfil de columnas reforzadas con aleros, Eje 1 Piso 1
Fuente: Elaboración Propia

Para eje 1F (2do piso), ensanche d=60cm

$$V_a = A_m * V_x * 25\%$$

$$V_a = 0.93 * 188.76 * 5.96\%$$

$$V_a = 10.46 \text{ tnf}$$

Luego:

$$V_{diseño} = \frac{V_a}{\phi}$$

$$V_{diseño} = \frac{10.46}{0.85}$$

$$V_{diseño} = 12.31 \text{ tnf}$$

Donde:

ϕ = factor de reducción de resistencia (ϕ corte=0.85)

V_a = cortante actuante

Mientras que:

$$V_c(\text{columna existente}) = 11.25 \text{ tnf}$$

$$V_c(\text{ensanche}) = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_c(\text{ensanche}) = 0.53 * \sqrt{210} * 15 * 60$$

$$V_c(\text{ensanche}) = 6.91 \text{ tnf}$$

Obteniendo un cortante total:

$$V_{c(\text{total})} = 18.16 \text{ tnf}$$

$$V_c > V_{diseño}$$

$$18.16 \text{ tnf} > 12.31 \text{ tnf}$$

Colocándose así un refuerzo horizontal mínimo donde el enlace viene a ser capaz de soportar las cargas que producen en dirección diagonal ($V_c=5.85\text{tonf}$):

Donde:

b = ancho de la sección

d = peralte efectivo de la sección

f'_c = resistencia especificada del concreto a compresión

$$s = \frac{A_v * f_y * d}{V_c}$$

$$s = \frac{0.71 * 4200 * 60}{5850}$$

$$s = 30.58 \text{ cm}$$

$$s = 30.00 \text{ cm}$$

$$30 \text{ cm} \leq \frac{d}{2} = 30 \text{ cm}$$

De esta manera podemos emplear ensanches de 60cm de peralte reforzados con Φ 3/8" @ 30cm en los ejes 1B, 1C, 1D, 1E y 1F, tal y como se muestra en la tabla N°85.

Tabla 85. Reporte de Pabellón “E”, para refuerzo de columna corta, Eje 1 Piso 2

Piso 2	Vx cortante total existente (tnf)	Ubicación	Vc cortante existente columna sin reforzar (tnf)	% que absorbe	Vc ensanche (tnf)	% que absorbe	Vc total (tnf)	% que absorbe	Espesor (cm)	Peralte (cm)
	188.76	B	10.03	5.31%	6.91	3.66%	16.94	8.97%	15	60
		C	5.97	3.16%	6.91	3.66%	12.88	6.82%	15	60
		D	11.11	5.88%	6.91	3.66%	18.02	9.55%	15	60
		E	6.02	3.19%	6.91	3.66%	12.93	6.85%	15	60
		F	11.25	5.96%	6.91	3.66%	18.16	9.62%	15	60
		TOTAL	44.38	23.51%	34.55	18.30%	78.93	41.81%		

Fuente: Elaboración propia

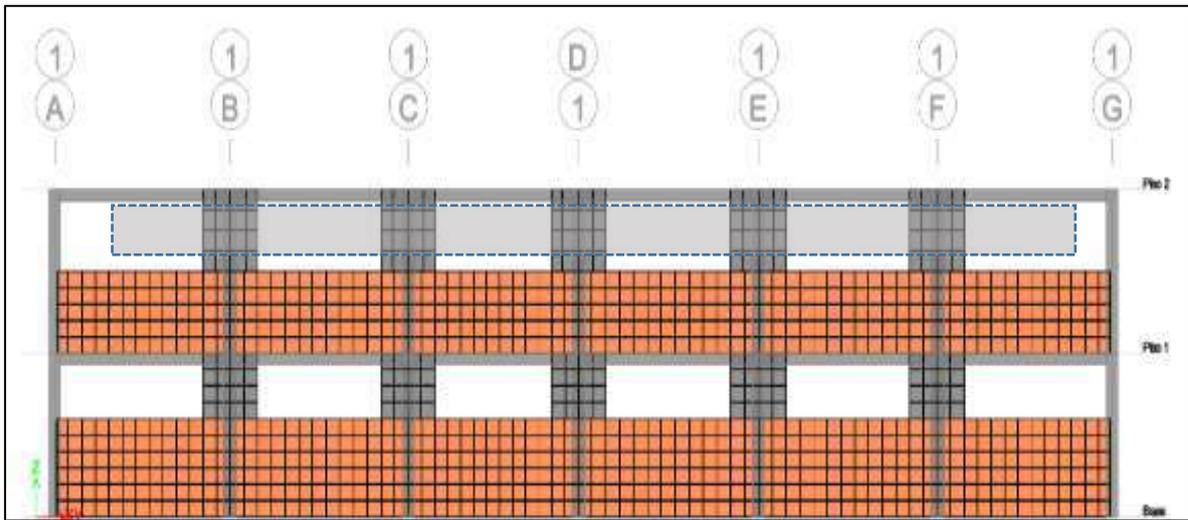


Figura 116. Reporte grafico de columnas cortas reforzadas, Eje1 Piso 2

Fuente: Elaboración Propia

De la tabla N°86, se deduce que la fuerza cortante total que absorben las columnas reforzadas, con respecto a la cortante total de la estructura corresponde a 41.18%, de ello 18.30% se concentra en la estructura reforzada por aleros y/o ensanches de concreto armado. Además, se cumple que la cortante del refuerzo actuante en cada columna Vc es mayor a la cortante de diseño V (diseño=12.31 tnf).

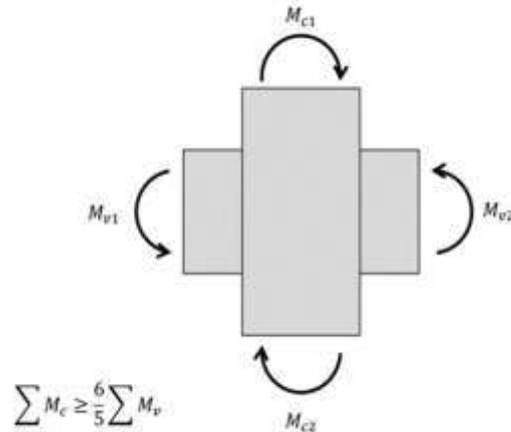
Tabla 86. Reporte de cortantes en columnas cortas reforzadas Eje 1, piso2

Piso 2	Ubicación	Vc(columna sin reforzar)tnf	Vc (ensanche) tnf	Vc total (columna reforzada) tnf
	1B	10.03	6.91	16.94
	1C	5.97	6.91	12.88
	1D	11.11	6.91	18.02
	1E	6.02	6.91	12.93
	1F	11.25	6.91	18.16
	TOTAL	44.38	34.55	78.93
	%	23.51%	18.30%	41.81%

Fuente: Elaboración Propia

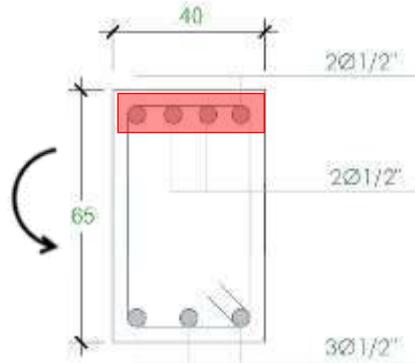
5.4.2 Refuerzo por encamisado, Pórtico 1 – Pabellón E

Según el código ACI 318-19



➤ Momento en Viga MVP-102

Procedemos a calcular el momento M_{v1} , el cual va a estar en el sentido anti horario, por lo tanto, el acero que va a estar a tensión, siendo estos los aceros de la parte superior.



$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

Donde:

A_s = Acero a tensión

A_s =5.16 cm²

f_y = 4200 Kg/cm²

f'_c = 211Kg/cm²

b = 40 cm

$$a = \frac{5.16 * 4200}{0.85 * 211 * 40}$$

$a = 3.02 \text{ cm}$ (ancho efectivo del bloque de esfuerzos)

Con este dato procedemos a calcular el momento mediante la siguiente expresión:

$$M_{v1} = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Donde:

$$\phi = 0.90$$

$$A_s = 5.16 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = 60 \text{ cm}$$

$$a = 3.02 \text{ cm}$$

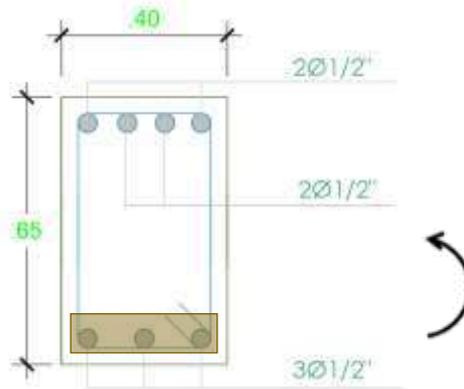
Momento en la viga ubicado en el extremo izquierdo:

$$M_{v1} = 0.90 * 5.16 * 4200 * \left(60 - \frac{3.02}{2} \right)$$

$$M_{v1} = 1'140,826.89 \text{ Kg} - \text{cm}$$

➤ Momento en Viga MVP-102

El mismo proceso se aplica para la misma sección, la diferencia es que el momento va del otro lado, o sea se mantiene en el sentido anti horario, pero si no damos cuenta el acero que está en tensión ahora es el acero inferior.



$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

Donde:

A_s = Acero a tensión

$$A_s = 3.87 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 211 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$a = \frac{3.87 * 4200}{0.85 * 211 * 40}$$

$a = 2.265 \text{ cm}$ (ancho efectivo del bloque de esfuerzos)

Con este dato procedemos a calcular el momento mediante la siguiente expresión:

$$M_{v2} = \phi A_s f_y (d - \frac{a}{2})$$

Donde:

$$\phi = 0.90$$

$$A_s = 3.87 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = 60 \text{ cm}$$

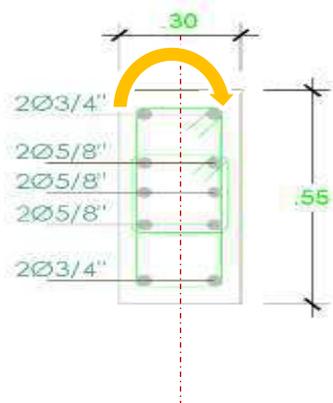
$$a = 2.27 \text{ cm}$$

Momento en la viga ubicado en el extremo derecho:

$$M_{v2} = 0.90 * 3.87 * 4200 * (60 - \frac{2.27}{2})$$

$$M_{v2} = 861,144.12 \text{ Kg} - \text{cm}$$

➤ **Momento en Columna 30x55 (adicionando 2 varillas de 3/4")**



Donde:

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi = 0.90$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$d = 70 \text{ cm}$$

$$A_s = 14.49 \text{ cm}^2 \text{ (Acero en tensión)}$$

$$\rho = 0.01756$$

$n =$ cantidad de varillas a tensión

$$k = \sqrt{2\rho n + (\rho * n)^2} - \rho n$$

$$k = 0.296$$

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$j = 0.901$$

Seguidamente se determinó los momentos en las columnas:

$$M_{c1} = \phi * A_s * f_y * j * (b - 4)$$

$$M_{c1} = 0.90 * 14.49 * 4200 * 0.896 * (30 - 4)$$

$$M_{c1} = 1777412.86 \text{ Kg} - \text{cm}$$

Al tratarse de una columna simétrica es que se consideró también un Mc2 con el mismo valor.

$$M_{c2} = 1777412.86 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$\Sigma_{MC} = 35.55 \text{ tnf} - \text{m}$$

$$\Sigma_{Mv} = 20.02 \text{ tnf} - \text{m}$$

$$\Sigma M_c \geq \frac{6}{5} \Sigma M_v$$

$$35.55 \text{ tnf} - \text{m} \geq 20.02 \text{ tnf} - \text{m}$$

Si cumple con columna fuerte viga débil

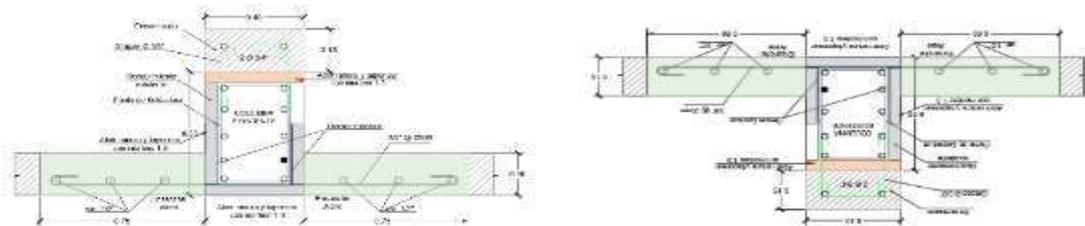


Figura 117. Encamisado de columna Pabellón E, Pórtico 1
Fuente: Elaboración Propia

CAPÍTULO VI

ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

6.1. OE1: Método Fema 154

El método FEMA – 154 empleado en EE. UU, es un método cualitativo para un análisis de reforzamiento al identificar el índice de vulnerabilidad, en caso el resultado sea (≤ 2) se realizará un análisis lineal de la edificación, en caso cumpla no es necesario realizar un reforzamiento. Cuando el índice de vulnerabilidad es (≥ 2), no se verá necesario realizar un reforzamiento, puesto que el índice 2 muestra una probabilidad de 1 a 100 de colapso.

Según la tabla N° 09, el índice de vulnerabilidad sísmica del Pabellón “E” es 0.70 y de acuerdo con la figura N° 54 presenta una probabilidad de falla de 19.95%. El índice $s=0.7$ es ≤ 2 , por lo que de acuerdo con la metodología FEMA-154, este valor no es aceptable, además de ser clasificado como una infraestructura altamente vulnerable, necesita una evaluación más detallada (métodos cuantitativos) para determinar una propuesta de reforzamiento.

Según la tabla N° 11, el índice de vulnerabilidad sísmica del Pabellón “D” es 4.80 y de acuerdo con la figura N°54 presenta una probabilidad de falla de 0.002%. El índice $s=4.80$ es ≥ 2 , por lo que de acuerdo con la metodología FEMA-154, este valor es aceptable y es clasificado como una infraestructura de Vulnerabilidad Baja y no necesita reforzamiento alguno.

6.2. OE2: Método AIS

De acuerdo con la Tabla N°26, el Pabellón “E” al ser evaluado por los diferentes aspectos, presenta una calificación o índice global de vulnerabilidad de 20.83%,

considerándose una edificación de vulnerabilidad media según la NSR-10. Así mismo la AIS, menciona “para que una edificación califique con vulnerabilidad sísmica intermedia o alta es suficiente que presente deficiencia en cualquiera de los aspectos evaluados, por lo que recomienda que la evaluación debe hacerse con mucho cuidado.”

De acuerdo a los resultados indicados en la tabla N° 27, el Pabellón “D” al ser evaluado por los diferentes aspectos, presenta una calificación o índice global de vulnerabilidad de 13.89%, considerándose una edificación de vulnerabilidad baja según la NSR-10.

Por otro lado, para la evaluación de calidad de las juntas en mortero la metodología AIS, considera un espesor de mortero de 0.7cm a 1.3 cm; considerando un muro portante seguro; mientras que este valor difiere de la Norma Técnica Peruana E.070 (Albañilería); ya que considera un espesor de junta que varía de 1.00 cm a 1.5 cm; considerándose así un aspecto constructivo que haría más vulnerable a la estructura.

Así mismo, al realizar la evaluación de los aspectos estructurales (detalles de columnas y vigas de confinamiento) la disposición del Manual de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS), dispone reforzar columnas con 400 cm² mínimo de sección y al menos 4 varillas de acero, espaciados no más de 10 a 15cm. Estas consideraciones no serían aceptadas por la Norma Técnica Peruana E.060 (Concreto Armado); puesto que, para edificaciones de concreto armado localizadas en una zona sísmica alta, recomienda considerar columnas con una sección mínima de 1000 cm², con un mínimo de 6 varillas de refuerzo.

Por otro lado; la aplicación del Manual de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS), en la evaluación de vulnerabilidad sísmica es recomendado realizar solo para viviendas y/o edificaciones máximo de 2 pisos; mientras que la aplicación de la metodología FEMA-154 se puede realizar en edificaciones máximo de 5 pisos; puesto que algunos tipos de estructuras no se encuentran identificadas en dicha metodología.

La evaluación por las 2 metodologías cualitativas, FEMA-154 y AIS; son rápidas y sencillas; sin embargo, los resultados pueden verse afectados por el nivel de experiencia del evaluador; es por ello que ambas metodologías recomiendan realizar la evaluación por un profesional con experiencia en diseño sísmico.

Por último; realizado la evaluación directa por el método FEMA-154 y AIS, según (Yépez, 1996) “se aconsejan realizar estudios con modelos más realistas u objetivos para confirmar o rechazar la vulnerabilidad y daños esperados, tales como son los métodos cuantitativos”.

6.3. OE3: Método Demanda-Resistencia

De los resultados se evidencia que el pabellón E presenta un sistema estructural de albañilería confinada en ambas direcciones (X, Y); mientras que el pabellón D presenta un sistema de pórticos en dirección X y un sistema de albañilería confinada en la dirección Y; determinándose una configuración estructural aceptable para ambos pabellones por la Norma Técnica Peruana E-030 (Diseño sismorresistente), puesto que son edificaciones de categoría A2 y se encuentran ubicadas en una zona sísmica 3.

Por otro lado, de acuerdo a los “Criterios normativos aplicado al diseño de locales educativos básicos para todos los niveles de educación sin contar nivel superior” del OINFE – MINEDU, se permite el uso de pórticos siempre y cuando su configuración estructural establezca columnas de peraltes importantes, teniendo en cuenta esta condición el pabellón “E” no cumpliría con este criterio, ya que su modelo de configuración estructural es tipo INFES - 780 PRE, el cual presenta columnas de menor sección = 750 cm², que aportan poca rigidez y elevada flexibilidad lateral a la estructura. Sin embargo; el pabellón “D” si estaría cumpliendo con este criterio, ya que presenta columnas tipo T de sección 2500 cm² (>1000 cm²) exigentes por las Normas Técnicas Peruanas E-030 y E-060.

No obstante, la Norma Técnica Peruana E.030 (Diseño sismorresistente), no recomienda la construcción de instituciones educativas de pórticos en ambas direcciones, básicamente por fundamentos arquitectónicos.

Estado de resistencia promedio de elementos estructurales

Al haber realizado los ensayos de esclerometría bajo los lineamientos de la norma ASTM C-805, se obtuvo como resultados lo siguiente: Para el pabellón “E”, tal como indica la tabla N° 44, se observa que dos columnas (C3 y C14) y una viga peraltada (VP-103), presentan una resistencia menor a los 210 kg/cm² (resistencia mínima requerida por la Norma Técnica Peruana E.060 - Concreto Armado); esto generalmente sucede a un incorrecto proceso constructivo durante la colocación y

vibrado del concreto; ya que al realizar el ensayo en el resto de los elementos estructurales se obtuvieron resistencias mayores a los 210 kg/cm². Es por ello que, para realizar el modelado estático lineal en el software ETABS y continuar con el desarrollo del método Demanda - Resistencia, se tomaron valores de resistencia promedio general de: $f'c=225$ Kgf/cm² para columnas y $f'c=211$ kg/cm² para vigas; dichas resistencias son aceptadas por la Norma Técnica Peruana E.060 (Concreto Armado).

Por otro lado, en la tabla N° 45, se muestra los resultados de los elementos estructurales del pabellón “D”, donde la columna tipo T (C-6) y la viga peraltada (VP-103) presentan resistencias promedio debajo del mínimo de 210 kg/cm² especificada en la Norma Técnica Peruana E.060 (Concreto Armado). Sin embargo, estos valores no influyen en el comportamiento global de la estructura, ya que para el modelo estático lineal se consideraron valores promedio de resistencia de todos los elementos columna y viga, considerándose así: $f'c= 269$ kg/cm² para columnas y $f'c=248$ kg/cm² para vigas. Estas resistencias si estarían cumpliendo con los requerimientos mínimos de la Norma Técnica Peruana E.060 (Concreto Armado).

Distorsión de entrepiso

Según Bonett (2003) “Los valores de distorsión de entrepiso son empleados para cuantificar un efecto del sismo, siendo necesario cualificar en “Términos lingüísticos”, el estado de daño estableciendo un valor paramétrico, para identificar y comprender la severidad de los efectos producidos por los terremotos”.

Conforme a la Norma Técnica Peruana E.030 (Diseño Sismorresistente), para la verificación de distorsión de entrepiso se obtuvieron a partir de un análisis de desplazamientos relativos efectuados en las 4 esquinas que fueron multiplicados por 0.

75R; obteniéndose desplazamientos promedios máximos por cada nivel y dirección de análisis.

En concordancia con la tabla N° 49 y tabla N° 50, la estructura del pabellón “E”, al ser evaluado en las direcciones X y Y, presenta valores de distorsión de entrepiso menores a 5 ‰, cumpliendo con el valor límite establecido en artículo N° 31 de la Norma Técnica Peruana E.030 (Diseño Sismorresistente) para estructuras de albañilería. Sin embargo, presenta restricciones de desplazamiento en las columnas

cortas localizadas en la dirección X, generando fallas por efectos cortantes; por lo que la edificación se considera altamente vulnerable.

Por otro lado, cuando se aisló totalmente la tabiquería en la dirección X, los valores de distorsión fueron 0.0375m en el 1er nivel y 0.0116m en el 2do nivel; mientras que en la dirección Y los valores de distorsión fueron 0.0008m en el 1er nivel y 0.0006m en el segundo nivel. La Norma E-030, rechaza los valores de distorsión en la dirección X; puesto que, no se estaría cumpliendo con el valor límite de 7 ‰.

De acuerdo a la tabla N° 59, la estructura del pabellón “D”, al ser evaluado en la dirección X, los valores de distorsión fueron 0.0016m en el 1er nivel y 0.0015m en el 2do nivel; mientras que en la dirección Y de acuerdo a la tabla N° 60, los valores de distorsión fueron 0.0004m en el 1er nivel y 0.0003m en el segundo nivel. Estos valores se encontrarían dentro de los parámetros establecidos en el artículo N° 31 de la Norma E-030, en el que se dispone como valor límite de distorsión de 7 ‰ para estructuras de concreto armado y 5 ‰ para estructuras de albañilería.

Efecto de columna corta

Verificación de desplazamientos en columna corta eje 2-Pabellón “E”

De las tablas N° 61 y N° 62, los desplazamientos en la dirección X del segundo nivel de la columna corta aumentan en 1.27% con respecto a los desplazamientos del 1er nivel. Por otro lado, si se logra aislar la tabiquería de las columnas, los desplazamientos del segundo nivel de aumentan en 89.20% con respecto a los desplazamientos del 1er nivel. Por lo que, no es recomendable aislar por completo la tabiquería de las columnas, puesto que, la edificación se encontraría cerca al colapso por presentar elevada flexibilidad lateral y en consecuencia valores mayores a los límites de distorsión de entrepiso.

Verificación de cortantes en columna corta, eje 2-Pabellón “E”

De acuerdo a las tablas N° 63, N° 64, N° 65 y N° 66, la porción libre de las columnas cortas concentra mayor porcentaje de fuerza cortante (70%) en comparación a la porción que se encuentra arriostrada a la tabiquería, el cual absorbe (30%), haciendo que la edificación sea altamente vulnerable, ya que podrían presentarse fallas por esfuerzo cortante.

Interacción tabique de Albañilería – Pórtico

En concordancia con la Norma Técnica Peruana E-070 (Albañilería) y las tablas N° 67, N° 68, N° 69, N° 70, N° 71 y N° 72; el muro del pabellón “E” en la dirección Y, no presenta fallas por aplastamiento, falla por tracción diagonal y falla por cizalle en ninguno de sus niveles y ejes estructurales; puesto que la resistencia a la deformación axial es menor a la resistencia de deformación demandante; sin embargo este pabellón presenta vulnerabilidad media por lo que fue construido con ladrillos artesanales de $f'_m=30 \text{ kg/cm}^2$.

De la misma manera en concordancia con los lineamientos de la Norma Técnica Peruana E-070 (Albañilería) y los resultados de las tablas N° 73, N° 74, N° 75, N° 76, N° 77 y N° 78; la tabiquería de albañilería que presenta el pabellón “D” en la dirección Y, no presenta fallas por aplastamiento, falla por tracción diagonal y falla por cizalle en ninguno de sus niveles y ejes estructurales, debido a que la resistencia a la deformación axial es menor a la resistencia de deformación demandante, considerándose un pabellón con baja vulnerabilidad; además que fue construido con ladrillos mecanizados de $f'_m =50 \text{ kg/cm}^2$.

Diseño por capacidad

Verificación (6/5) Viga/Columna (Pabellón E)

De la evaluación realizada a los elementos estructurales, el Pórtico 1 (Viga VP-102 y Columna C-11), presenta una sumatoria de momentos en columnas es de 20.72 tnf y la sumatoria de 6/5 de los momentos en vigas es de 24.02 tnf; por lo que de acuerdo a los requisitos mínimos de diseño sismorresistente establecidos en el código ACI 318-19, los nodos localizados en el pórtico no cumple con el criterio de columna fuerte-viga débil; haciendo que las columnas ingresen en un rango inelástico y las rótulas plásticas se desarrollen en las vigas; considerándose una estructura susceptible a sufrir daños y no tenga un comportamiento adecuado frente a una acción sísmica.

Por otro lado; en la evaluación realizada al elemento estructural Pórtico 2 (Viga VP-101 y Columna C-9), los momentos de las columnas suman un valor de 20.72 tnf y el valor de 6/5 de los momentos de las vigas presenta un valor de 15.34 tnf; por lo que de acuerdo a los lineamientos del código ACI 318-19, los nodos que conforman el pórtico, cumplen con el criterio de columna fuerte-viga débil.

Con estos resultados se podría concluir que el Pórtico 1 es más vulnerable a sufrir daños ante un evento sísmico, debido al mayor peralte y sección que presenta la viga VP-102, en comparación a la sección que presenta la viga VP-101 del pórtico 2.

Verificación (6/5) Viga/Columna (Pabellón D)

De la misma manera, para la evaluación del criterio “columna fuerte-viga débil” en los pórticos del pabellón “D”, se tomaron como muestra un solo pórtico, puesto que la sección de los elementos estructurales es homogénea en ambos niveles, considerándose así VP 101 (25X60) y columnas tipo T, donde los momentos actuantes en las columnas sumaron un valor de 48.59 tnf y la suma de 6/5 de los momentos de las vigas fueron de 37.43tnf. De acuerdo a los criterios sismorresistentes del código ACI 318-19, estos nodos cumplen con el criterio de columna fuerte-viga débil, ductilidad, rigidez y resistencia; considerándose una edificación de baja vulnerabilidad.

Así mismo luego de haber realizado la verificación dispuesto por el código ACI 318-19; estudios y ensayos han demostrado que el valor de dicho factor (6/5) no garantiza el criterio “columna fuerte – viga débil”, por lo que se recomienda realizar un estudio estático no lineal.

Finalmente, luego de haber realizado la evaluación de vulnerabilidad sísmica por los métodos FEMA-154, AIS y Demanda-Resistencia; según Bonett, (2013) “El análisis realizado orienta a emplear métodos convenientes para aplicar medidas de prevención.”

6.4. OE4: Reforzamiento estructural

De los métodos evaluados, el pabellón “E” es el más vulnerable; por lo que es necesario realizar un refuerzo estructural con la finalidad de disminuir el peligro sísmico y garantizar los servicios y continuidad de la edificación conforme lo establece la Norma Técnica Peruana E-030 (Diseño sismorresistente).

Según San Bartolomé et al. (2007) sostuvo que: “Las técnicas de reforzamiento de las columnas cortas se hacen por un ensanche del concreto por una adhesión con resina epóxica, con sus varillas soldadas ante las existentes en las vigas y columnas por un relleno por presión manual con mortero 1:3 es una técnica sencilla, económica y rápida para realizar”.

Visto el párrafo anterior, el presente estudio propone realizar un reforzamiento estructural para la patología “Columnas Cortas”, empleándose aleros y/o ensanches de concreto armado, con la finalidad de aportar mayor rigidez y resistencia a esfuerzos cortantes actuantes en las columnas cortas localizadas en la dirección X, considerándose de la siguiente manera:

- Columnas cortas ubicados en los ejes 2B, 2D, 2F (ambos niveles):
Refuerzo de columna con muro de aleros de 0.15 x 0.60m.
- Columnas cortas ubicados en los ejes 1B,1D,1F (1er nivel):
Refuerzo de columna con muro de aleros de 0.15 x 0.60m
- Columnas cortas ubicados en los ejes 1C y 1E (1er nivel):
Refuerzo de columna con muro de aleros de 0.15 x 0.60m
- Columnas cortas ubicados en los ejes 1B, 1C, 1D, 1E, 1F (2do nivel):
Refuerzo de columna con muro de aleros de 0.15 x 0.60m.

De la misma manera: Muñoz et al. (2007) menciona que: “para realizar un proceso de reforzamiento de pórticos también puede realizarse un encamisado incrementando así la sección transversal”.

Visto el párrafo anterior y realizada la evaluación por capacidad donde la sumatoria de los momentos en las columnas deben ser mayores a los $\frac{6}{5}$ de los momentos producidos en las vigas. Se propone un reforzamiento de encamisado de columnas, con el fin de evitar un colapso prematuro de la estructura debido a la formación de rótulas plásticas en las vigas; este reforzamiento se dará en las columnas localizadas en los ejes 1D, 1F, 2D, 2F, de ambos niveles de la edificación, el cual se detalla a continuación:

- *Refuerzo de columnas C-4, C-11, C-6 y C-11: Adición de 2 varillas de $\frac{3}{4}$ ” con incremento de sección 0.30 x 0.55m a 0.40 x 0.70m*

De esta manera al realizar el reforzamiento con aleros de concreto armado y encamisado de columnas, se aumenta la rigidez y resistencia de los pórticos que conforma el pabellón E, haciendo que la edificación presente una vulnerabilidad baja ante la ocurrencia de un evento sísmico.

CONCLUSIONES

1. La I.E. N.º 40092 – José Domingo Zuzunaga Obando del distrito de Uchumayo es altamente vulnerable y la propuesta de reforzamiento realizado en el pabellón “E” a través de muros de ensanche y encamisado de columnas, reduce la vulnerabilidad mejorando los requerimientos técnicos para una infraestructura sismorresistentes evitando que la edificación presente daños y garantice la continuidad de sus servicios ante un evento sísmico; mientras que, el pabellón “D” presenta una vulnerabilidad baja, considerándose una edificación que no necesita reforzamiento estructural sismorresistente.
2. Al realizar el análisis de la vulnerabilidad sísmica aplicando el método FEMA-154, el Pabellón “E” muestra una vulnerabilidad alta en ambos niveles de su estructura, teniendo como puntaje final $S = 0.70$ y probabilidad de falla de 19.95%, esto se debe a su configuración estructural y año de antigüedad. Mientras que; el pabellón “D” muestra una vulnerabilidad baja en ambos niveles, al obtener un puntaje de $S = 4.80$ con probabilidad mínima de falla de 0.0025%.
3. Al evaluar la vulnerabilidad sísmica por el método del manual de la AIS, el Pabellón “E” muestra una vulnerabilidad media, al obtener un valor índice global de 20.83%, con alta posibilidad de presentar daños; mientras que el Pabellón “D” muestra una vulnerabilidad baja, al obtener un valor de índice global de 13.89%.
4. Al desarrollar el método demanda-resistencia, el Pabellón “E” presenta un nivel de vulnerabilidad alta, aunque el sistema estructural resistente es mayor que el sistema estructural demandante, este bloque presenta patologías por columna corta y viga fuerte-columna débil, entendiéndose de que estos influirán en el comportamiento sísmico de la estructura; mientras que el Pabellón “D” evaluado presenta un nivel de vulnerabilidad baja, donde la demanda llega a ser menor a la resistencia ofrecida por la estructura y no presenta ninguna patología estructural.
5. Con referencia al reforzamiento estructural, siendo el Pabellón “E” con vulnerabilidad sísmica alta, se propone un reforzamiento basado en la incorporación de ensanches o aleros de concreto reforzado para mitigar los efectos de columna corta; a su vez también se propone un encamisado de columnas con el incremento de 2 varillas de diámetro de 3/8” para reducir los efectos de viga fuerte-columna débil; otorgándole más rigidez, resistencia y ductilidad a dicho pabellón.

RECOMENDACIONES

1. Realizar la evaluación de vulnerabilidad sísmica en edificaciones esenciales por métodos cuantitativos y proponer técnicas de reforzamiento de bajo costo, lo cual permitirá la reducción de gastos para una futura intervención post-sísmo.
2. Se recomienda elaborar un plan de reducción de vulnerabilidad sísmica de las diversas instituciones educativas que alberga el estado peruano, con la finalidad de reducir el riesgo sísmico. Este plan debe ser ejecutado por la comunidad de ingenieros e investigadores, conjuntamente con la intervención del Estado peruano.
3. Los métodos aplicados en la presente investigación, se pueden utilizar para proyectos de investigación de objetivos similares, donde los parámetros empleados en los cálculos se irán ajustando a medida que se actualicen los estándares y/o normativa peruana.
4. Usar la incorporación de aleros o ensanches de concreto armado como propuesta de reforzamiento en instituciones educativas que fueron construidas con una estructuración de planta tipo 780-PRE; puesto que son económicos y sencillos de ejecutar para reducir los efectos de columna corta.
5. Se recomienda difundir los resultados obtenidos de la investigación a las autoridades locales y funcionarios competentes de la institución educativa de la I.E. N°40092 – José Domingo Zuzunaga Obando, con la finalidad de que se adopten medidas y gestiones preventivas de reducción de vulnerabilidad sísmica.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguiar Falconi, Roberto, y otros. 2010.** Paper. *Aisladores elastoméricos en estructura con Columna Corta*. s.l., Ecuador : Universidad Técnica de Manabi, Agosto de 2010.
- AIS, Asociacion Colombiana de Ingenieria Sismica. 1998.** Manual de Construccion, evaluacion y rehabilitacion sismo resistente . Bogota, Bogota, Colombia : LA Red, 1998.
- Aldama Ojeda, Alejandro, Gomez Soberón, Consuelo y Guillén López, Briseida. 2007.** Elaboración de una metodología para evaluación de la vulnerabilidad sísmica. s.l., Costa Rica : Revista de Matemática: Teoría y Aplicaciones, 31 de octubre de 2007. Vol. 15, págs. pp. 41-48.
- Angles Pari, Paola Diana. 2008.** Comparacion del comportamiento a carga lateral ciclica de un muro confinado con ladrillos de concreto y otro con ladrillos de arcilla. Lima, Lima , Perú : Pontificia Universidad Católica del Perú, 2008.
- Astroza I., Maximiliano y Schmidt A., Andrés. 2004.** Revista de Ingeniería Sísmica. *Capacidad de deformación de muros de albañilería confinada para distintos niveles de desempeño*. s.l., México : Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, junio de 2004. Vol. 70, págs. pp.59-75.
- Beaupertuy U., Jose Luis y Urich B., Alfredo José. 2013.** Artículo Científico. *DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICIOS TÍPICOS VENEZOLANOS*. s.l., Venezuela : Artículo de Ciencia Aplicadas de Investigación, Octubre de 2013. Vol. 10.
- Behar Rivero, Daniel Salomón. 2008.** Metodología de la investigación. s.l., Estados Unidos : Shalom, 2008.
- Bernal. 2010.** *Metodología de la investigación: administración, economía. humanidades y ciencias sociales*. Colombia : s.n., 2010.
- Bernardo Acuña, Jorge Daniel y Peña de la Cuba, Mario Fernando. 2009.** Efectos del peralte de las columnas en el comportamiento sismico de los muros de albañileria . *Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil*. Lima, Lima, Perú : Pontificia Universidad Católica del Perú, 2009.
- Blanco, Marianela. 2011.** Artículo Central de Venezuela. *Criterios Fundamentales Para El Diseño Sismo resistente*. s.l., Venezuela : Universidad Central de Venezuela, Agosto de 2011.

- Bonett Diaz, Ricardo Leon. 2003.** Tesis Doctoral . *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios, aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada.* Barcelona, Barcelona, España : Universidad Politécnica de Cataluña, Departamento de Ingeniería del Terreno, cartografía y geodesia , 17 de Octubre de 2003.
- Bonett Díaz, Ricardo León. 2003.** Tesis Doctoral. *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios, Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada.* s.l., Barcelona, ESpaña : Universidad Politécnica de Cataluña, 17 de Octubre de 2003. Vol. Capítulo 2, pág. 38.
- Borja Suarez, Manuel. 2016.** Metodología de la investigación científica para ingenieros. Chiclayo, Perú : s.n., 2016.
- Campiño Sánchez, Jehovany Andrés. 2018.** *Patología EStructural Institución Educativa Nueva Granada* . Municipio de Dosquebradas, México : Universidad Nacional Autónoma de México, 2018.
- Carpeta Peña, Elvis Leonardo. 2014.** Determinación del Índice de Vulnerabilidad sísmica de siete viviendas mediante cuatro metodologías en la ciudad de Bogotá. *Tesis de Grado.* Bogotá, Bogotá, Colombia : Universidad Piloto de Colombia , 2014.
- Choqueza Quispe, Walter y Molluni Balcona, Jorge Luis. 2017.** Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones públicas de concreto armado en la zona urbana del distrito de Ocuvi, prov. Lampa, reg. Puno - 2017. *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones públicas de concreto armado en la zona urbana del distrito de Ocuvi, prov. Lampa, reg. Puno - 2017.* Ocuvi, Lampa, Puno, Perú : Universidad Nacional del Altiplano, 2017.
- Giménez, Alejandro, y otros. 2019.** Artículo de Divulgación. 2020 *Estudio de la vulnerabilidad sísmica cualitativa en instituciones escolares de concreto armado del Estado Falcón.* 06 de julio de 2019. Vol. 21, 1.
- Gulfo Mendoza, Aldemarco y Serna Hernández, Luis Fernando. 2015.** Vulnerabilidad Sísmica de la infraestructura escolar urbana en Girardot-Cundinamarca. *Vulnerabilidad Sísmica de la infraestructura escolar urbana en Girardot-Cundinamarca.* Cundinamarca, Bogotá, Colombia : Universidad Piloto de Colombia- Bogotá; Universidad Viña del Mar, Chile, Setiembre de 2015.
- López Hecheverry, Manuela y García Ávila, Anggy Yannery. 2018.** PATOLOGÍA ESTRUCTURAL COLEGIO AMERICANO PEREIRA. s.l., México : Universidad Nacional Autónoma de México, 2018.

- Mena Hernández, Ulises. 2002.** Tesis de Doctorado en Ingeniería Sísmica y Dinámica EStructural. *Evaluación del riesgo sísmico en zonas urbanas*. Barcelona, Barcelona, España : Universidad Politécnica de Cataluña, Julio de 2002.
- Méndez Álvarez, Carlos Eduardo. 2020.** *Metodología de la Investigación quinta edición*.
- MINISTERIO DE VIVIENDA CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO. 2018.** NORMA TÉCNICA E.030. DISEÑO SISMORESISTENTE DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES. *NORMA TÉCNICA E.030. DISEÑO SISMORESISTENTE DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES*. s.l., PERU : DIARIO OFICIAL EL PERUANO, 23 de OCTUBRE de 2018.
- Muñoz, D. 1989.** Revista. *Conceptos básicos en riesgo sísmico*. s.l., Madrid, España : Cátedra de Geofísica, Fcaultad de Ciencias Físicas, 1989.
- Norma Técnica E-070. Albañilería. 2006.** Reglamento Nacional de Edificaciones. *Norma Técnica E-070. Albañilería*. 2006.
- Pizarro, Nery F, y otros. 2021.** VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS EDUCACIONALES. *VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS EDUCACIONALES*. s.l., Mendoza, Argentina : Revista Internaciona de Ingeniería de Estructuras, 2021.
- Quispe Huamán, Walter. 2019.** EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS AULAS DEL CENTRO EDUCATIVO PRIMARIO N° 10237 DEL DISTRITO DE CUTERVO – CAJAMARCA. Cutervo, Cajamarca, Perú : Universidad Nacional de Cajamarca, 2019.
- Quispe Muñoz, Edgar Raúl. 2017.** TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL. *Evaluación comparativa del Análisis Estructural entre los sitemas estructurales: Pórticos y Dual (Pórticos rigidizados) en un edificio de tipo educacional*. Cajamarca, Perú : Universidad Nacional de Cajamarca, Setiembre de 2017.
- Reglamento Nacional de Edificaciones. 2018.** Reglamento Nacional de Edificaciones. *Norma técnica E.030 diseño sismoresistente*. 7 de Diciembre de 2018.
- Reyes Meza, Carlos y Sanchez Carlessi, Hector Hugo. 2006.** *Metodologia y Diseños en la Investigación Científica*. Lima, Perú : Visión Univeristaria, 2006.
- San Bartolomé Ramos, Ángel Francisco. 1998.** LIBRO. 1ra *Análisis de Edificios*. s.l., Perú : Fondo Editorial Pontificia Universidad Católica del Perú, Marzo de 1998. pág. 344.

- San Bartolomé, Ángel y Quiun, Daniel. 2004.** Pontificia Universidad Católica del Perú. Propuesta Normativa para el diseño sísmico de edificaciones de Albañilería confinada. s.l., Perú : Revista Internacional Construlink, 2004. Vol. 2.
- San Bartolomé, Angel, y otros.** Paper. Estudio experimental de una técnica de reforzamiento para edificaciones existentes con problemas de columna corta, Proyecto Sensico-PUCP. s.l., Perú : Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Secretaría ejecutiva-Sistema Nacional para la Prevención, Mitigación y Atención de Desastres - SINAPRED. 2005.** Revisión y Actualización del Reglamento Nacional de Construcción. Proyecto Reducción de la Vulnerabilidad ante Desastres Naturales. 22 de Junio de 2005.
- SENCICO. 2005.** COMENTARIOS DE LA NORMA TÉCNICA E-070 ALBAÑILERIA. COMENTARIOS DE LA NORMA TÉCNICA E-070 ALBAÑILERIA INFORME FINAL (CAPÍTULOS DEL 1 AL 10). MAYO de 2005.
- Soto Raico, Edelmira Elizabeth. 2018.** COMPARACION DE LOS METODOS: FEMA 154, HIROSAWA Y DEMANDA RESISTENCIA PARA EVALUAR VULNERABILIDAD SISMICA EN LA INFRAESTRUCTURA BAÑOS DEL INCA. COMPARACION DE LOS METODOS: FEMA 154, HIROSAWA Y DEMANDA RESISTENCIA PARA EVALUAR VULNERABILIDAD SISMICA EN LA INFRAESTRUCTURA BAÑOS DEL INCA. BAÑOS DEL INCA, CAJAMARCA, PERU : s.n., 20 de JUNIO de 2018.
- Zárate Encalada, Jose Marcelo. 2020.** ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LA UNIDAD EDUCATIVA. ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LA UNIDAD EDUCATIVA. s.l., Machala, Ecuador : Universidad Técnica de Machala, 02 de diciembre de 2020.

ANEXOS

Anexo N°01: Matriz de consistencia

Anexo 1 – Matriz de consistencia

“EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO, I.E. N°40092 – JOSE DOMINGO ZUZUNAGA OBANDO, UCHUMAYO – AREQUIPA – 2021”					
Problema	Objetivos	Hipótesis	Variables	Dimensiones	Metodología
Problema general:	Objetivo general:	Hipótesis general:	Variable 1	Método FEMA 154	Método de investigación:
¿Cuál es el nivel de vulnerabilidad sísmica y propuesta de reforzamiento estructural de la I.E. N° 40092 – José Domingo Zuzunaga Obando del distrito de Uchumayo?	Determinar el nivel de vulnerabilidad sísmica y propuesta de reforzamiento estructural de la I.E. N° 40092 – José Domingo Zuzunaga Obando del distrito de Uchumayo.	La I.E. N° 40092 – José Domingo Zuzunaga Obando del distrito de Uchumayo presenta un nivel de vulnerabilidad sísmica alto y la propuesta de reforzamiento estructural en base a aleros de ensanche de concreto armado y encamisado de columnas mejora el comportamiento estructural, considerándose una edificación sismorresistente.			Científico
Problemas específicos	Objetivos específicos:	Hipótesis específicas:		Método del manual de la asociación colombiana de ingeniería sísmica (AIS)	Tipo de investigación:
a) ¿Cuál es el grado de vulnerabilidad sísmica aplicando el método FEMA 154 en la I.E. N° 40092 – José Domingo Zuzunaga Obando del distrito de Uchumayo?	a) Analizar el grado de vulnerabilidad sísmica aplicando el método FEMA 154 en la I.E. N° 40092 – José Domingo Zuzunaga Obando del distrito de Uchumayo.	a) Aplicando el método FEMA 154, los Pabellones ubicados en la I.E. N° 40092 – José Domingo Zuzunaga Obando, presentan un grado de vulnerabilidad alta.			Aplicada.
b) ¿Cuál es el valor de vulnerabilidad sísmica efectuando el método del manual de la AIS en la I.E. N° 40092 – José Domingo Zuzunaga Obando del distrito de Uchumayo?	b) Establecer el valor de vulnerabilidad sísmica efectuando el método del manual de la AIS en la I.E. N° 40092 – José Domingo Zuzunaga Obando del distrito de Uchumayo.	b) Efectuando el método del Manual de la AIS, los pabellones ubicados en la I.E. N° 40092 – José Domingo Zuzunaga Obando, presentan un valor de vulnerabilidad media.	Vulnerabilidad Sísmica	Método Demanda - Resistencia	Nivel de investigación:
c) ¿Cuál es el nivel de vulnerabilidad sísmica desarrollando el método de demanda resistencia en la I.E. N° 40092 – José Domingo Zuzunaga Obando del distrito de Uchumayo?	c) Determinar el nivel de vulnerabilidad sísmica desarrollando el método de demanda - resistencia en la I.E. N° 40092 – José Domingo Zuzunaga Obando del distrito de Uchumayo.	c) Desarrollando el método de demanda-resistencia, los pabellones ubicados en la I.E. N° 40092 – José Domingo Zuzunaga Obando, presentan un nivel de vulnerabilidad alta.			Descriptivo
d) ¿Cuál es la propuesta de reforzamiento estructural para reducir la vulnerabilidad sísmica en la I.E. N° 40092 – José Domingo Zuzunaga Obando del distrito de Uchumayo?	d) Proponer un reforzamiento estructural para reducir la vulnerabilidad sísmica en la I.E. N° 40092 – José Domingo Zuzunaga Obando del distrito de Uchumayo.	d) El reforzamiento estructural propuesto, reduce la vulnerabilidad sísmica de los pabellones en la I.E. N° 40092 – José Domingo Zuzunaga Obando.			Año:
					2021
					Diseño de investigación:
					No experimental transversal
					Población y muestra:
					Población: I.E. N° 40092 José Domingo Zuzunaga Obando.
					Muestra: 2 pabellones: pabellón "E" y "D"
					Técnicas:
					Observación Directa y Análisis de documentos.
					Instrumento:
					Ficha de recolección de datos validado por los expertos.

Anexo N°02: Matriz de operacionalización de variables

VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADOR	UNIDAD	ESCALA DE MEDICIÓN
Variable 1: Vulnerabilidad Sísmica	"La vulnerabilidad sísmica, es un valor único que permite clasificar a las estructuras de acuerdo a la calidad estructural intrínseca de las mismas, dentro de un rango de nada vulnerable a muy vulnerable ante la acción de un terremoto" Mena (2002)	El proceso de operacionalización de variable se busca que los componentes o elementos que constituyen en dichas variables, para precisar las dimensiones e indicadores están operadas mediante la definición conceptual". En la presente investigación se tiene como variable "Vulnerabilidad sísmica", por lo que se operacionalizó con los métodos de Fema 154, AIS, Demanda-Resistencia.	Método FEMA 154	Tipo de edificación ocupacional	adimensional	Razón
				Tipo de suelo	adimensional	
				Tipo de edificio	adimensional	
				Elementos en riesgo de caer	adimensional	
			Método AIS (Asociación colombiana de ingeniería sísmica)	Aspectos geométricos	adimensional	Razón
				Aspectos constructivos	adimensional	
				Aspectos estructurales	adimensional	
				Cimentación	adimensional	
				Suelos	adimensional	
			Método Demanda Resistencia	Entorno	adimensional	Intervalo
				Resistencia de concreto	kg/cm ²	
				Límites de distorsión Según E.030	mm, m	
				Fuerza cortante en columna corta (V)	tonf	
Verificación por aplastamiento (Rc)	tonf					
Verificación por tracción diagonal (Vt)	tonf					
Verificación por cizalle (Rs)	tonf					
Momento en vigas y columnas	kg-cm; tnf-m					

Anexo N°03: Confiabilidad y validez de instrumento

Formato de Validación de Criterios de Expertos

I. Datos Generales

Fecha	20/11/2021
Validador	Ing. Msc. Daniel M. Gonzales Arce
Cargo e institución donde labora	Fundador Escuela de Ingeniería DGA
Instrumento a validar	Fema 154
Objetivo del instrumento	Validar el instrumentos
Autor(es) del instrumento	Meliza Lyly Ramos Urbina

II. Criterios de validación del instrumento

Revisar cada ítem del instrumento de recolección de datos y marcar con una equis (X) según corresponda a cada uno de los indicadores de la ficha teniendo en cuenta:

1	Deficiente (D)	Si menos del 30% de los ítems cumplen con el indicador
2	Regular (R)	Si entre el 31% y 70% de los ítems cumplen con el indicador
3	Buena (B)	Si más del 70% de los ítems cumplen con el indicador

Criterios	Indicadores	D (1)	R (2)	B (3)	Observación
PERTINENCIA	Los ítems miden lo previsto en los objetivos de investigación.		X		
COHERENCIA	Responden a lo que se debe medir en la variable, dimensiones e indicadores.		X		
CONGRUENCIA	Están acorde con el avance de la ciencia y tecnología.		X		
SUFICIENCIA	Son suficientes en cantidad para medir los indicadores de la variable.			X	
OBJETIVIDAD	Se expresan en comportamientos y acciones observables y verificables.		X		
CONSISTENCIA	Se han formulado en relación a la teoría de las dimensiones de la variable.			X	
ORGANIZACIÓN	Son secuenciales y distribuidos de acuerdo a dimensiones.		X		
CLARIDAD	Están redactados en un lenguaje claro y entendible.		X		
OPORTUNIDAD	El instrumento se aplica en un momento adecuado.		X		
ESTRUCTURA	El instrumento cuenta con instrucciones y opciones de respuesta bien definidas.		X		
TOTAL					

III. Coeficiente de Validez

$$\frac{D + R + B}{30} = 0.73$$


 Ing. Daniel Mario Gonzales Arce
 INGENIERO CIVIL
 CIP 258756

Formato de Validación de Criterios de Expertos

IV. Datos Generales

Fecha	20/11/2021
Validador	Ing. Msc. Daniel M. Gonzales Arce
Cargo e institución donde labora	Fundador Escuela de Ingeniería DGA
Instrumento a validar	Esclerómetro
Objetivo del instrumento	Validar el instrumentos
Autor(es) del instrumento	Meliza Lyly Ramos Urbina

V. Criterios de validación del instrumento

Revisar cada ítem del instrumento de recolección de datos y marcar con una equis (X) según corresponda a cada uno de los indicadores de la ficha teniendo en cuenta:

1	Deficiente (D)	Si menos del 30% de los ítems cumplen con el indicador
2	Regular (R)	Si entre el 31% y 70% de los ítems cumplen con el indicador
3	Buena (B)	Si más del 70% de los ítems cumplen con el indicador.

Criterios	Indicadores	D (1)	R (2)	B (3)	Observación
PERTINENCIA	Los ítems miden lo previsto en los objetivos de investigación.		X		
COHERENCIA	Responden a lo que se debe medir en la variable, dimensiones e indicadores.		X		
CONGRUENCIA	Están acorde con el avance de la ciencia y tecnología.		X		
SUFICIENCIA	Son suficientes en cantidad para medir los indicadores de la variable.		X		
OBJETIVIDAD	Se expresan en comportamientos y acciones observables y verificables.		X		
CONSISTENCIA	Se han formulado en relación a la teoría de las dimensiones de la variable.			X	
ORGANIZACIÓN	Son secuenciales y distribuidos de acuerdo a dimensiones.		X		
CLARIDAD	Están redactados en un lenguaje claro y entendible.		X		
OPORTUNIDAD	El instrumento se aplica en un momento adecuado.			X	
ESTRUCTURA	El instrumento cuenta con instrucciones y opciones de respuesta bien definidas.			X	
TOTAL					

VI. Coeficiente de Validez

$$\frac{D + R + B}{30} = 0.77$$


 Ing. Daniel Mario Gonzales Arce
 INGENIERO CIVIL
 CIP-256736

Formato de Validación de Criterios de Expertos

I. Datos Generales

Fecha	20/11/2021
Validador	Ing. Luis Alberto Quispe Calloapaza
Cargo e institución donde labora	Gerente de Proyectos Volcán SAC
Instrumento a validar	Fema 154
Autor del instrumento	Meliza Lyly Ramos Urbina

II. Criterios de validación del instrumento

Revisar cada ítem del instrumento de recolección de datos y marcar con una equis (X) según corresponda a cada uno de los indicadores de la ficha teniendo en cuenta:

1	Deficiente (D)	Si menos del 30% de los ítems cumplen con el indicador
2	Regular (R)	Si entre el 31% y 70% de los ítems cumplen con el indicador
3	Buena (B)	Si más del 70% de los ítems cumplen con el indicador

Criterios	Indicadores	D (1)	R (2)	B (3)	Observación
PERTINENCIA	Los ítems miden lo previsto en los objetivos de investigación.			X	
COHERENCIA	Responden a lo que se debe medir en la variable, dimensiones e indicadores.			X	
CONGRUENCIA	Están acorde con el avance de la ciencia y tecnología.			X	
SUFICIENCIA	Son suficientes en cantidad para medir los indicadores de la variable.			X	
OBJETIVIDAD	Se expresan en comportamientos y acciones observables y verificables.		X		
CONSISTENCIA	Se han formulado en relación a la teoría de las dimensiones de la variable.		X		
ORGANIZACIÓN	Son secuenciales y distribuidos de acuerdo a dimensiones.		X		
CLARIDAD	Están redactados en un lenguaje claro y entendible.			X	
OPORTUNIDAD	El instrumento se aplica en un momento adecuado.		X		
ESTRUCTURA	El instrumento cuenta con instrucciones y opciones de respuesta bien definidas.			X	
TOTAL					

III. Coeficiente de Validez

$$\frac{D + R + B}{30} = \frac{0 + 8 + 18}{30}$$

Coeficiente de validez: 0.87



 Luis A. Quispe Calloapaza
 INGENIERO CIVIL
 C.I.P. 77301

 NOMBRE DE VALIDADOR

Formato de Validación de Criterios de Expertos

IV. Datos Generales

Fecha	20/11/2021
Validador	Ing. Luis Alberto Quispe Calloapaza
Cargo e institución donde labora	Gerente de Proyectos Volcán SAC
Instrumento a validar	Índice de Rebote p/esclerómetro
Autor del instrumento	Meliza Lyly Ramos Urbina

V. Criterios de validación del instrumento

Revisar cada ítem del instrumento de recolección de datos y marcar con una equis (X) según corresponda a cada uno de los indicadores de la ficha teniendo en cuenta:

1	Deficiente (D)	Si menos del 30% de los ítems cumplen con el indicador
2	Regular (R)	Si entre el 31% y 70% de los ítems cumplen con el indicador
3	Buena (B)	Si más del 70% de los ítems cumplen con el indicador

Criterios	Indicadores	D (1)	R (2)	B (3)	Observación
PERTINENCIA	Los ítems miden lo previsto en los objetivos de investigación.			X	
COHERENCIA	Responden a lo que se debe medir en la variable, dimensiones e indicadores.			X	
CONGRUENCIA	Están acorde con el avance de la ciencia y tecnología.		X		
SUFICIENCIA	Son suficientes en cantidad para medir los indicadores de la variable.		X		
OBJETIVIDAD	Se expresan en comportamientos y acciones observables y verificables.		X		
CONSISTENCIA	Se han formulado en relación a la teoría de las dimensiones de la variable.		X		
ORGANIZACIÓN	Son secuenciales y distribuidos de acuerdo a dimensiones.		X		
CLARIDAD	Están redactados en un lenguaje claro y entendible.		X		
OPORTUNIDAD	El instrumento se aplica en un momento adecuado.		X		
ESTRUCTURA	El instrumento cuenta con instrucciones y opciones de respuesta bien definidas.		X		
TOTAL					

VI. Coeficiente de Validez

$$\frac{D + R + B}{30} = \frac{0 + 10 + 19}{30}$$

Coeficiente de validez: 0.73


 Luis A. Quispe Calloapaza
 INGENIERO CIVIL
 C.T.P. 77301

 NOMBRE DE VALIDADOR

Formato de Validación de Criterios de Expertos

I. Datos Generales

Fecha	21/11/2021
Validador	Ing. Ronald Luigi Vidal Castillo Montenegro
Cargo e institución donde labora	Supervisor de Proyectos MCVS-MTC
Instrumento a validar	Fema 154 / Índice de Rebote
Autor(es) del instrumento	Meliza Lyly Ramos Urbina

II. Criterios de validación del instrumento

Revisar cada ítem del instrumento de recolección de datos y marcar con una equis (X) según corresponda a cada uno de los indicadores de la ficha teniendo en cuenta:

1	Deficiente (D)	Si menos del 30% de los ítems cumplen con el indicador
2	Regular (R)	Si entre el 31% y 70% de los ítems cumplen con el indicador
3	Buena (B)	Si más del 70% de los ítems cumplen con el indicador

Criterios	Indicadores	D (1)	R (2)	B (3)	Observación
PERTINENCIA	Los ítems miden lo previsto en los objetivos de investigación.			X	
COHERENCIA	Responden a lo que se debe medir en la variable, dimensiones e indicadores.			X	
CONGRUENCIA	Están acorde con el avance de la ciencia y tecnología.			X	
SUFICIENCIA	Son suficientes en cantidad para medir los indicadores de la variable.		X		
OBJETIVIDAD	Se expresan en comportamientos y acciones observables y verificables.		X		
CONSISTENCIA	Se han formulado en relación a la teoría de las dimensiones de la variable.		X		
ORGANIZACIÓN	Son secuenciales y distribuidos de acuerdo a dimensiones.		X		
CLARIDAD	Están redactados en un lenguaje claro y entendible.			X	
OPORTUNIDAD	El instrumento se aplica en un momento adecuado.			X	
ESTRUCTURA	El instrumento cuenta con instrucciones y opciones de respuesta bien definidas.		X		
TOTAL					

III. Coeficiente de Validez

$$\frac{D+R+B}{30} = \frac{0+6+21}{30}$$

Coeficiente de validez: 0.83


RONALD LUIGI VIDAL CASTILLO MONTENEGRO
INGENIERO CIVIL
REG. CIP 206189

Formato de Validación de Criterios de Expertos

IV. Datos Generales

Fecha	21/11/2021
Validador	Ing. Ronald Luigi Vidal Castillo Montenegro
Cargo e institución donde labora	Supervisor de Proyectos MCVS-MTC
Instrumento a validar	Índice de Rebote p/esclerómetro
Autor(es) del instrumento	Meliza Lyly Ramos Urbina

V. Criterios de validación del instrumento

Revisar cada ítem del instrumento de recolección de datos y marcar con una equis (X) según corresponda a cada uno de los indicadores de la ficha teniendo en cuenta:

1	Deficiente (D)	Si menos del 30% de los ítems cumplen con el indicador
2	Regular (R)	Si entre el 31% y 70% de los ítems cumplen con el indicador
3	Buena (B)	Si más del 70% de los ítems cumplen con el indicador

Criterios	Indicadores	D (1)	R (2)	B (3)	Observación
PERTINENCIA	Los ítems miden lo previsto en los objetivos de investigación.		X		
COHERENCIA	Responden a lo que se debe medir en la variable, dimensiones e indicadores.		X		
CONGRUENCIA	Están acorde con el avance de la ciencia y tecnología.			X	
SUFICIENCIA	Son suficientes en cantidad para medir los indicadores de la variable.		X		
OBJETIVIDAD	Se expresan en comportamientos y acciones observables y verificables.		X		
CONSISTENCIA	Se han formulado en relación a la teoría de las dimensiones de la variable.		X		
ORGANIZACIÓN	Son secuenciales y distribuidos de acuerdo a dimensiones.		X		
CLARIDAD	Están redactados en un lenguaje claro y entendible.			X	
OPORTUNIDAD	El instrumento se aplica en un momento adecuado.			X	
ESTRUCTURA	El instrumento cuenta con instrucciones y opciones de respuesta bien definidas.			X	
TOTAL					

VI. Coeficiente de Validez

$$\frac{D + R + B}{30} = \frac{0 + 8 + 18}{30}$$

Coeficiente de validez: 0.80


RONALD LUIS VIDAL CASTILLO MONTENEGRO
 INGENIERO CIVIL
 REG. CIP. 266189

Anexo N°04: Instrumento de investigación y constancia de su aplicación

FICHA DE RECOLECCIÓN DE DATOS

FEMA - 154

Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards
FEMA-154 Data Collection Form

HIGH Seismicity

Address: JR. TOQUEPALLA 5/11 - CERRO VERDE
UCHUMAYO - AREQUIPA Zip _____

Other Identifiers: PUEBLO JOVEN CERRO VERDE

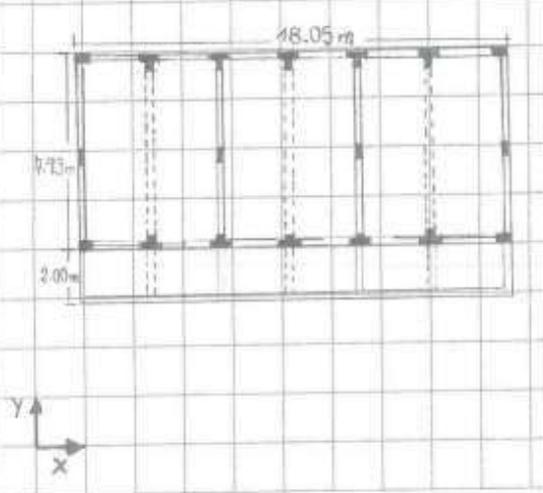
No. Stories 2 Year Built 2011

Screener MELIZA L RAMOS URRINA Date 20/10/2021

Total Floor Area (sq. ft.) 179.24 m²

Building Name PABELLON 'D'

Use EDUCATIVO




Scale: 1/250

OCCUPANCY				SOIL TYPE						FALLING HAZARDS				
Assembly	Govt	Office	Number of Persons	A	B	C	D	E	F	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	
Commercial	Historic	Residential	0 - 10	Hard	Avg.	Dense	Stiff	Soft	Poor	Unreinforced	Parapets	Cladding	Other:	
Emer. Services	Industrial	(School)	101-1000	Rock	Rock	Soil	Soil	Soil	Soil	Chimneys			<u>CUBIERTA</u>	
			1000+											

BASIC SCORE, MODIFIERS, AND FINAL SCORE, S															
BUILDING TYPE	W1	W2	S1 (MRF)	S2 (BR)	S3 (LM)	S4 (RC SW)	S5 (URM INF)	C1 (MRF)	C2 (SW)	C3 (URM INF)	PC1 (TU)	PC2	RM1 (FD)	RM2 (RD)	URM
Basic Score	4.4	3.8	2.8	3.0	3.2	2.8	2.0	2.5	2.8	1.6	2.6	2.4	2.8	<u>2.8</u>	1.8
Mid Rise (4 to 7 stories)	N/A	N/A	+0.2	+0.4	N/A	+0.4	+0.4	+0.4	+0.4	+0.2	N/A	+0.2	+0.4	+0.4	0.0
High Rise (> 7 stories)	N/A	N/A	+0.6	+0.8	N/A	+0.8	+0.8	+0.6	+0.8	+0.3	N/A	+0.4	N/A	+0.6	N/A
Vertical Irregularity	-2.5	-2.0	-1.0	-1.5	N/A	-1.0	-1.0	-1.5	-1.0	-1.0	N/A	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0
Plan Irregularity	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
Pre-Code	0.0	-1.0	-1.0	-0.8	-0.6	-0.8	-0.2	-1.2	-1.0	-0.2	-0.8	-0.8	-1.0	-0.8	-0.2
Post-Benchmark	+2.4	+2.4	+1.4	+1.4	N/A	+1.6	N/A	+1.4	+2.4	N/A	+2.4	N/A	+2.8	<u>+2.6</u>	N/A
Soil Type C	0.0	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4
<u>Soil Type D</u>	0.0	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.6	<u>-0.6</u>	-0.6
Soil Type E	0.0	-0.8	-1.2	-1.2	-1.0	-1.2	-0.8	-1.2	-0.8	-0.8	-0.4	-1.2	-0.4	-0.6	-0.8

FINAL SCORE, S 4.8

COMMENTS: EDIFICACIÓN CON 2 SISTEMAS ESTRUCTURALES (PÓRTICOS Y ALBAÑILERÍA CONFINADA).

Detailed Evaluation Required: YES NO

* = Estimated, subjective, or unreliable data
DNK = Do Not Know

BR = Braced frame
FD = Flexible diaphragm
LM = Light metal

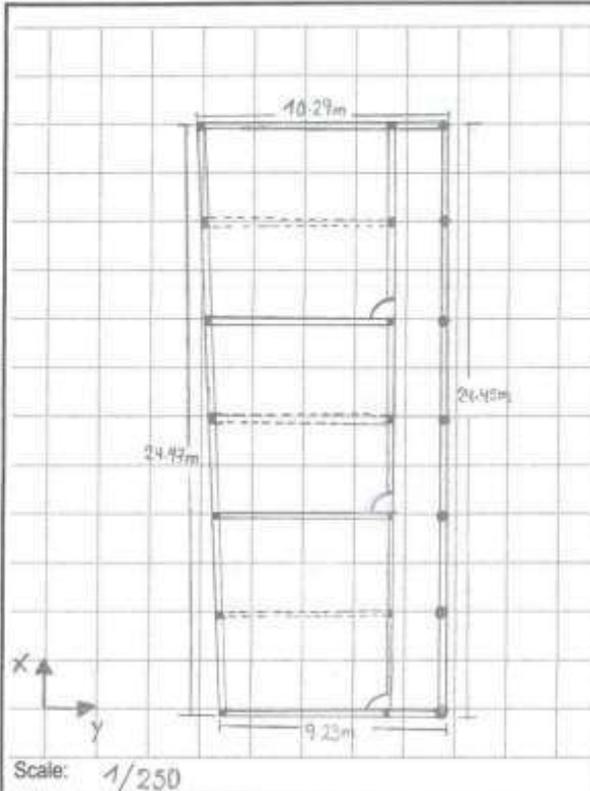
MRF = Moment-resisting frame
RC = Reinforced concrete
RD = Rigid diaphragm

SW = Shear wall
TU = Tilt up
URM INF = Unreinforced masonry infill

[Signature]
Bach. Meliza Lily Ramos Urbina
TESISTA P. ING. CIVIL

Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards
FEMA-154 Data Collection Form

HIGH Seismicity



Address: JR. TOQUEPALA S/N - CERRO VERDE
 UCHUMAYO - AREQUIPA Zip
 Other Identifiers: PUEBLO JOVEN CERRO VERDE
 No. Stories: 2 Year Built: 1989
 Screener: MELIZA L. RAMOS URBINA Date: 20/10/2021
 Total Floor Area (sq. ft.): 238.55 m²
 Building Name: PABELLÓN "E"
 Use: EDUCATIVO



OCCUPANCY				SOIL TYPE						FALLING HAZARDS			
Assembly	Govt	Office	Number of Persons	A	B	C	D	E	F	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
Commercial	Historic	Residential	0 - 10	Hard	Avg.	Dense	Stiff	Soft	Poor	Unreinforced	Parapets	Cladding	Other:
Emer. Services	Industrial	(School)	101-1000	Rock	Rock	Soil	Soil	Soil	Soil	Chimneys			VIDEO DE VENIANA

BASIC SCORE, MODIFIERS, AND FINAL SCORE, S															
BUILDING TYPE	W1	W2	S1 (MRF)	S2 (BR)	S3 (LM)	S4 (RC SW)	S5 (URM INF)	C1 (MRF)	C2 (SW)	C3 (URM INF)	PC1 (TU)	PC2	RM1 (FD)	RM2 (RD)	URM
Basic Score	4.4	3.8	2.8	3.0	3.2	2.8	2.0	2.5	2.8	1.6	2.6	2.4	2.8	2.8	1.8
Mid Rise (4 to 7 stories)	N/A	N/A	+0.2	+0.4	N/A	+0.4	+0.4	+0.4	+0.4	+0.2	N/A	+0.2	+0.4	+0.4	0.0
High Rise (> 7 stories)	N/A	N/A	+0.6	+0.8	N/A	+0.8	+0.8	+0.6	+0.8	+0.3	N/A	+0.4	N/A	+0.6	N/A
Vertical Irregularity	-2.5	-2.0	-1.0	-1.5	N/A	-1.0	-1.0	-1.5	-1.0	-1.0	N/A	-1.0	-1.0	-1.0	-1.0
Plan Irregularity	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
Pre-Code	0.0	-1.0	-1.0	-0.8	-0.6	-0.8	-0.2	-1.2	-1.0	-0.2	-0.8	-0.8	-1.0	-0.8	-0.2
Post-Benchmark	+2.4	+2.4	+1.4	+1.4	N/A	+1.6	N/A	+1.4	+2.4	N/A	+2.4	N/A	+2.8	+2.6	N/A
Soil Type C	0.0	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4	-0.4
Soil Type D	0.0	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.4	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6	-0.6
Soil Type E	0.0	-0.8	-1.2	-1.2	-1.0	-1.2	-0.8	-1.2	-0.8	-0.8	-0.4	-1.2	-0.4	-0.6	-0.8

FINAL SCORE, S: 0.7

COMMENTS: ES NECESARIO EMPLEAR OTRO MÉTODO MAS DETALLADO PARA DETERMINAR EL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD SÍSMICA.

Detailed Evaluation Required
 YES NO

* = Estimated, subjective, or unreliable data
 DNK = Do Not Know
 BR = Braced frame
 FD = Flexible diaphragm
 LM = Light metal
 MRF = Moment-resisting frame
 RC = Reinforced concrete
 RD = Rigid diaphragm
 SW = Shear wall
 TU = Tilt up
 URM INF = Unreinforced masonry infill

Meliza L. Ramos Urbina
 Ing. Civil

FICHA DE RECOLECCIÓN DE DATOS
ESCLEROMETRO



RESISTENCIA DEL HORMIGON IN SITU (ASTM C805)

ESCLEROMETRO (MARTILLO DE SHMITH)

EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO, I.E. N° 40092 – JOSE DOMINGO ZUZUNAGA OBANDO, UCHUMAYO – AREQUIPA - 2021

Ubicación: Uchumayo - Arequipa

Tesista: Meliza Lyly Ramos Urbina

V°B° Ingeniero: Ing. Msc. Daniel M. Gonzales Arce

Fecha de Ensayo: 09/12/2021

DATOS DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL

INFRAESTRUCTURA	Pabellon D	UBICACIÓN:	Piso 1
Descripción Estructural:	Columna Rectangular	N° Punto:	C-1
MIEMBRO ESTRUCTURAL: LECTURA HORIZONTAL EN COLUMNA			

N°	LECTURA ESCLEROMETRO	RESISTENCIA ASOCIADA N/mm ²	ESQUEMA DE TOMA DE DATOS																									
1	34.00	26.00	<table border="1"><tr><td>1</td><td></td><td>2</td><td></td><td>3</td></tr><tr><td></td><td>4</td><td></td><td>5</td><td></td></tr><tr><td>6</td><td></td><td>7</td><td></td><td>8</td></tr><tr><td></td><td>9</td><td></td><td>10</td><td></td></tr><tr><td>11</td><td></td><td>12</td><td></td><td>13</td></tr></table>	1		2		3		4		5		6		7		8		9		10		11		12		13
1		2			3																							
	4			5																								
6		7			8																							
	9			10																								
11		12			13																							
2	32.00	23.00																										
3	35.00	26.80																										
4	30.00	20.00																										
5	36.00	28.80																										
6	32.00	23.00																										
7	31.00	22.00																										
8	34.00	26.00																										
9	32.00	23.00																										
10	32.00	23.00																										
11	36.00	28.80																										
12	34.00	26.00																										
13	36.00	28.80																										

		Resistencia Estimada (Mpa)
Promedio	25.02	25.02

FACTOR DE CONVERSION 1Mpa=10.2 Kg/cm²

RESISTENCIA ESTIMADA A COMPRESION DEL ELEMENTO		
f _c =	255.00	kg/cm ²


DGA Ing. Daniel M. Gonzales Arce
INGENIERO CIVIL
ESP. EN INGENIERIA SISMORRESISTENTE
& GARANTIA



RESISTENCIA DEL HORMIGON IN SITU (ASTM C805)

ESCLEROMETRO (MARTILLO DE SHMITH)

EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO, I.E. N° 40092 – JOSE DOMINGO ZUZUNAGA OBANDO, UCHUMAYO – AREQUIPA - 2021

Ubicación: Uchumayo - Arequipa

Tesista: Meliza Lyly Ramos Urbina

VºBº Ingeniero: Ing. Msc. Daniel M. Gonzales Arce

Fecha de Ensayo: 09/12/2021

DATOS DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL

INFRAESTRUCTURA	Pabellon D	UBICACIÓN:	Piso 1
Descripción Estructural:	Columna T	Nº Punto:	C-2
MIEMBRO ESTRUCTURAL: LECTURA HORIZONTAL EN COLUMNA			

Nº	LECTURA ESCLEROMETRO	RESISTENCIA ASOCIADA N/mm ²	ESQUEMA DE TOMA DE DATOS						
1	34.00	26.00	1		2		3		
2	35.00	26.80		4		5			
3	32.00	23.00	6		7		8		
4	35.00	26.80		9		10			
5	36.00	28.80							
6	31.00	22.00	11		12		13		
7	36.00	28.80							
8	32.00	23.00							
9	31.00	22.00							
10	36.00	28.80							
11	32.00	23.00							
12	36.00	28.80							
13	34.00	26.00							

Resistencia Estimada (Mpa)

Promedio

25.68

25.68

FACTOR DE CONVERSION 1Mpa=10.2 Kg/cm²

RESISTENCIA ESTIMADA A COMPRESION DEL ELEMENTO

f_c= 262.00 kg/cm²



Ing. Daniel Mario Gonzales Arce
INGENIERO CIVIL
ESP. EN INGENIERIA SISMORRESISTENTE
& SANITARIA



RESISTENCIA DEL HORMIGON IN SITU (ASTM C805)

ESCLEROMETRO (MARTILLO DE SHMITH)

EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO, I.E. N° 40092 – JOSE DOMINGO ZUZUNAGA OBANDO, UCHUMAYO – AREQUIPA - 2021

Ubicación: Uchumayo - Arequipa

Tesista: Meliza Lyly Ramos Urbina

V°B° Ingeniero: Ing. Msc. Daniel M. Gonzales Arce

Fecha de Ensayo: 09/12/2021

DATOS DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL

INFRAESTRUCTURA	Pabellon D	UBICACIÓN :	Piso 1
Descripción Estructural:	Columna T	N° Punto:	C-4
MIEMBRO ESTRUCTURAL: LECTURA HORIZONTAL EN COLUMNA			

N°	LECTURA ESCLEROMETRO	RESISTENCIA ASOCIADA N/mm2	ESQUEMA DE TOMA DE DATOS																									
1	40.00	34.00	<table border="1"><tr><td>1</td><td></td><td>2</td><td></td><td>3</td></tr><tr><td></td><td>4</td><td></td><td>5</td><td></td></tr><tr><td>6</td><td></td><td>7</td><td></td><td>8</td></tr><tr><td></td><td>9</td><td></td><td>10</td><td></td></tr><tr><td>11</td><td></td><td>12</td><td></td><td>13</td></tr></table>	1		2		3		4		5		6		7		8		9		10		11		12		13
1		2			3																							
	4			5																								
6		7			8																							
	9			10																								
11		12			13																							
2	40.00	34.00																										
3	42.00	38.00																										
4	41.00	36.00																										
5	40.00	34.00																										
6	42.00	38.00																										
7	37.00	30.00																										
8	38.00	32.00																										
9	38.00	32.00																										
10	42.00	38.00																										
11	38.00	32.00																										
12	38.00	32.00																										
13	42.00	38.00																										

Resistencia Estimada (Mpa)	
Promedio	34.46
FACTOR DE CONVERSION 1Mpa=10.2 Kg/cm2	

RESISTENCIA ESTIMADA A COMPRESION DEL ELEMENTO	
f'c=	352.00 kg/cm2


DGA Ing. Daniel M. Gonzales Arce
INGENIERO CIVIL
ESP. EN INGENIERIA SISMORRESISTENTE
& SANITARIA



RESISTENCIA DEL HORMIGON IN SITU (ASTM C805)

ESCLEROMETRO (MARTILLO DE SHMITH)

EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO, I.E. N° 40092 - JOSE DOMINGO ZUZUNAGA OBANDO, UCHUMAYO - AREQUIPA - 2021

Ubicación: Uchumayo - Arequipa

Testista: Meliza Lyly Ramos Urbina

V°B° Ingeniero: Ing. Msc. Daniel M. Gonzales Arce

Fecha de Ensayo: 09/12/2021

DATOS DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL

INFRAESTRUCTURA	Pabellon D	UBICACIÓN :	Piso 1
Descripción Estructural:	Columna T	N° Punto:	C-6
MIEMBRO ESTRUCTURAL: LECTURA HORIZONTAL EN COLUMNA			

N°	LECTURA ESCLEROMETR O	RESISTENCIA ASOCIADA N/mm2	ESQUEMA DE TOMA DE DATOS																									
1	30.00	20.00	<table border="1"><tr><td>1</td><td></td><td>2</td><td></td><td>3</td></tr><tr><td></td><td>4</td><td></td><td>5</td><td></td></tr><tr><td>6</td><td></td><td>7</td><td></td><td>8</td></tr><tr><td></td><td>9</td><td></td><td>10</td><td></td></tr><tr><td>11</td><td></td><td>12</td><td></td><td>13</td></tr></table>	1		2		3		4		5		6		7		8		9		10		11		12		13
1		2			3																							
	4			5																								
6		7			8																							
	9			10																								
11		12			13																							
2	29.00	19.00																										
3	30.00	20.00																										
4	29.00	19.00																										
5	29.00	19.00																										
6	30.00	20.00																										
7	29.00	19.00																										
8	32.00	23.00																										
9	30.00	20.00																										
10	32.00	23.00																										
11	30.00	20.00																										
12	27.00	16.80																										
13	32.00	23.00																										

Resistencia Estimada (Mpa)

Promedio

20.14

20.14

FACTOR DE CONVERSION 1Mpa=10.2 Kg/cm2

RESISTENCIA ESTIMADA A COMPRESION DEL ELEMENTO

f'c= 205.00 kg/cm2


DGA Ing. Daniel Mario Gonzales Arce
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN INGENIERIA SISMORRESISTENTE
& SANITARIA



RESISTENCIA DEL HORMIGON IN SITU (ASTM C805)

ESCLEROMETRO (MARTILLO DE SHMITH)

EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO, I.E. N° 40092 – JOSE DOMINGO ZUZUNAGA OBANDO, UCHUMAYO – AREQUIPA - 2021

Ubicación: Uchumayo - Arequipa

Tesista: Meliza Lyly Ramos Urbina

V°B° Ingeniero: Ing. Msc. Daniel M. Gonzales Arce

Fecha de Ensayo: 09/12/2021

DATOS DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL

INFRAESTRUCTURA	Pabellón D	UBICACIÓN :	Piso 1
Descripción Estructural:	Viga Peraltada 25x60	N° Punto:	VP-102
MIEMBRO ESTRUCTURAL: LECTURA VERTICAL EN VIGAS			

N°	LECTURA ESCLEROMETRO	RESISTENCIA ASOCIADA N/mm2	ESQUEMA DE TOMA DE DATOS				
1	42.00	31.00	1		2		3
2	42.00	31.00		4		5	
3	40.00	28.00	6		7		8
4	42.00	31.00		9		10	
5	38.00	25.00	11		12		13
6	40.00	28.00					
7	39.00	26.00					
8	42.00	31.00					
9	40.00	28.00					
10	42.00	31.00					
11	41.00	29.50					
12	40.00	28.00					
13	40.00	28.00					

		Resistencia Estimada (Mpa)
Promedio	28.88	28.88
FACTOR DE CONVERSION 1Mpa=10.2 Kg/cm2		

RESISTENCIA ESTIMADA A COMPRESION DEL ELEMENTO		
f'c=	295.00	kg/cm2



 Ing. Daniel Marib Gonzales Arce
 INGENIERO CIVIL
 ESPECIALIDAD EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
 & SANITARIA



RESISTENCIA DEL HORMIGON IN SITU (ASTM C805)

ESCLEROMETRO (MARTILLO DE SHMITH)

EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO, I.E. N° 40092 – JOSE DOMINGO ZUZUNAGA OBANDO, UCHUMAYO – AREQUIPA - 2021

Ubicación: Uchumayo - Arequipa

Tesista: Meliza Lyly Ramos Urbina

V°B° Ingeniero: Ing. Msc. Daniel M. Gonzales Arce

Fecha de Ensayo: 09/12/2021

DATOS DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL

INFRAESTRUCTURA	Pabellon D	UBICACIÓN :	Piso 1
Descripción Estructural:	Viga Peraltada 25x60	N° Punto:	VP-103
MIEMBRO ESTRUCTURAL: LECTURA VERTICAL EN VIGAS			

N°	LECTURA ESCLEROMETRO	RESISTENCIA ASOCIADA N/mm2	ESQUEMA DE TOMA DE DATOS																									
1	35.00	21.00	<table border="1"><tr><td>1</td><td></td><td>2</td><td></td><td>3</td></tr><tr><td></td><td>4</td><td></td><td>5</td><td></td></tr><tr><td>6</td><td></td><td>7</td><td></td><td>8</td></tr><tr><td></td><td>9</td><td></td><td>10</td><td></td></tr><tr><td>11</td><td></td><td>12</td><td></td><td>13</td></tr></table>	1		2		3		4		5		6		7		8		9		10		11		12		13
1		2			3																							
	4			5																								
6		7			8																							
	9			10																								
11		12			13																							
2	33.00	18.00																										
3	35.00	21.00																										
4	32.00	17.00																										
5	34.00	19.80																										
6	35.00	21.00																										
7	36.00	22.30																										
8	33.00	18.00																										
9	33.00	18.00																										
10	34.00	19.80																										
11	34.00	19.80																										
12	33.00	18.00																										
13	35.00	21.00																										

		Resistencia Estimada (Mpa)
Promedio	19.59	19.59

FACTOR DE CONVERSION 1Mpa=10.2 Kg/cm2

RESISTENCIA ESTIMADA A COMPRESION DEL ELEMENTO		
f'c=	200.00	kg/cm2


DGA Ing. Daniel Mario Gonzales Arce
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN INGENIERIA SISMORRESISTENTE
& SANITARIA



RESISTENCIA DEL HORMIGON IN SITU (ASTM C805)

ESCLEROMETRO (MARTILLO DE SHMITH)

EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO, I.E. N° 40092 – JOSE DOMINGO ZUZUNAGA OBANDO, UCHUMAYO – AREQUIPA - 2021

Ubicación: Uchumayo - Arequipa

Tesista: Meliza Lyly Ramos Urbina

VºBº Ingeniero: Ing. Msc. Daniel M. Gonzales Arce

Fecha de Ensayo: 09/12/2021

DATOS DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL

INFRAESTRUCTURA	Pabellon E	UBICACIÓN:	Piso 1
Descripción Estructural:	Columna 25x30cm	Nº Punto:	C-5
MIEMBRO ESTRUCTURAL: LECTURA HORIZONTAL EN COLUMNA			

Nº	LECTURA ESCLEROMETRO	RESISTENCIA ASOCIADA N/mm2	ESQUEMA DE TOMA DE DATOS																									
1	32.00	23.00	<table border="1"><tr><td>1</td><td></td><td>2</td><td></td><td>3</td></tr><tr><td></td><td>4</td><td></td><td>5</td><td></td></tr><tr><td>6</td><td></td><td>7</td><td></td><td>8</td></tr><tr><td></td><td>9</td><td></td><td>10</td><td></td></tr><tr><td>11</td><td></td><td>12</td><td></td><td>13</td></tr></table>	1		2		3		4		5		6		7		8		9		10		11		12		13
1		2			3																							
	4			5																								
6		7			8																							
	9			10																								
11		12			13																							
2	31.00	22.00																										
3	31.00	22.00																										
4	30.00	20.00																										
5	31.00	22.00																										
6	32.00	23.00																										
7	34.00	26.00																										
8	32.00	23.00																										
9	28.00	18.00																										
10	32.00	23.00																										
11	30.00	20.00																										
12	34.00	26.00																										
13	32.00	23.00																										

		Resistencia Estimada (Mpa)
Promedio	22.38	22.38
FACTOR DE CONVERSION 1Mpa=10.2 Kg/cm2		
RESISTENCIA ESTIMADA A COMPRESION DEL ELEMENTO		
f _c =	228.00	kg/cm2


DGA Ing. Daniel Mario Gonzales Arce
INGENIERO CIVIL
ESP. EN INGENIERIA SISMORRESISTENTE
& SANITARIA



RESISTENCIA DEL HORMIGON IN SITU (ASTM C805)

ESCLEROMETRO (MARTILLO DE SHMITH)

EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO, I.E. N° 40092 – JOSE DOMINGO ZUZUNAGA OBANDO, UCHUMAYO – AREQUIPA - 2021

Ubicación: Uchumayo - Arequipa

Tesista: Meliza Lyly Ramos Urbina

V°B° Ingeniero: Ing. Msc. Daniel M. Gonzales Arce

Fecha de Ensayo: 09/12/2021

DATOS DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL

INFRAESTRUCTURA	Pabellon E	UBICACIÓN :	Piso 1
Descripción Estructural:	Columna 30x55cm	N° Punto:	C-9

MIEMBRO ESTRUCTURAL: LECTURA HORIZONTAL EN COLUMNA

N°	LECTURA ESCLEROMETR O	RESISTENCIA ASOCIADA N/mm2	ESQUEMA DE TOMA DE DATOS																									
1	30.00	20.00	<table border="1"><tr><td>1</td><td></td><td>2</td><td></td><td>3</td></tr><tr><td></td><td>4</td><td></td><td>5</td><td></td></tr><tr><td>6</td><td></td><td>7</td><td></td><td>8</td></tr><tr><td></td><td>9</td><td></td><td>10</td><td></td></tr><tr><td>11</td><td></td><td>12</td><td></td><td>13</td></tr></table>	1		2		3		4		5		6		7		8		9		10		11		12		13
1		2			3																							
	4			5																								
6		7			8																							
	9			10																								
11		12			13																							
2	32.00	23.00																										
3	36.00	28.80																										
4	32.00	23.00																										
5	33.00	24.20																										
6	34.00	26.00																										
7	34.00	26.00																										
8	34.00	26.00																										
9	34.00	26.00																										
10	36.00	28.80																										
11	31.00	22.00																										
12	34.00	26.00																										
13	34.00	26.00																										

Resistencia Estimada (Mpa)

Promedio 25.06

FACTOR DE CONVERSION 1Mpa=10.2 Kg/cm2

RESISTENCIA ESTIMADA A COMPRESION DEL ELEMENTO

f_c= 256.00 kg/cm2


DGA Ing. Daniel Mario Gonzales Arce
INGENIERO CIVIL
ESP. EN INGENIERIA SISMORRESISTENTE
& SANITARIA



RESISTENCIA DEL HORMIGON IN SITU (ASTM C805)

ESCLEROMETRO (MARTILLO DE SHMITH)

EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO, I.E. N° 40092 – JOSE DOMINGO ZUZUNAGA OBANDO, UCHUMAYO – AREQUIPA - 2021

Ubicación: Uchumayo - Arequipa

Tesista: Meliza Lyly Ramos Urbina

V°B° Ingeniero: Ing. Msc. Daniel M. Gonzales Arce

Fecha de Ensayo: 09/12/2021

DATOS DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL

INFRAESTRUCTURA	Pabellon E	UBICACIÓN :	Piso 1
Descripción Estructural:	Columna 30x55cm	N° Punto:	C-11

MIEMBRO ESTRUCTURAL: LECTURA HORIZONTAL EN COLUMNA

N°	LECTURA ESCLEROMETR O	RESISTENCIA ASOCIADA N/mm2	ESQUEMA DE TOMA DE DATOS																												
1	30.00	20.00	<table border="1"><tr><td>1</td><td></td><td>2</td><td></td><td>3</td></tr><tr><td></td><td>4</td><td></td><td>5</td><td></td></tr><tr><td>6</td><td></td><td>7</td><td></td><td>8</td></tr><tr><td></td><td>9</td><td></td><td>10</td><td></td></tr><tr><td>11</td><td></td><td>12</td><td></td><td>13</td></tr></table>				1		2		3		4		5		6		7		8		9		10		11		12		13
1		2						3																							
	4						5																								
6		7						8																							
	9						10																								
11		12						13																							
2	31.00	22.00																													
3	34.00	26.00																													
4	32.00	23.00																													
5	33.00	24.20																													
6	34.00	26.00																													
7	30.00	20.00																													
8	33.00	24.20																													
9	33.00	24.20																													
10	33.00	24.20																													
11	31.00	22.00																													
12	30.00	20.00																													
13	31.00	22.00																													

Resistencia Estimada (Mpa)

Promedio 22.91 22.91

FACTOR DE CONVERSION 1Mpa=10.2 Kg/cm2

RESISTENCIA ESTIMADA A COMPRESION DEL ELEMENTO

f'c= 234.00 kg/cm2



Ing. Daniel Mario Gonzales Arce
INGENIERO CIVIL
ESP EN INGENIERIA SISMORRESISTEN
& SANITARIA



RESISTENCIA DEL HORMIGON IN SITU (ASTM C805)

ESCLEROMETRO (MARTILLO DE SHMITH)

EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO, I.E. N° 40092 – JOSE DOMINGO ZUZUNAGA OBANDO, UCHUMAYO – AREQUIPA - 2021																												
Ubicación: Uchumayo - Arequipa																												
Tesisista: Meliza Lyly Ramos Urbina																												
V°B° Ingeniero: Ing. Msc. Daniel M. Gonzales Arce																												
Fecha de Ensayo: 09/12/2021																												
DATOS DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL																												
INFRAESTRUCTURA	Pabellon E		UBICACIÓN : Piso 1																									
Descripción Estructural:	Columna 25x30cm	N° Punto:	C-14																									
MIEMBRO ESTRUCTURAL: LECTURA HORIZONTAL EN COLUMNA																												
N°	LECTURA ESCLEROMETRO	RESISTENCIA ASOCIADA N/mm2	ESQUEMA DE TOMA DE DATOS																									
1	28.00	18.00	<table border="1" style="width: 100%; text-align: center;"> <tr> <td>1</td> <td></td> <td>2</td> <td></td> <td>3</td> </tr> <tr> <td></td> <td>4</td> <td></td> <td>5</td> <td></td> </tr> <tr> <td>6</td> <td></td> <td>7</td> <td></td> <td>8</td> </tr> <tr> <td></td> <td>9</td> <td></td> <td>10</td> <td></td> </tr> <tr> <td>11</td> <td></td> <td>12</td> <td></td> <td>13</td> </tr> </table>	1		2		3		4		5		6		7		8		9		10		11		12		13
1		2			3																							
	4			5																								
6		7			8																							
	9			10																								
11		12			13																							
2	25.00	14.00																										
3	25.00	14.00																										
4	26.00	15.80																										
5	24.00	12.80																										
6	26.00	15.80																										
7	24.00	12.80																										
8	24.00	12.80																										
9	26.00	15.80																										
10	28.00	18.00																										
11	24.00	12.80																										
12	25.00	14.00																										
13	26.00	15.80																										
Promedio		14.80	Resistencia Estimada (Mpa) 14.80																									
			FACTOR DE CONVERSION 1Mpa=10.2 Kg/cm2																									
RESISTENCIA ESTIMADA A COMPRESION DEL ELEMENTO																												
f'c= 151.00 kg/cm2																												


 DGA Ing. Daniel Mario Gonzales Arce
 INGENIERO CIVIL
 ESP. EN INGENIERIA SISMORRESISTENTE & SANITARIA



RESISTENCIA DEL HORMIGON IN SITU (ASTM C805)

ESCLEROMETRO (MARTILLO DE SHMITH)

EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO, I.E. N° 40092 – JOSE DOMINGO ZUZUNAGA OBANDO, UCHUMAYO – AREQUIPA - 2021

Ubicación: Uchumayo - Arequipa

Tesista: Meliza Lyly Ramos Urbina

VºBº Ingeniero: Ing. Msc. Daniel M. Gonzales Arce

Fecha de Ensayo: 09/12/2021

DATOS DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL

INFRAESTRUCTURA	Pabellon E	UBICACIÓN:	Piso 1
Descripción Estructural:	Columna 30cm	Nº Punto:	Cc-3
MIEMBRO ESTRUCTURAL: LECTURA HORIZONTAL EN COLUMNA			

Nº	LECTURA ESCLEROMETRO	RESISTENCIA ASOCIADA N/mm2	ESQUEMA DE TOMA DE DATOS				
1	32.00	23.00	1		2		3
2	34.00	26.00		4		5	
3	30.00	20.00	6		7		8
4	34.00	26.00		9		10	
5	34.00	26.00	11		12		13
6	32.00	23.00					
7	34.00	26.00					
8	33.00	24.20					
9	32.00	23.00					
10	34.00	26.00					
11	32.00	23.00					
12	36.00	28.80					
13	35.00	26.80					

		Resistencia Estimada (Mpa)	
Promedio	24.75	24.75	
FACTOR DE CONVERSION 1Mpa=10.2 Kg/cm2			

RESISTENCIA ESTIMADA A COMPRESION DEL ELEMENTO	
f'c=	252.00 kg/cm2


DGA Ing. Daniel Mario Gonzales Arce
INGENIERO CIVIL
ESPECIALIZADO EN INGENIERIA SISMORRESISTENTE Y SANITARIA



RESISTENCIA DEL HORMIGON IN SITU (ASTM C805)

ESCLEROMETRO (MARTILLO DE SHMITH)

EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO, I.E. N° 40092 – JOSE DOMINGO ZUZUNAGA OBANDO, UCHUMAYO – AREQUIPA - 2021

Ubicación: Uchumayo - Arequipa

Tesista: Meliza Lyly Ramos Urbina

V°B° Ingeniero: Ing. Msc. Daniel M. Gonzales Arce

Fecha de Ensayo: 09/12/2021

DATOS DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL

INFRAESTRUCTURA	Pabellon E	UBICACIÓN :	Piso 1
Descripción Estructural:	Columna 25x30cm	N° Punto:	Cc-5
MIEMBRO ESTRUCTURAL: LECTURA HORIZONTAL EN COLUMNA			

N°	LECTURA ESCLEROMETRO	RESISTENCIA ASOCIADA N/mm2	ESQUEMA DE TOMA DE DATOS				
1	36.00	28.80	1		2		3
2	36.00	28.80		4		5	
3	35.00	26.80	6		7		8
4	34.00	26.00		9		10	
5	36.00	28.80	11		12		13
6	35.00	26.80					
7	36.00	28.80					
8	33.00	24.20					
9	34.00	26.00					
10	36.00	28.80					
11	35.00	26.80					
12	35.00	26.80					
13	36.00	28.80					

		Resistencia Estimada (Mpa)
Promedio	27.40	27.40

FACTOR DE CONVERSION 1Mpa=10.2 Kg/cm2

RESISTENCIA ESTIMADA A COMPRESION DEL ELEMENTO
f'c= 279.00 kg/cm2


DGA Ing. Daniel Mario Gonzales Arce
INGENIERO CIVIL
ESP. EN INGENIERIA SISMORRESISTENTE
& SANITARIA



RESISTENCIA DEL HORMIGON IN SITU (ASTM C805)

ESCLEROMETRO (MARTILLO DE SHMITH)

EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO, I.E. N° 40092 – JOSE DOMINGO ZUZUNAGA OBANDO, UCHUMAYO – AREQUIPA - 2021

Ubicación: Uchumayo - Arequipa

Tesista: Meliza Lyly Ramos Urbina

VºBº Ingeniero: Ing. Msc. Daniel M. Gonzales Arce

Fecha de Ensayo: 09/12/2021

DATOS DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL

INFRAESTRUCTURA	Pabellon E		UBICACIÓN :	Piso 1
Descripción Estructural:	Columna 25x30cm	Nº Punto:	Cc-7	
MIEMBRO ESTRUCTURAL: LECTURA HORIZONTAL EN COLUMNA				

Nº	LECTURA ESCLEROMETRO	RESISTENCIA ASOCIADA N/mm2	ESQUEMA DE TOMA DE DATOS						
1	30.00	20.00	1		2		3		
2	34.00	26.00		4		5			
3	31.00	22.00	6		7		8		
4	30.00	20.00		9		10			
5	30.00	20.00	11		12		13		
6	32.00	23.00							
7	34.00	26.00							
8	34.00	26.00							
9	32.00	23.00							
10	34.00	26.00							
11	31.00	22.00							
12	33.00	24.20							
13	32.00	23.00							

Resistencia Estimada (Mpa)

Promedio

23.17

23.17

FACTOR DE CONVERSION 1Mpa=10.2 Kg/cm2

RESISTENCIA ESTIMADA A COMPRESION DEL ELEMENTO

f'c= 236.00 kg/cm2



Ing. Daniel Mario Gonzales Arce
INGENIERO CIVIL
ESPECIALIDAD EN INGENIERIA SISMORRESISTENTE Y SANITARIA



RESISTENCIA DEL HORMIGON IN SITU (ASTM C805)

ESCLEROMETRO (MARTILLO DE SHMITH)

EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO, I.E. N° 40092 – JOSE DOMINGO ZUZUNAGA OBANDO, UCHUMAYO – AREQUIPA - 2021

Ubicación: Uchumayo - Arequipa

Tesista: Meliza Lyly Ramos Urbina

VºBº Ingeniero: Ing. Msc. Daniel M. Gonzales Arce

Fecha de Ensayo: 09/12/2021

DATOS DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL

INFRAESTRUCTURA	Pabellon E	UBICACIÓN :	Piso 1
Descripción Estructural:	Viga Peraltada 35x50	Nº Punto:	VP-101
MIEMBRO ESTRUCTURAL: LECTURA VERTICAL EN VIGAS			

Nº	LECTURA ESCLEROMETRO	RESISTENCIA ASOCIADA N/mm2	ESQUEMA DE TOMA DE DATOS				
1	37.00	24.00	1		2		3
2	35.00	21.00		4		5	
3	38.00	25.00	6		7		8
4	37.00	24.00		9		10	
5	35.00	21.00					
6	35.00	21.00					
7	34.00	19.80					
8	36.00	22.30					
9	37.00	24.00					
10	37.00	24.00					
11	35.00	21.00					
12	36.00	22.30					
13	35.00	21.00					

Resistencia Estimada (Mpa)	
Promedio	22.34
FACTOR DE CONVERSION 1Mpa=10.2 Kg/cm2	
RESISTENCIA ESTIMADA A COMPRESION DEL ELEMENTO	
f'c=	228.00 kg/cm2



Daniel M. Gonzales Arce
Ing. Daniel Mario Gonzales Arce
INGENIERO CIVIL
ESP. EN INGENIERIA SISMORRESISTENTE
& SANITARIA



RESISTENCIA DEL HORMIGON IN SITU (ASTM C805)

ESCLEROMETRO (MARTILLO DE SHMITH)

EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO, I.E. N° 40092 – JOSE DOMINGO ZUZUNAGA OBANDO, UCHUMAYO – AREQUIPA - 2021

Ubicación: Uchumayo - Arequipa

Tesista: Meliza Lyly Ramos Urbina

V°B° Ingeniero: Ing. Msc. Daniel M. Gonzales Arce

Fecha de Ensayo: 09/12/2021

DATOS DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL

INFRAESTRUCTURA	Pabellon E	UBICACIÓN :	Piso 1
Descripción Estructural:	Viga Peraltada 40X65	N° Punto:	VP-103
MIEMBRO ESTRUCTURAL: LECTURA VERTICAL EN VIGAS			

N°	LECTURA ESCLEROMETRO	RESISTENCIA ASOCIADA N/mm2	ESQUEMA DE TOMA DE DATOS																									
1	32.00	17.00	<table border="1"><tr><td>1</td><td></td><td>2</td><td></td><td>3</td></tr><tr><td></td><td>4</td><td></td><td>5</td><td></td></tr><tr><td>6</td><td></td><td>7</td><td></td><td>8</td></tr><tr><td></td><td>9</td><td></td><td>10</td><td></td></tr><tr><td>11</td><td></td><td>12</td><td></td><td>13</td></tr></table>	1		2		3		4		5		6		7		8		9		10		11		12		13
1		2			3																							
	4			5																								
6		7			8																							
	9			10																								
11		12			13																							
2	33.00	18.00																										
3	35.00	21.00																										
4	32.00	17.00																										
5	35.00	21.00																										
6	34.00	19.80																										
7	34.00	19.80																										
8	35.00	21.00																										
9	34.00	19.80																										
10	35.00	21.00																										
11	32.00	17.00																										
12	32.00	17.00																										
13	33.00	18.00																										

		Resistencia Estimada (Mpa)
Promedio	19.03	19.03

FACTOR DE CONVERSION 1Mpa=10.2 Kg/cm2

RESISTENCIA ESTIMADA A COMPRESION DEL ELEMENTO	
f _c =	194.00 kg/cm2


DGA Ing. Daniel Maria Gonzales Arce
INGENIERO CIVIL
ESP. EN INGENIERIA SISMORRESISTENTE & SANITARIA

REPORTE DE ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS



ESACON

ESTUDIO DE SUELOS ASFALTOS
CONCRETOS Y SUPERVISION DE OBRAS

URB. RESIDENCIAL "LAS MARIAS" E-38
PAUCARPATA - AREQUIPA

TELF: Cel. (054) 959498635
Dom. (054) 461191
Lab. (054) 253627

email: esacon.ego@hotmail.com

LABORATORIO MECANICA DE SUELOS CONCRETOS Y PAVIMENTOS

Ancho de Zapata $B = 1.00$

$q_{ult} = 70.17 \text{ Tn/m}^2$
 $q_{adm} = 2.339 \text{ kg/cm}^2$

Para cimentación corrida $B = 0.50 \text{ m.}$

$q_{ult} = 68.88 \text{ Tn/m}^2$
 $q_{adm} = 2.196 \text{ kg/cm}^2$

9. CONCLUSIONES.-

- Suelos semicompactos, materiales no plásticos.
- La uniformidad del terreno no considera la posibilidad de un asentamiento diferencial
- El porcentaje de humedad no representa peligro de empuje y/o colapso.
- No se encontró el nivel freático.
- Los materiales encontrados no tienen sulfatos, carbonatos, u otras sales solubles.
- **Los resultados del presente estudio son validos solo para la zona investigada.**

10. RECOMENDACIONES.-

- Buscar que los asentamientos que puedan presentarse sean menores a los admisibles y tratar que sean uniformes y no diferenciales.
- Considerar como capacidad portante admisible en este suelo de 2.339 kg/cm^2 .
- Considerar como capacidad portante admisible en este suelo de 2.196 kg/cm^2 para cimiento corrido.
- Utilizar cimentación superficial recomendando una profundidad $DF = 1.80 \text{ m}$ para zapatas (nivel de desplante), y cimientos corridos $DF = 1.00 \text{ m}$.

Aprovecho la oportunidad para hacerle llegar los sentimientos de mi mayor consideración.

Atentamente.


J. JAVIER ANCO HUARACHI
Ingeniero Civil
C.I.P. 78539



ESACON

ESTUDIO DE SUELOS ASFALTOS
CONCRETOS Y SUPERVISION DE OBRAS

URB. RESIDENCIAL "LAS MARIAS" E - 30
PAUCARPATA - AREQUIPA

TELF: Cel. (054) 959408635

Dom. (054) 461191

Lab. (054) 253627

EMAIL: esacon.eg@hotmail.com

LABORATORIO MECANICA DE SUELOS CONCRETOS Y PAVIMENTOS

PERFIL ESTRATIGRAFICO

PROYECTO	MEJORAMIENTO DEL SERVICIO EDUCATIVO EN EL IE 40092 DEL PJ CERRO VERDE				
SECTOR	PJ CERRO VERDE - UCHUMAYO				
SOlicita	MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE UCHUMAYO				
CALCATA	02	PROF. (m)	0.00 - 2.50	FECHA	08/08/15
N. F. (m)	---				

Prof (m)	Muestra	Simbolo	Descripcion del estrato	SUCS	AASHTO	LL% %	LI% %	LP% %	LP% %	Moist # 200
1.70	EXCAVACION A CIELO ABIERTO	M-1	Arms, limo no plástico, suelo semi-compacto, densidad baja, color beige claro, presencia de material orgánico.	SM	A-2-4 (0)	6.2	23.4	NP	NP	14.6
2.50		M-2	Grava, arms, limo no plástico, suelo semi-compacto, densidad alta, presencia de piedra tamaño máximo 4", color marrón oscuro.	GP-GM	A-1-b (0)	4.60	21.80	NP	SP	7.03

NO SE ENCONTRO N.E.

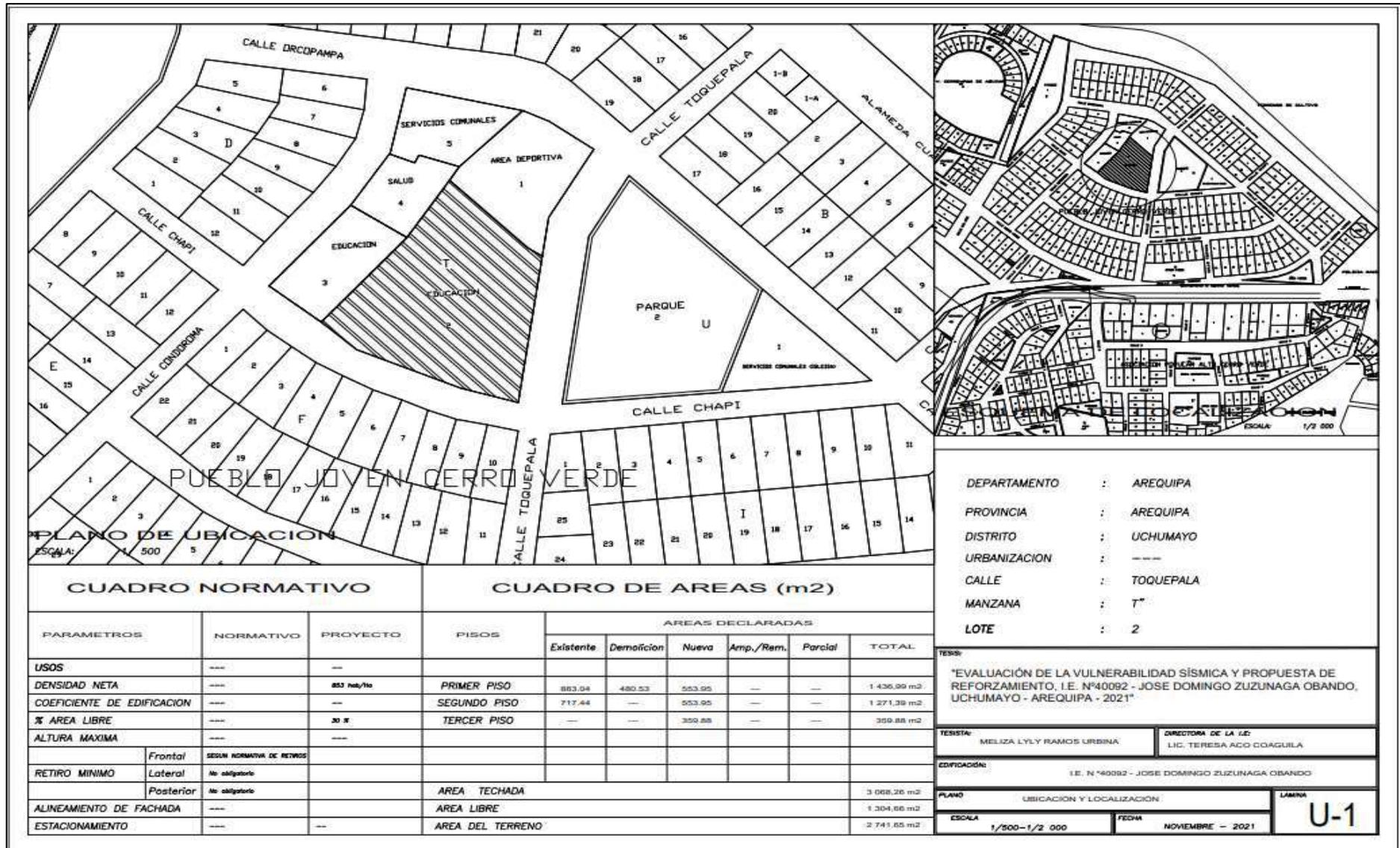
REGISTRO FOTOGRAFICO



ESACON
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
CONCRETOS Y ASFALTO
A. Gallardo Obando
INGENIERO JEFE

J. JAVIER ANCO HUARACHI
Ingeniero CIVIL
JEFE DE LABORATORIO

PLANOS EJECUTADOS



PUEBLO JOVEN CERRO VERDE

PLANO DE UBICACION
ESCALA: 1/500

DEPARTAMENTO : AREQUIPA
 PROVINCIA : AREQUIPA
 DISTRITO : UCHUMAYO
 URBANIZACION : ---
 CALLE : TOQUEPALA
 MANZANA : T
 LOTE : 2

CUADRO NORMATIVO

PARAMETROS	NORMATIVO	PROYECTO
USOS	---	---
DENSIDAD NETA	---	853 hab/ha
COEFICIENTE DE EDIFICACION	---	---
% AREA LIBRE	---	30 %
ALTURA MAXIMA	---	---
RETIRO MINIMO	Frontal	SEGUN NORMATIVA DE RETIROS
	Lateral	No obligatorio
	Posterior	No obligatorio
ALINEAMIENTO DE FACHADA	---	---
ESTACIONAMIENTO	---	---

CUADRO DE AREAS (m2)

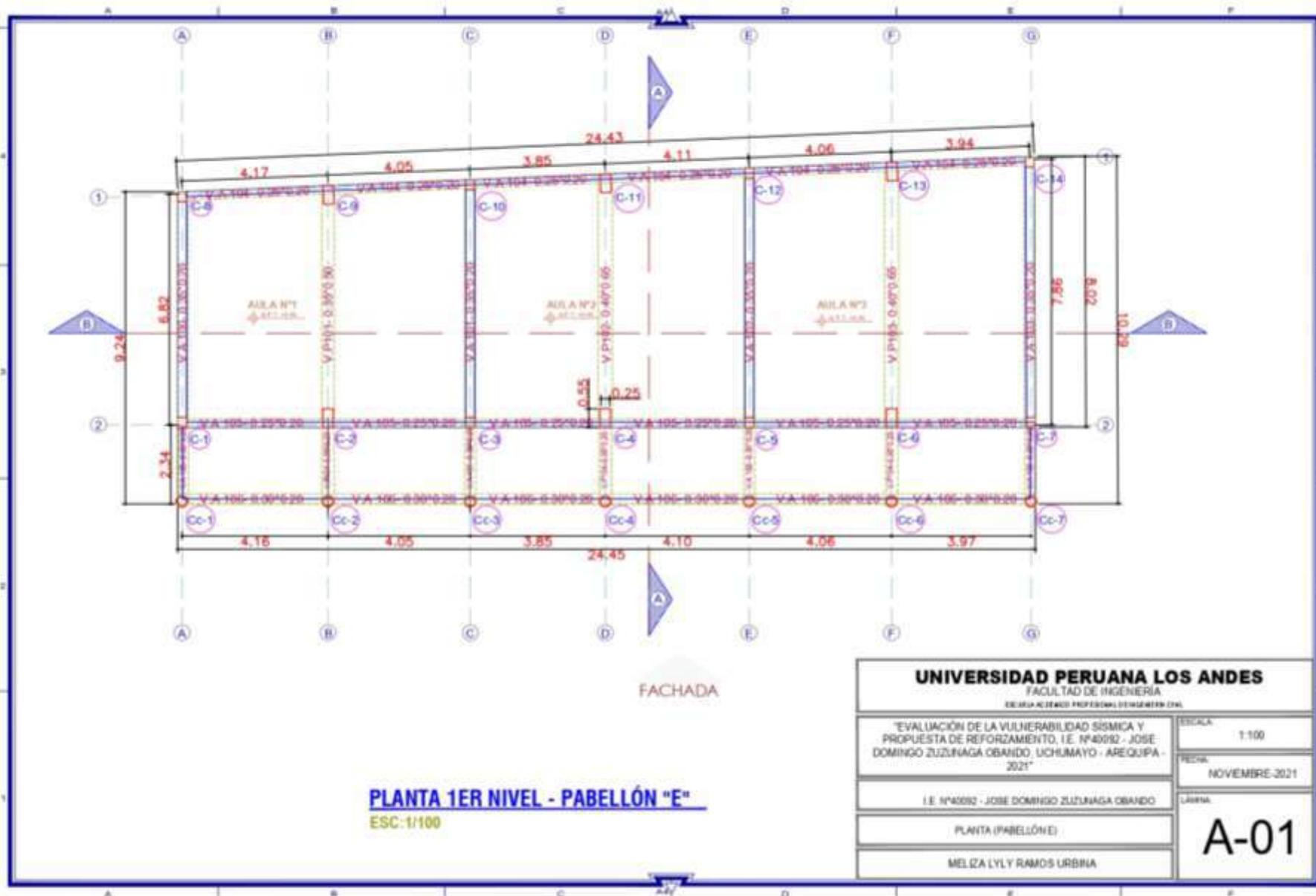
PISOS	AREAS DECLARADAS					TOTAL
	Existente	Demolicion	Nueva	Amp./Rem.	Parcial	
PRIMER PISO	883.04	480.53	553.95	---	---	1 436.99 m2
SEGUNDO PISO	717.44	---	553.95	---	---	1 271.39 m2
TERCER PISO	---	---	359.88	---	---	359.88 m2
AREA TECHADA						3 068.26 m2
AREA LIBRE						1 304.85 m2
AREA DEL TERRENO						2 743.85 m2

TESIS:
 "EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO, I.E. N°40092 - JOSE DOMINGO ZUZUNAGA OBANDO, UCHUMAYO - AREQUIPA - 2021"

TESISTA: MELIZA LYLY RAMOS URBINA DIRECTORA DE LA I.E.: LIC. TERESA ACO COAGUILA

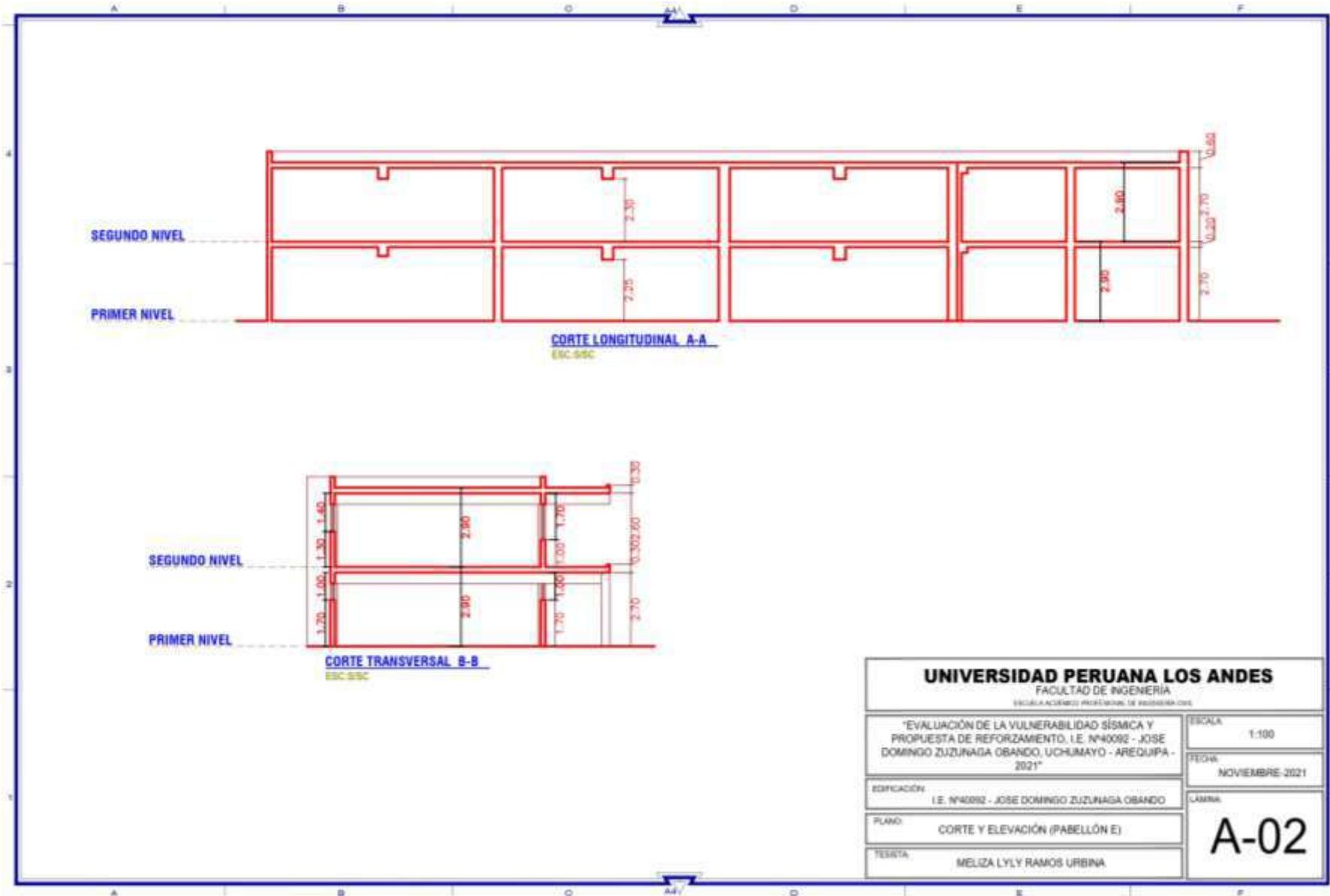
EDIFICACION: I.E. N°40092 - JOSE DOMINGO ZUZUNAGA OBANDO

PLANO: UBICACION Y LOCALIZACION LAMINA: U-1
 ESCALA: 1/500-1/2 000 FECHA: NOVIEMBRE - 2021

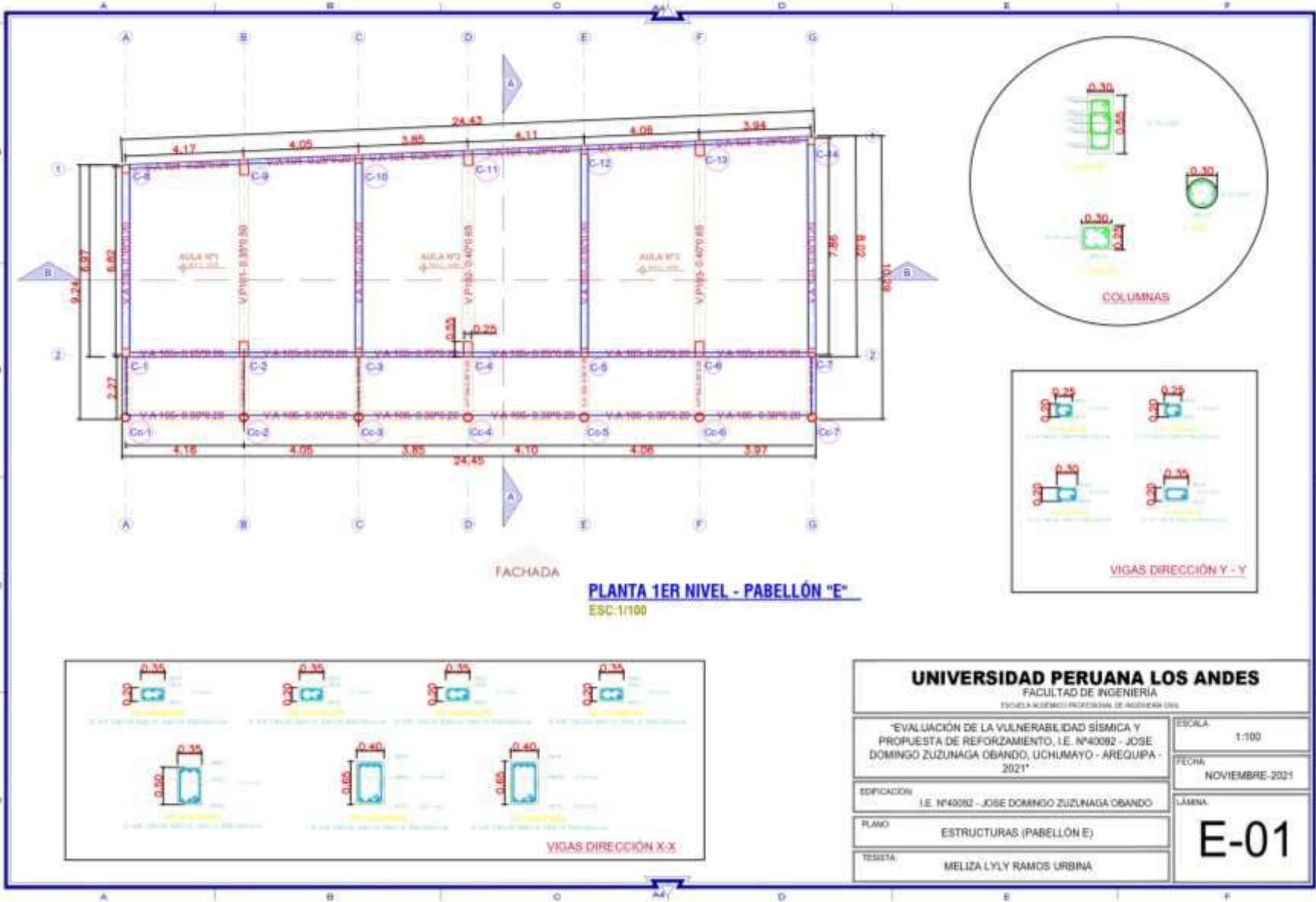


PLANTA 1ER NIVEL - PABELLÓN "E"
 ESC: 1/100

UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES <small>FACULTAD DE INGENIERÍA DEPARTAMENTO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL</small>	
"EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO, I.E. N°40092 - JOSÉ DOMÍNGO ZUZUNAGA OBANDO, UCHUMAYO - AREQUIPA - 2021"	ESCALA: 1:100
I.E. N°40092 - JOSÉ DOMÍNGO ZUZUNAGA OBANDO	FECHA: NOVIEMBRE 2021
PLANTA (PABELLÓN E)	LÁMINA: A-01
MELIZA LYLY RAMOS URBINA	

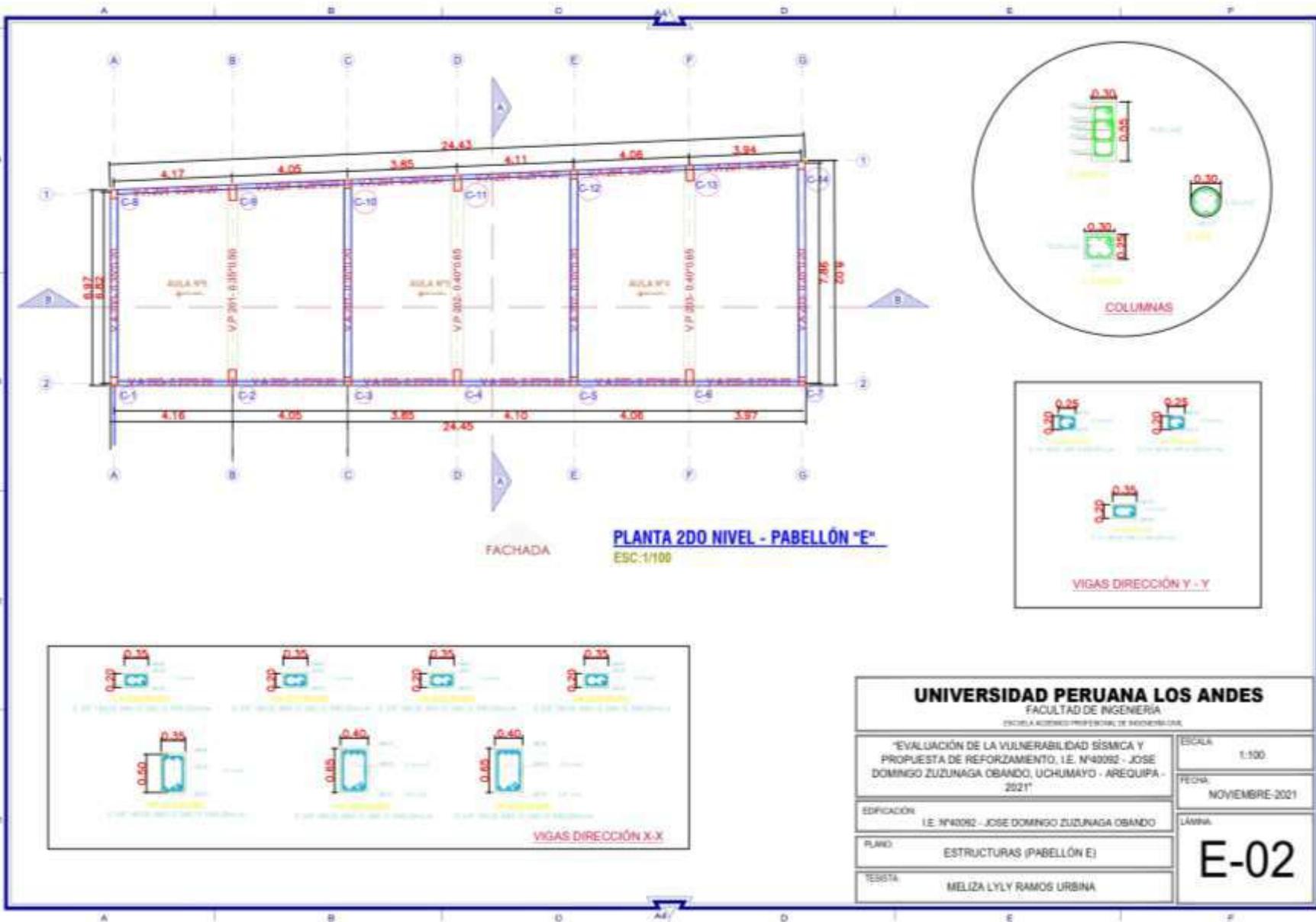


UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA ACADÉMICA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	
"EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO, I.E. N°40092 - JOSE DOMINGO ZUZUNAGA OBANDO, UCHUMAYO - AREQUIPA - 2021"	ESCALA 1:100
EDIFICACIÓN I.E. N°40092 - JOSE DOMINGO ZUZUNAGA OBANDO	FECHA NOVIEMBRE 2021
PLANO CORTE Y ELEVACIÓN (PABELLÓN E)	LÁMINA A-02
TESISTA MELIZA LYLY RAMOS URBINA	

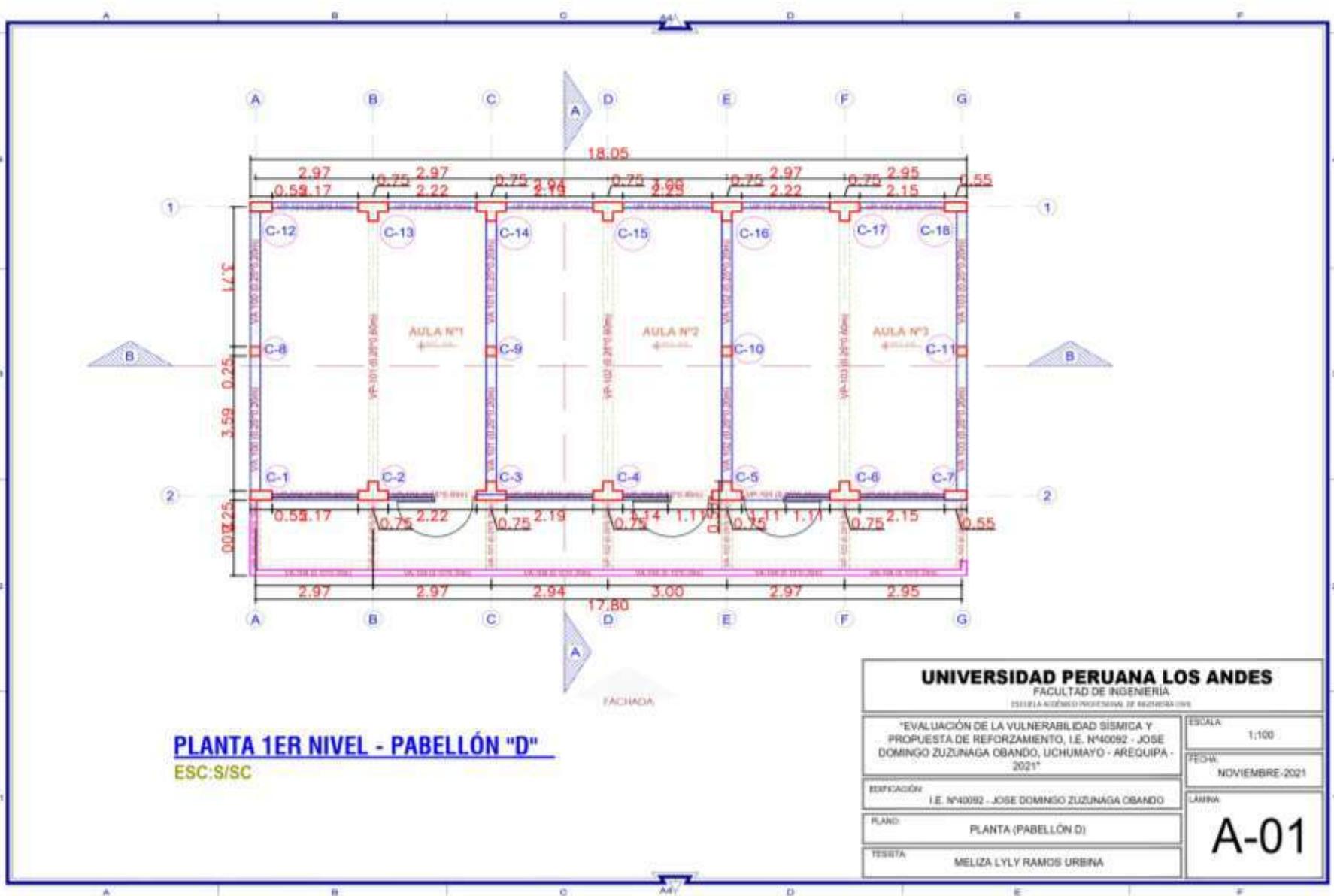


PLANTA 1ER NIVEL - PABELLÓN "E"
 ESC: 1/100

UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES FACULTAD DE INGENIERIA <small>ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL</small>	
"EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO, I.E. Nº40082 - JOSE DOMINGO ZUZUNAGA OBARDO, UCHUMAYO - AREQUIPA - 2021"	ESCALA: 1:100
EDIFICACIÓN: I.E. Nº40082 - JOSE DOMINGO ZUZUNAGA OBARDO	FECHA: NOVIEMBRE-2021
PLANO: ESTRUCTURAS (PABELLÓN E)	LÁMINA: E-01
TESISTA: MELIZA LYLY RAMOS URBINA	

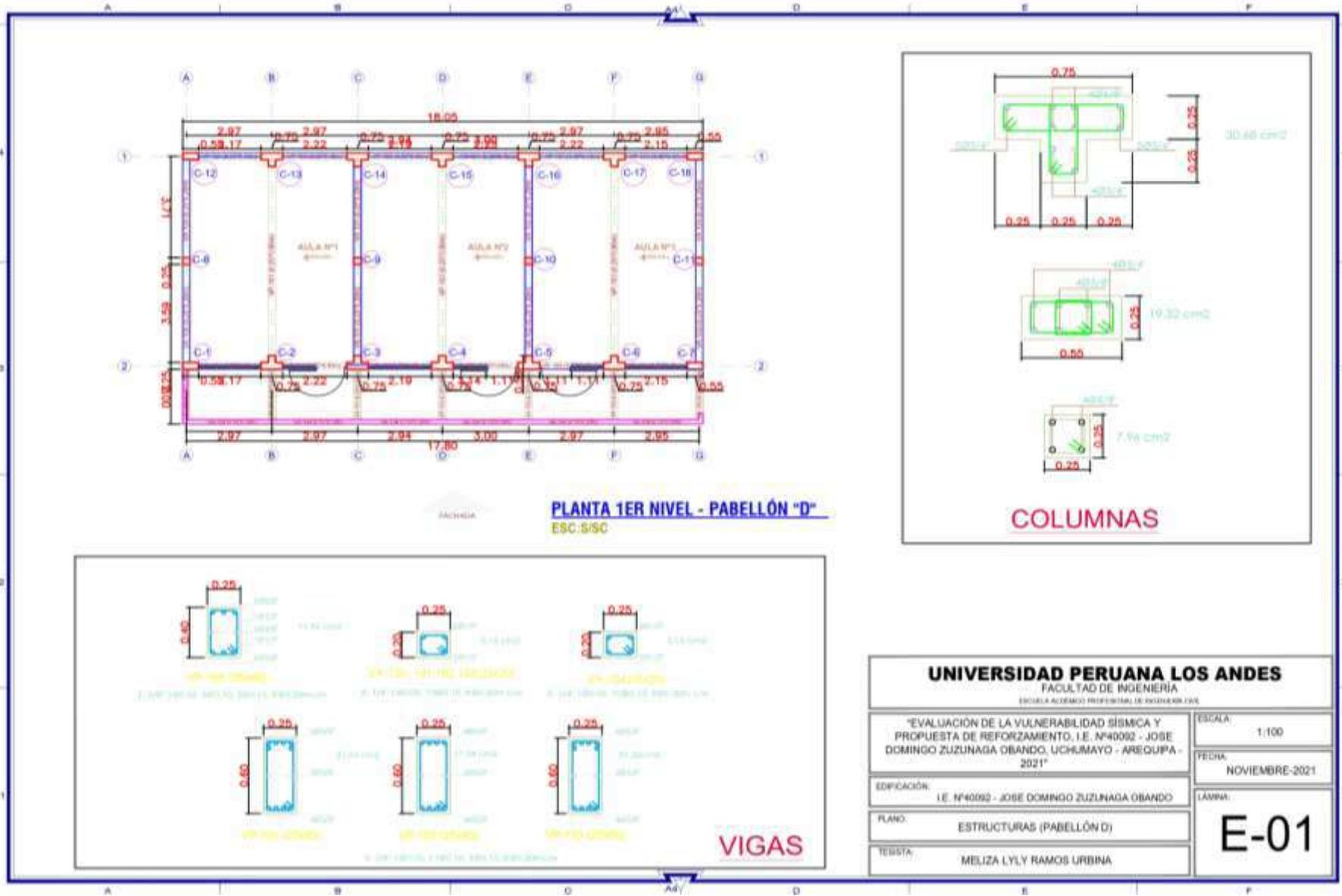


UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL	
"EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO, I.E. Nº40092 - JOSE DOMINGO ZUZUNAGA OBANDO, UCHUMAYO - AREQUIPA - 2021"	ESCALA: 1:100
	FECHA: NOVIEMBRE 2021
EDIFICACIÓN: I.E. Nº40092 - JOSE DOMINGO ZUZUNAGA OBANDO	LÁMINA:
PLANO: ESTRUCTURAS (PABELLÓN E)	E-02
TESISTA: MELIZA LYLY RAMOS URBINA	

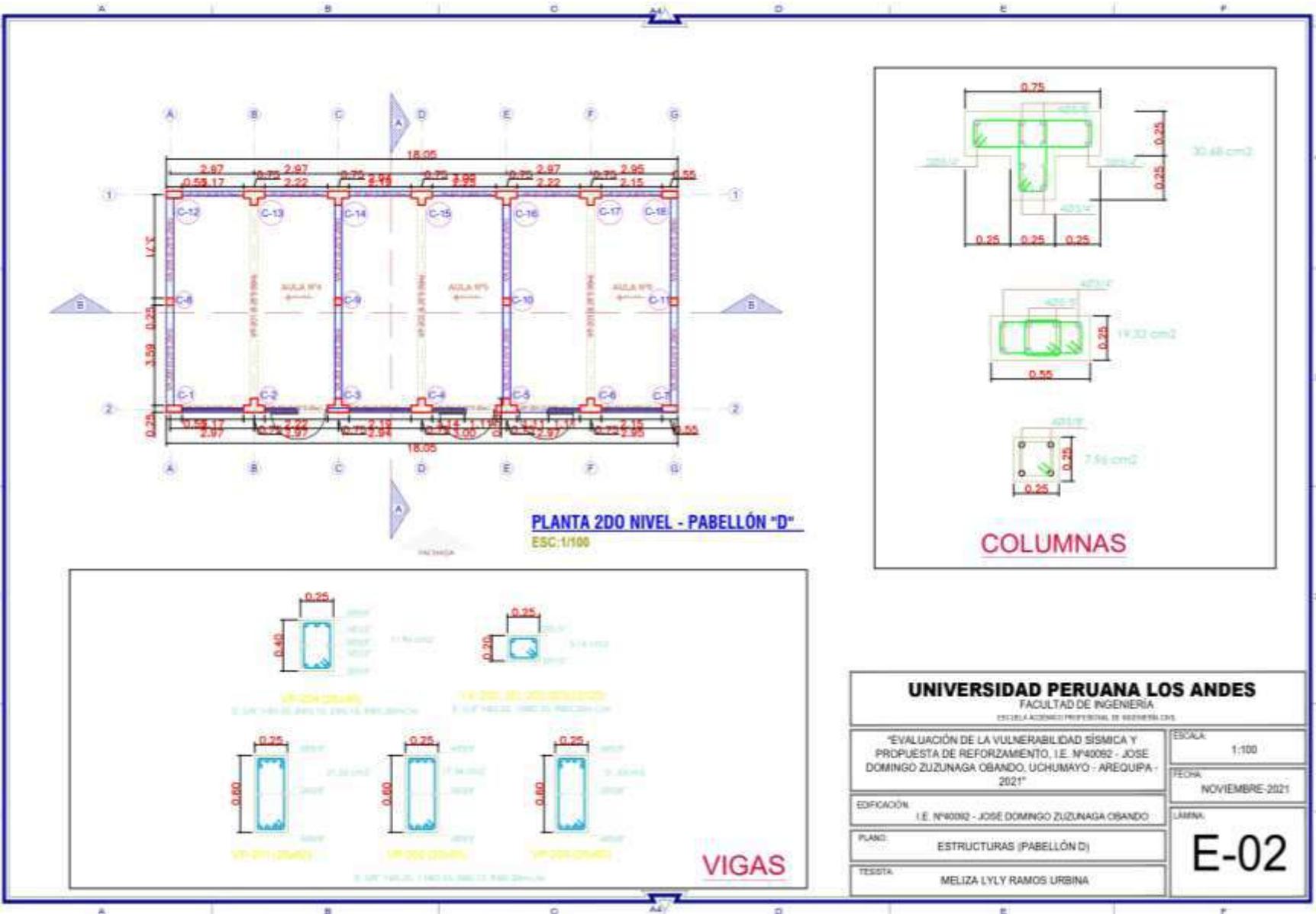


PLANTA 1ER NIVEL - PABELLÓN "D"
 ESC: S/SC

UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES FACULTAD DE INGENIERIA <small>ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL</small>	
"EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SISMICA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO, I.E. N°40092 - JOSE DOMINGO ZUZUNAGA OBANDO, UCHUMAYO - AREQUIPA - 2021"	ESCALA 1:100
EDIFICACIÓN I.E. N°40092 - JOSE DOMINGO ZUZUNAGA OBANDO	FECHA NOVIEMBRE-2021
PLANO PLANTA (PABELLÓN D)	LÁMINA A-01
TESISTA MELIZA LYLY RAMOS URBINA	



UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA ACADÉMICA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL	
"EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO, I.E. N°40092 - JOSE DOMINGO ZUZUNAGA OBANDO, UCHUMAYO - AREQUIPA - 2021" EDIFICACIÓN: I.E. N°40092 - JOSE DOMINGO ZUZUNAGA OBANDO PLANO: ESTRUCTURAS (PABELLÓN D) TEGSTA: MELIZA LYLY RAMOS URBINA	ESCALA: 1/100 FECHA: NOVIEMBRE-2021 LAYNA: E-01

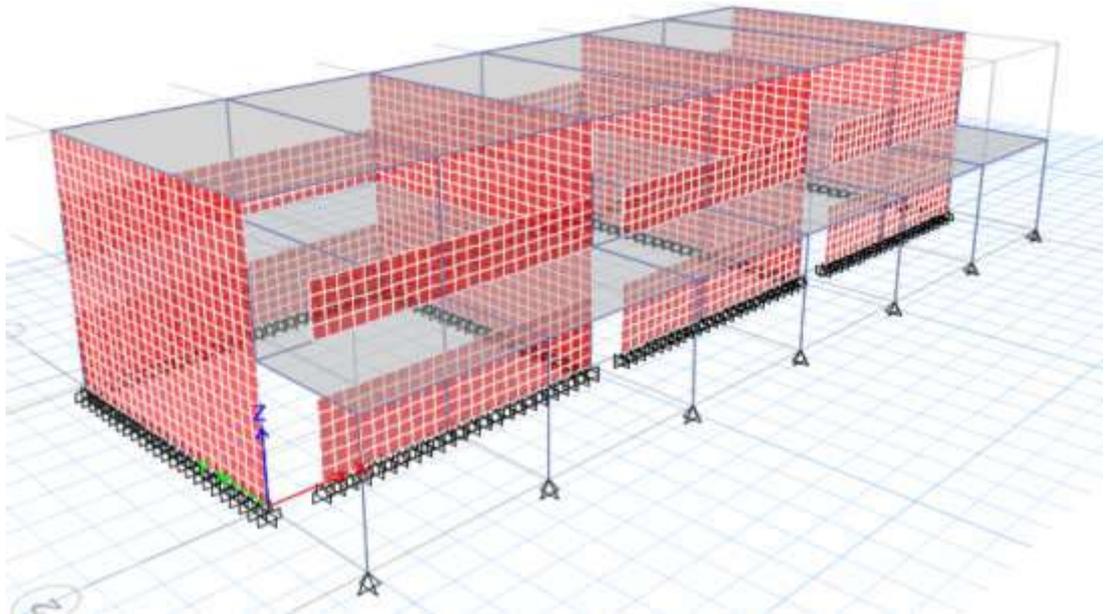


Anexo N°05: Data de procesamiento de datos

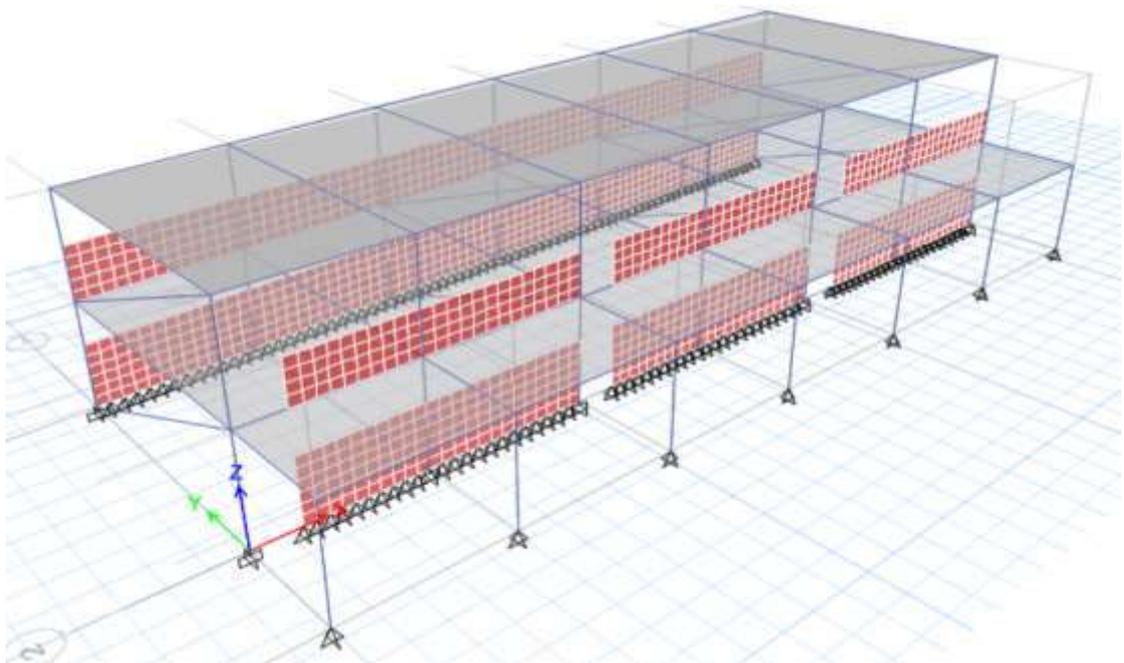
Consideraciones del Modelado Estructural – ETABS (Método demanda – resistencia)

Para el modelado estructural se ha tenido en cuenta los siguientes aspectos:

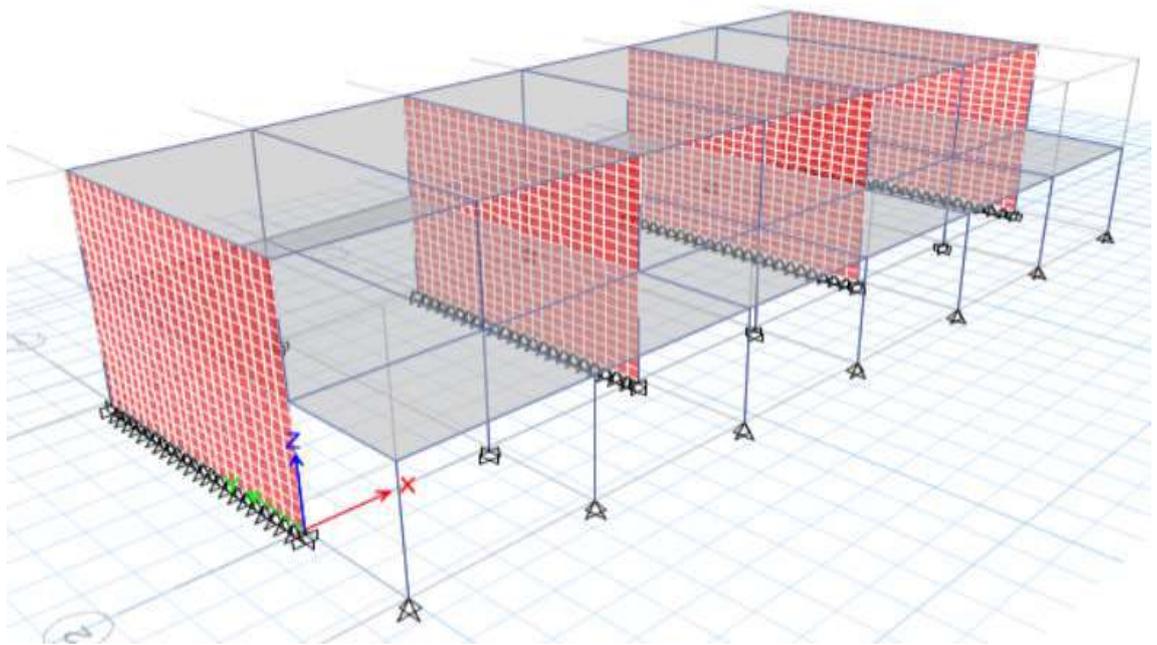
El proyecto contempla dos módulos, los módulos E y D, los cuales han tenido hasta 3 modelado distintos, con el fin de evaluar distintas etapas del proyecto, para ello se ha tenido.



Modelo con Tabiquería (Fuente: Propia)



Modelo Interacción Tabique Pórtico (Fuente: Propia)



Modelo sin Tabiquería (Fuente: Propia)

Cada uno de estos modelos cuenta con un uso particular, por ejemplo, el modelo inicial con todos los muros, asume que la estructura cuenta con todo el confinamiento, lo cual es el estado más favorable, a su vez también se puede ver los efectos de columna corta en este modelado. El segundo modelado representa la estructura sin tabiquería, asumiendo que los muros se han desprendido, para que se pueda verificar un caso más crítico, en el que los muros no tienen aporte y se debe controlar el desplazamiento lateral. El tercer modelado, es propio del análisis del muro y la interacción del tabique de albañilería con el pórtico, considerándose un puntal en la dirección Y, lo cual simula el plano de la tabiquería.

lo cual también se verifica.

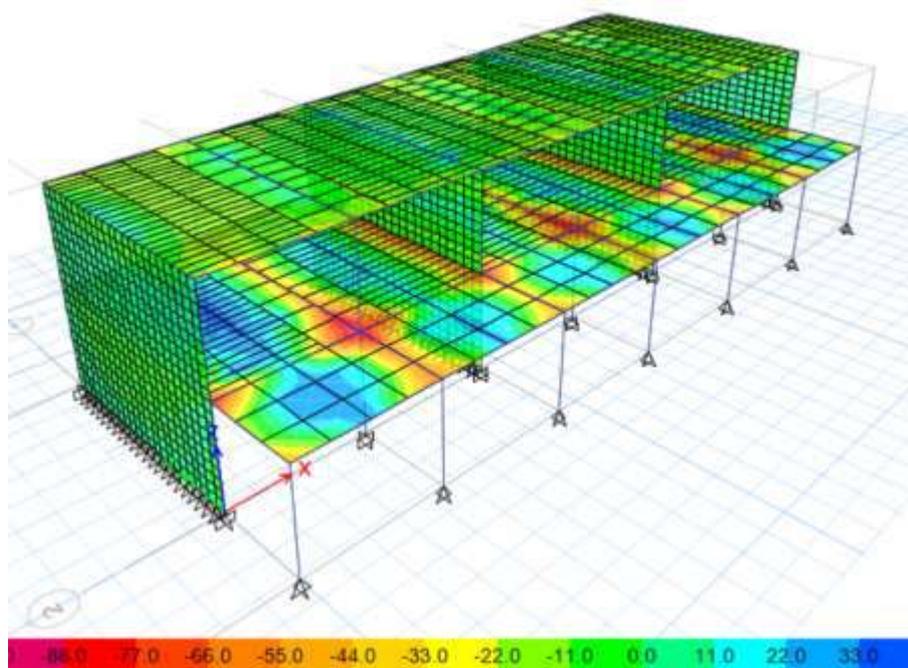
Considerando las siguientes cargas de gravedad

- **Carga Muerta**
0.19 tonf/m²
- **Carga Viva**
0.25 tonf/m² Sobrecarga de aulas
0.40 tonf/m² Sobrecarga de pasadizos
0.10 tonf/m² Sobrecarga de Techo

El tipo de elemento área para las losas se está usando es del tipo Shell, en la mayoría de proyectos se suele usar membrana, esto porque reparte las cargas de una mejor manera que en el caso de Shell, pero este último tiene una ventaja, la cual es que no es necesario modelar aparte la losa, sino que se puede utilizar el mismo modelo, obteniendo el momento flector por metro cuadrado en la losa.



Aligerado de 20cm con Shell (Fuente: Propia)



Modelado con Shell (Fuente: Propia)

General Data

Property Name: Aligerado 20cm

Slab Material: Fc=225 Kg/10m² Columnas

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Membrane

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: [Color] Change...

Property Notes: Modify/Show...

Use Special One-Way Load Distribution

Property Data

Type: Ribbed

Overall Depth: 200 mm

Slab Thickness: 50 mm

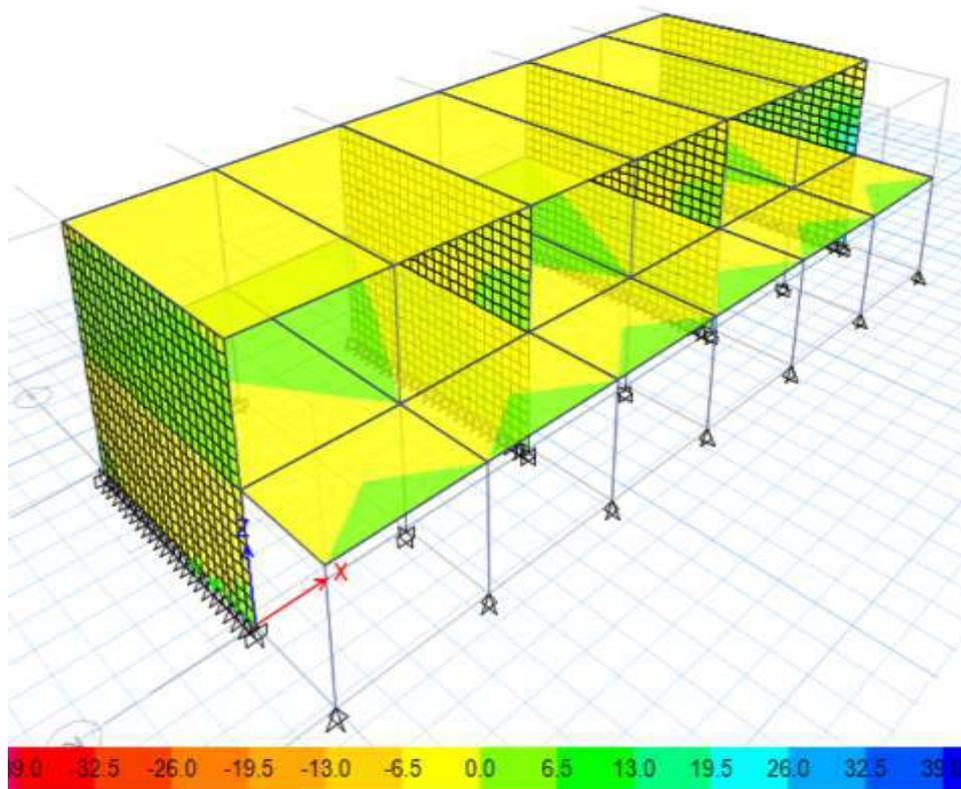
Stem Width at Top: 100 mm

Stem Width at Bottom: 100 mm

Rib Spacing (Perpendicular to Rib Direction): 400 mm

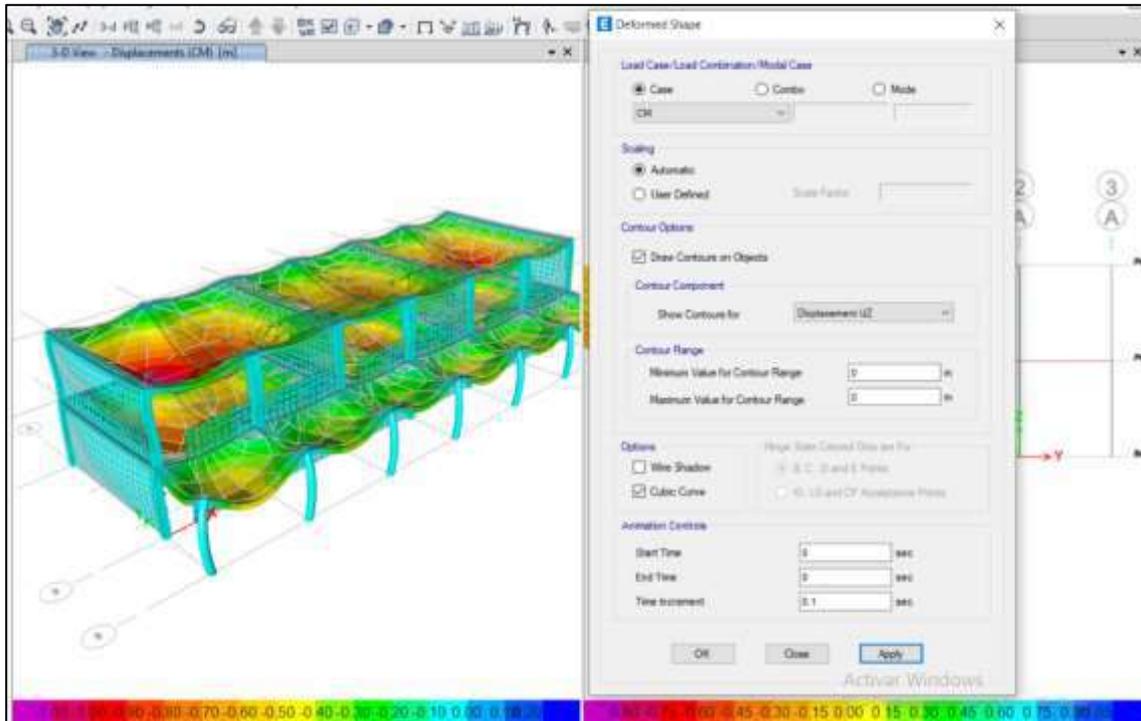
Rib Direction is Parallel to: Local 1 Axis

Aligerado de 20cm con Membrana (Fuente: Propia)

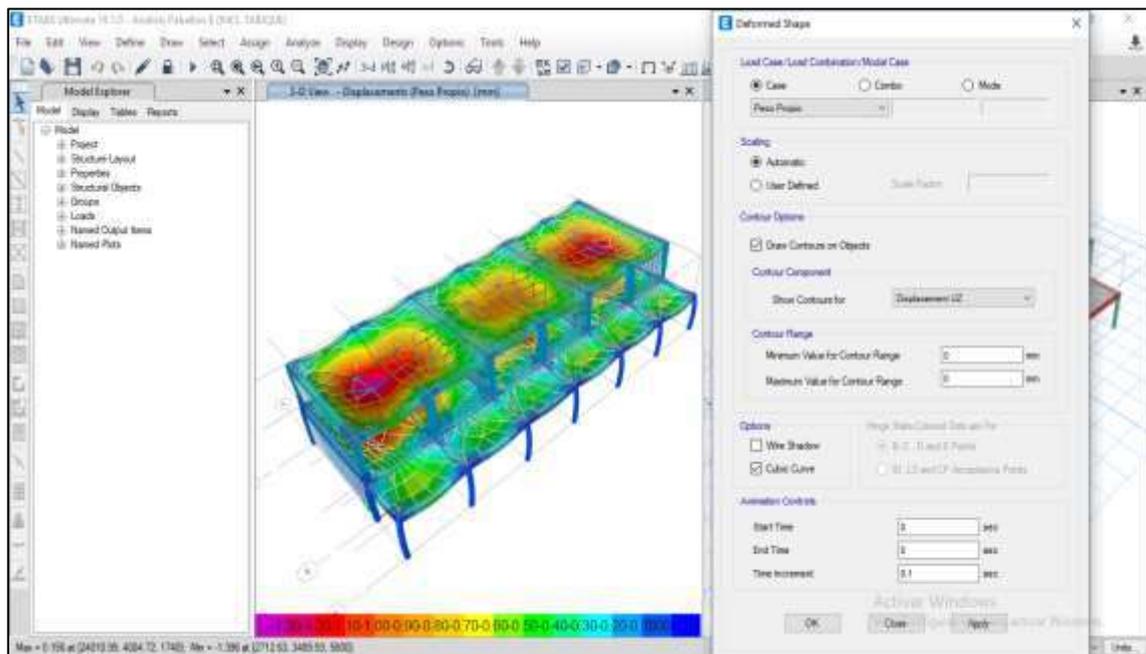


Modelado con Diafragma (Fuente: Propia)

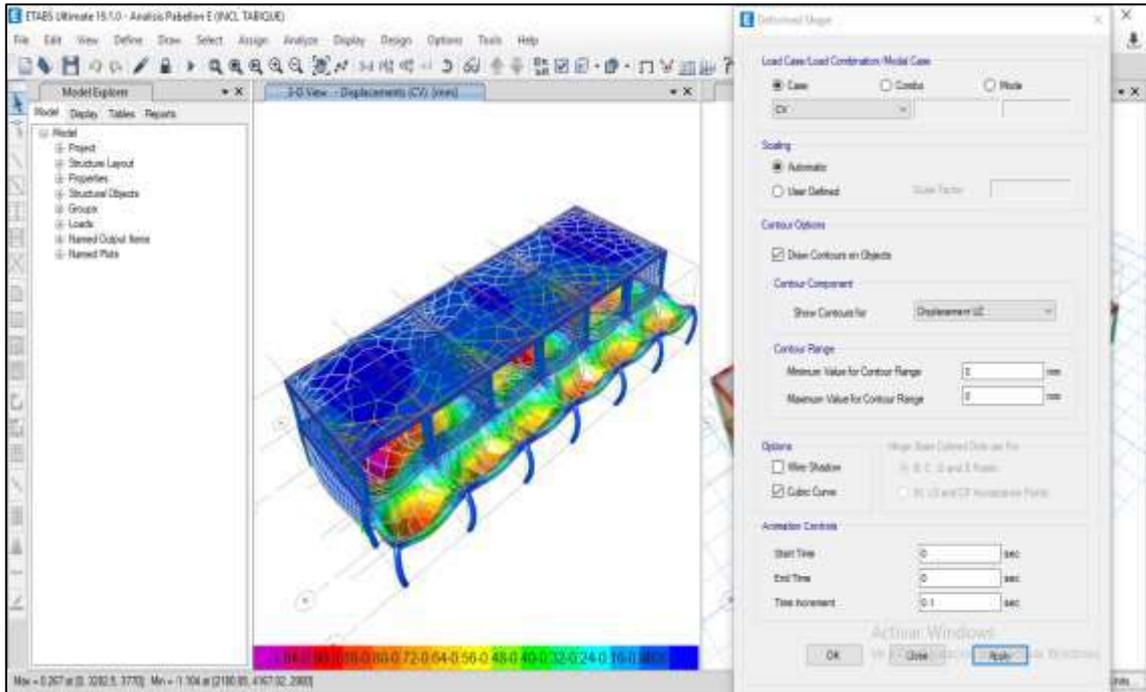
DEFORMACIONES: CARGA MUERTA – BLOQUE E



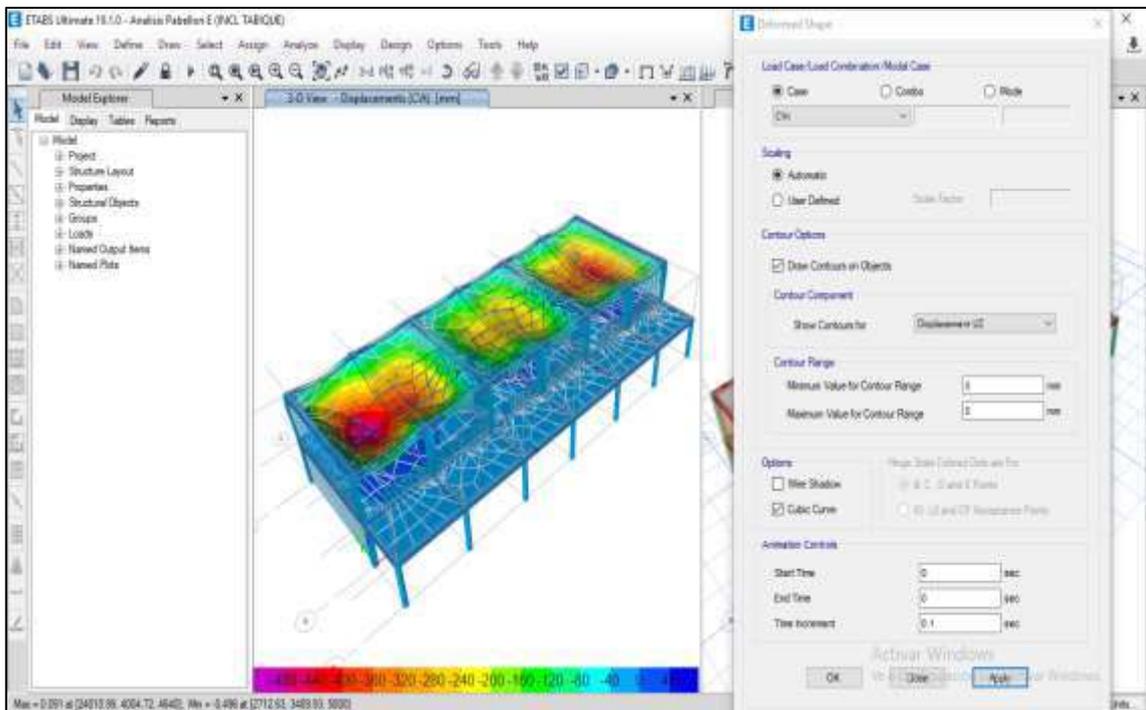
DEFORMACIONES: PESO PROPIO – BLOQUE E



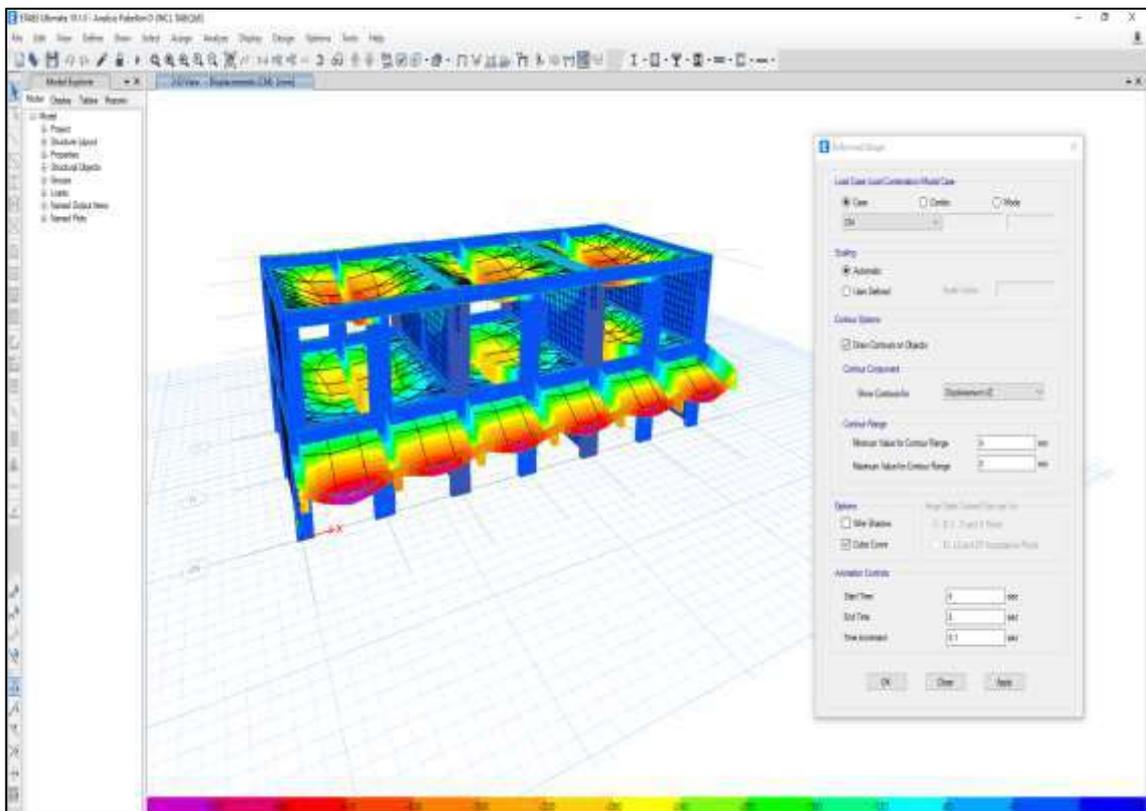
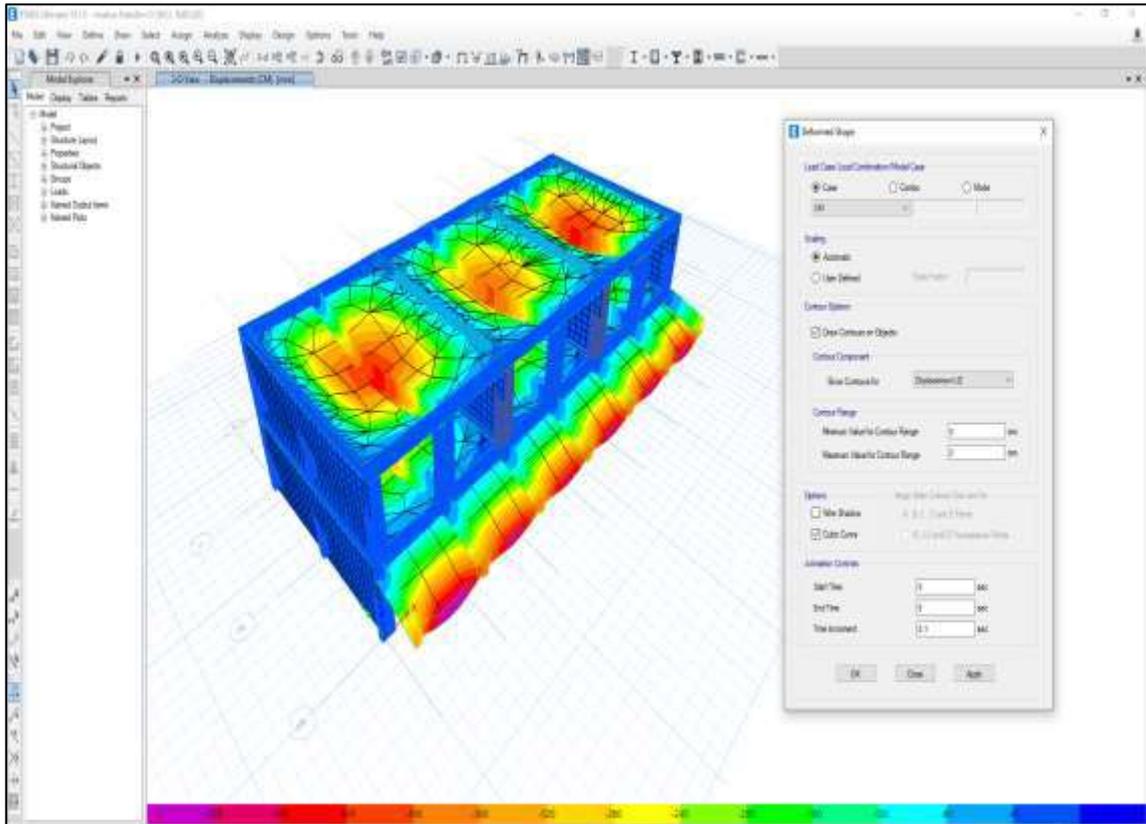
DEFORMACIONES: CARGA VIVA – BLOQUE E



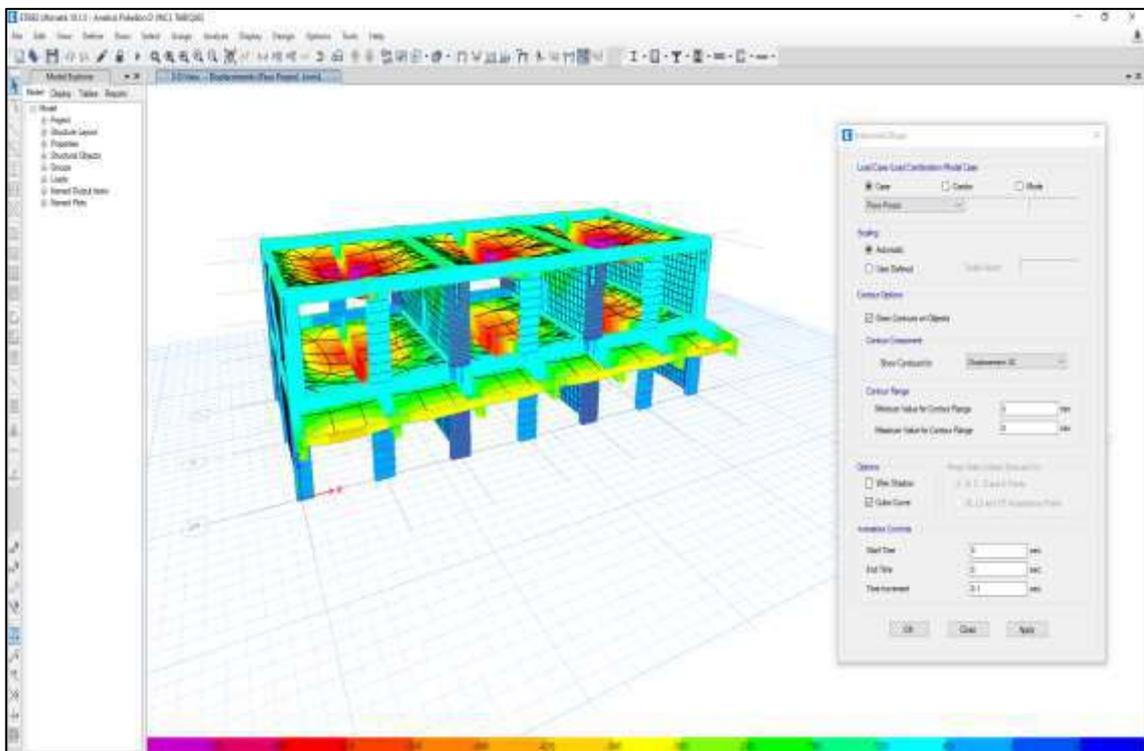
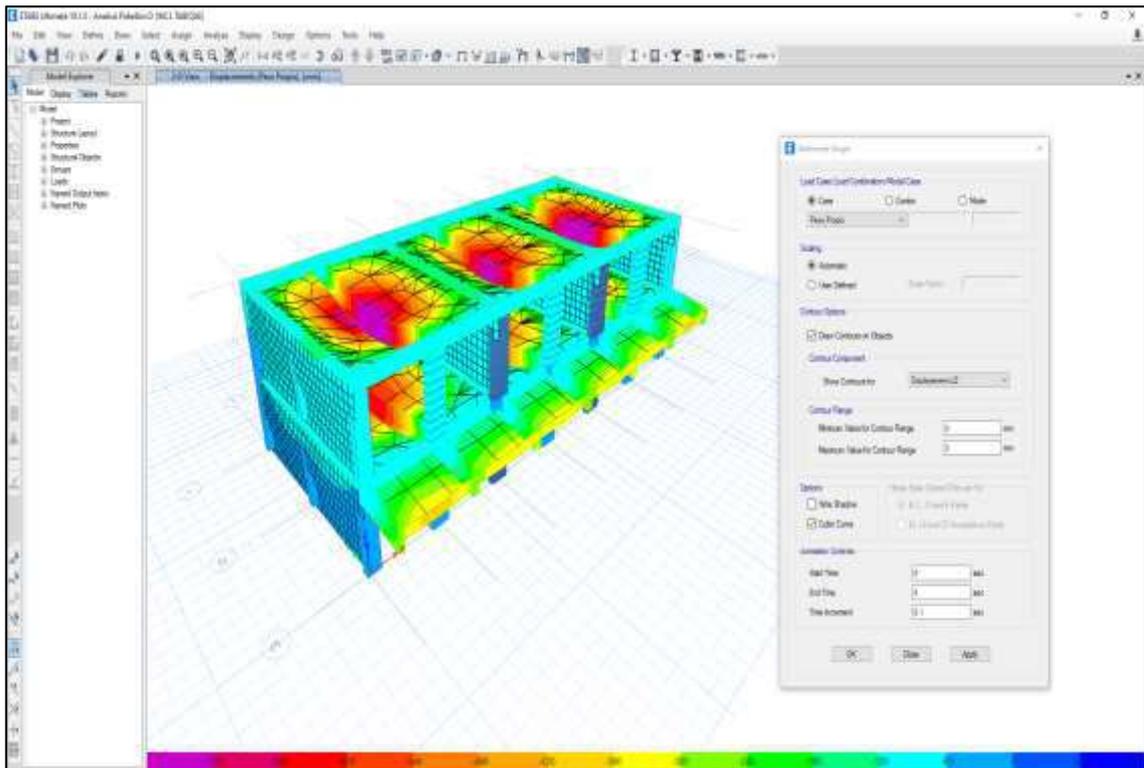
DEFORMACIONES: CARGA VIVA DE TECHO – BLOQUE E



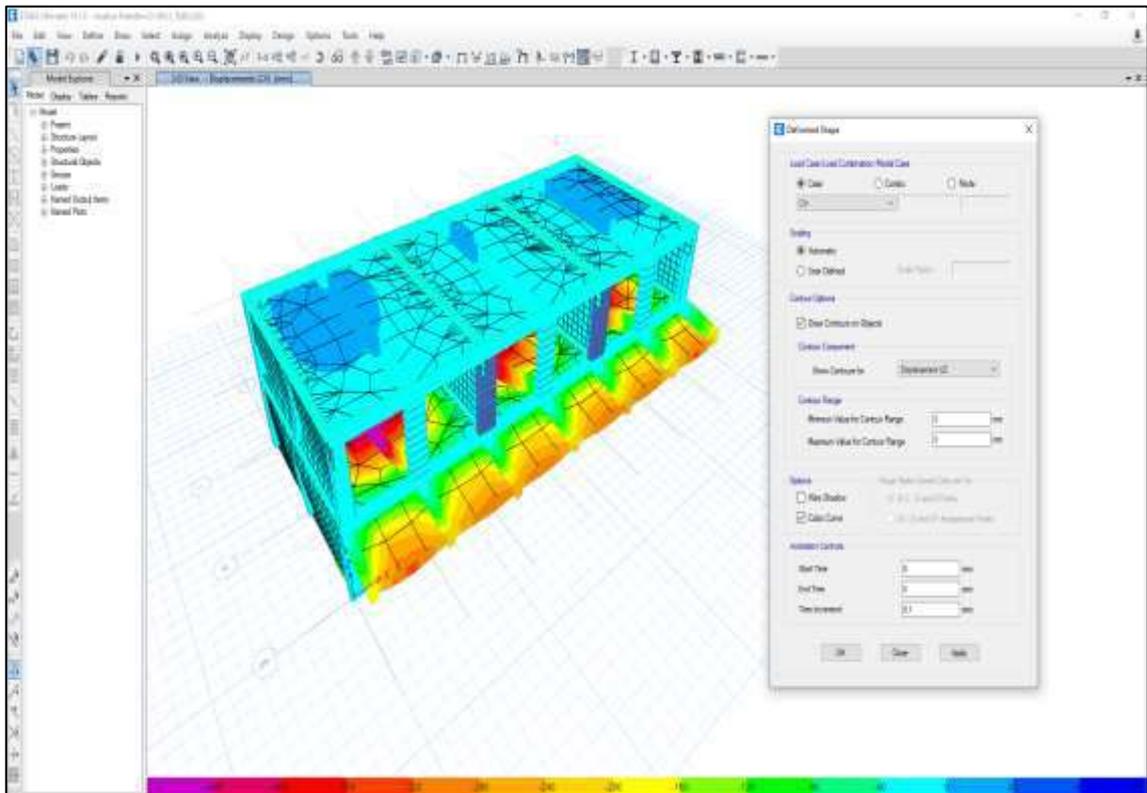
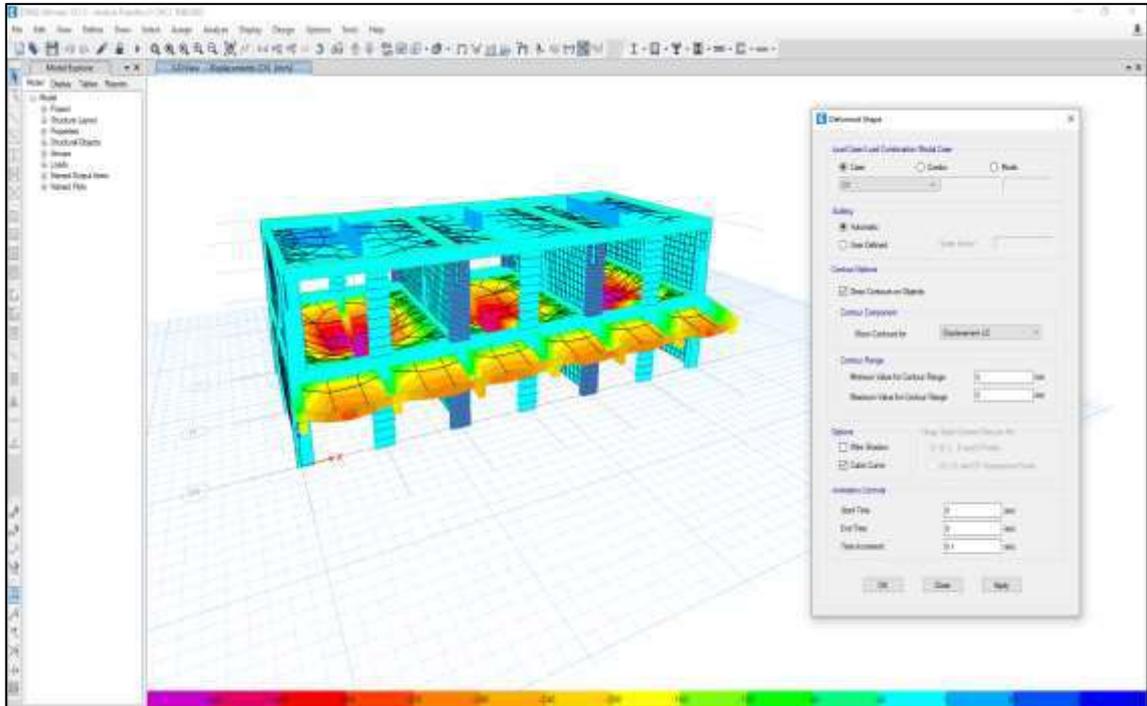
DEFORMACIONES: CARGA MUERTA – BLOQUE D



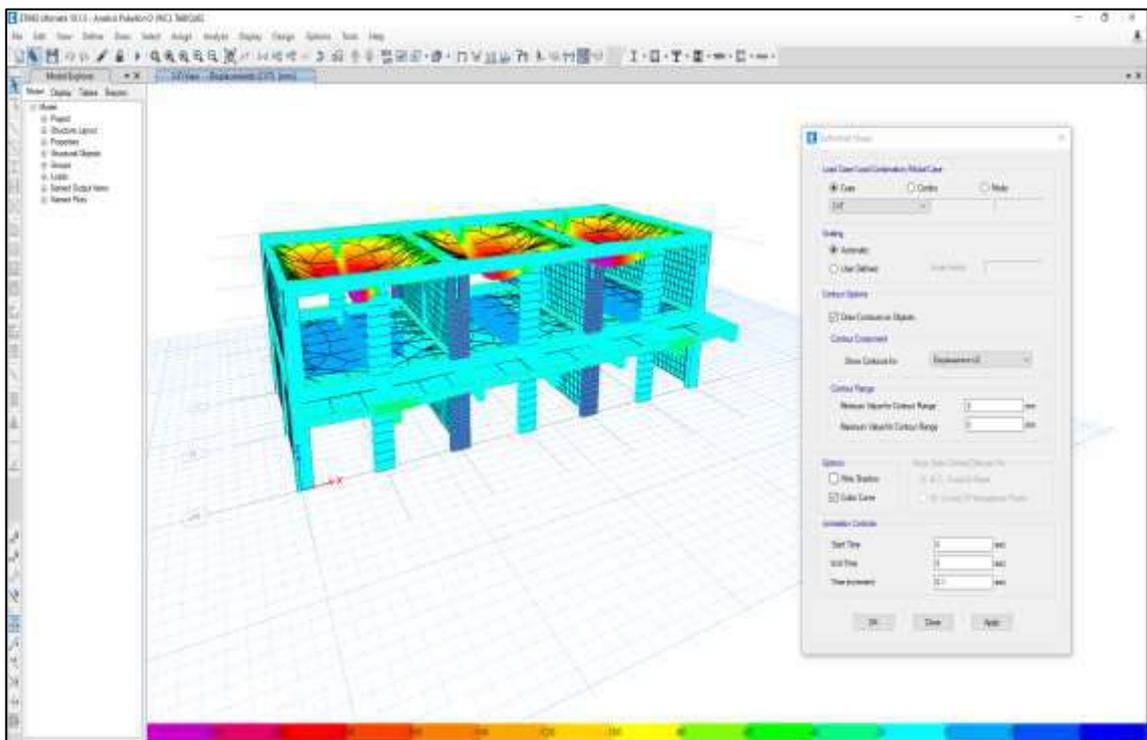
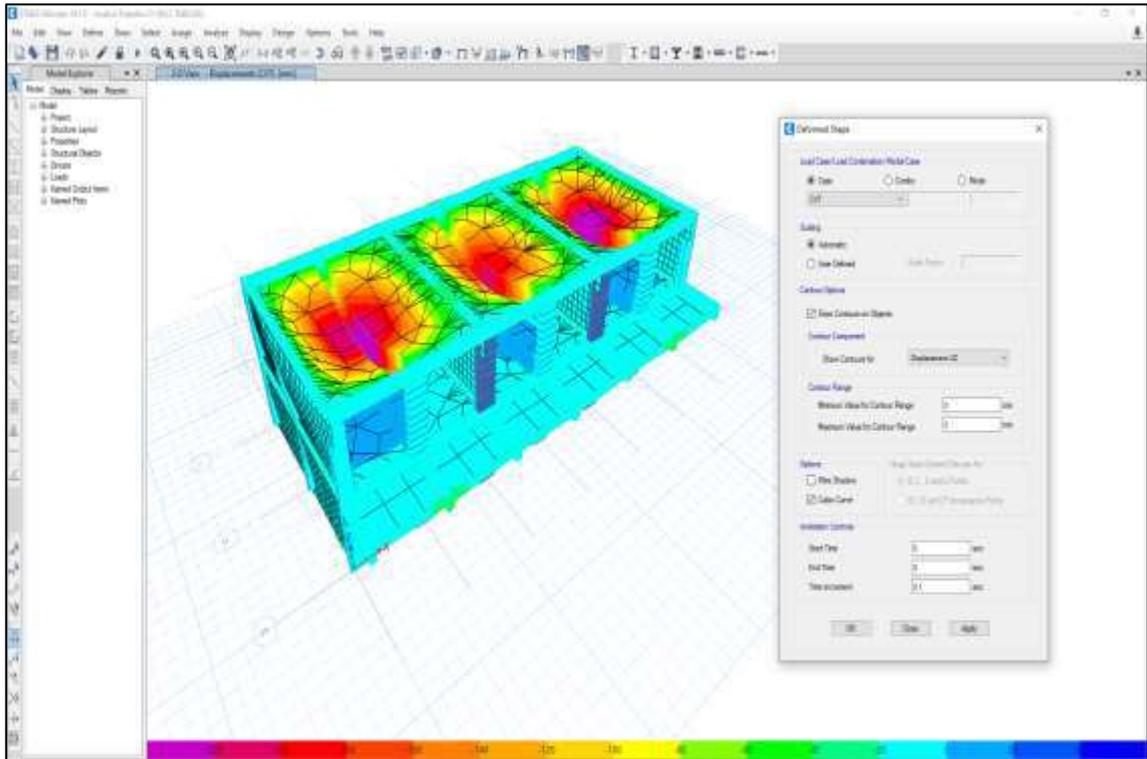
DEFORMACIONES: PESO PROPIO – BLOQUE D



DEFORMACIONES: CARGA VIVA – BLOQUE D



DEFORMACIONES: CARGA VIVA DE TECHO – BLOQUE D



Anexo N°06: Consentimiento informado



GERENCIA REGIONAL DE EDUCACIÓN - AREQUIPA
UNIDAD DE GESTIÓN EDUCATIVA LOCAL - AREQUIPA NORTE
I.E. 40092
"JOSÉ DOMINGO ZUZUNAGA OBANDO"
RUMBO A LA ACREDITACIÓN

Arequipa, 22 de octubre de 2021

Srta:

Meliza Lyly Ramos Urbina
Bach. Ingeniería Civil
Universidad Peruana Los Andes

REF. Autorización de Ingreso para Recolección de datos de la I.E. N.º 40092 JOSÉ DOMINGO ZUZUNAGA OBANDO - UCHUMAYO

De mi consideración:

A través del presente, se le autoriza el ingreso a las instalaciones de la I.E. N.º 40092 JOSÉ D. ZUZUNAGA OBANDO, para llevarse a cabo la investigación: "EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO, I.E. No 40092 – JOSE DOMINGO ZUZUNAGA OBANDO, UCHUMAYO – AREQUIPA – 2021", para:

- El acceso, toma de registros fotográfico, llenado de fichas técnicas y formularios.
- Toma de mediciones, para posterior elaboración de los planos de estructuras.
- Intervención no destructiva a los principales elementos estructurales por el ensayo de esclerometría.
- Los días de 20, 27 de octubre y 12 de noviembre del presente. Por lo cual debe coordinar con el Personal de Servicio de la I.E.

Se expide la presente autorización a petición de la interesada, para los fines que estime pertinente.

Atentamente;



[Firma]
Lc. Wilfredo Torres Aco Casapita
DIRECTORA
C.P. No. 1029272793

¡Un zuzunaguino es un vencedor! ¡Más de 50 años de presencia educativa.

📍 Calle Toquepala s/n. Urbanización Cerro Verde - Arequipa
📞 934223103 - RUC: 20454025178 📧 jdzuzunagaobando2017@gmail.com

SOLICITO: Autorización de ingreso

Señora directora de la I.E N° 40092 JOSE D. ZUZUNAGA OBANDO

Distrito Uchumayo - AREQUIPA

Meliza Lyly Ramos Urbina, con DNI N°71142370, con domicilio en el Jr. Marañón N°310, sito en Zamacola- distrito de Cerro Colorado - Arequipa, a Ud. me presento para exponer:

1. Que soy graduando de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Peruana Los Andes de la ciudad de Huancayo.
2. Es mi propósito realizar mi trabajo de investigación para tesis de grado, cuyo plan titula "EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO de la I.E N°40092 JOSE D. ZUZUNAGA OBANDO"
3. Para este trabajo he escogido la infraestructura de la institución educativa que Ud. muy acertadamente dirige.

Por tanto, solicito muy respetuosamente a Ud. Sra. directora a fin de que pueda autorizarme el ingreso la próxima semana, cuya finalidad es realizar reconocimiento de campo, registros fotográficos y llenado de fichas técnicas y formularios, para los fines de investigación en las instalaciones de la institución citada para diagnosticar el estado situacional de infraestructura.

Me despido y a la espera de una pronta respuesta.

Arequipa, 19 de octubre de 2021



MELIZA LYL Y RAMOS URBINA

DNI N°71142370

I.E.
"JOSÉ DOMINGO ZUZUNAGA OBANDO"
N° 40092
MESA DE PARTES
EXPEDIENTE N°: 601
FECHA: 20.10.21 FOLIOS: 01
HORA: 11:09

Anexo N°07: Fotografía de la aplicación del instrumento

1. RECOLECCIÓN DE DATOS A TRAVES DE LA FICHA FEMA-154 Y FORMATO AIS



Fotografía N° 1. Visita y reconocimiento del área de investigación “Pabellón E”, Institución Educativa José Domingo Zuzunaga Obando, Arequipa.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 2. Visita y reconocimiento del área de investigación “Pabellón D”, Institución Educativa José Domingo Zuzunaga Obando, Arequipa.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 3. Protección de los elementos estructurales con tarrajeo y pintura de las edificaciones, pabellón “D” y Pabellón “E”.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 4. Vista interior del aula N°1 del Pabellón E, se puede observar la existencia de columna corta.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 5. Vista interior del aula N°2 del pabellón E, se puede observar la parte inferior del diafragma rígido está cubierto con tarrajeo y pintura.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 6. Vista interior del aula N°3 del pabellón “D”, se puede observar la conexión ortogonal entre viga y columna tipo “T”.

FUENTE: Elaboración Propia

2. ENSAYO DE ESCLEROMETRO – PABELLON “E”



Fotografía N° 7. Toma de muestras para la estimación de resistencia del concreto en la columna C-3 (1er piso: “Pabellón E”, Institución Educativa José Domingo Zuzunaga Obando, Arequipa)

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 8. Lectura de los índices de rebote, según la norma ASTM C805, en la columna C-3 (1er piso: “Pabellón E”, Institución Educativa José Domingo Zuzunaga Obando, Arequipa)

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 9. Toma de muestras para la estimación de resistencia del concreto en la columna C-5 (1er piso: “Pabellón E”, Institución Educativa José Domingo Zuzunaga Obando, Arequipa)

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 10. Lectura de los índices de rebote, según la norma ASTM C805, en la columna C-5 (1er piso: “Pabellón E”, Institución Educativa José Domingo Zuzunaga Obando, Arequipa)

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 11. Toma de muestras para la estimación de resistencia del concreto en la columna C-7 (1er piso: “Pabellón E”, Institución Educativa José Domingo Zuzunaga Obando, Arequipa)

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 12. Lectura de los índices de rebote, según la norma ASTM C805, en la columna C-5 (1er piso: “Pabellón E”, Institución Educativa José Domingo Zuzunaga Obando, Arequipa)

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 13. Toma de muestras según la norma ASTM C805 (Ensayo de Esclerometría), para la estimación de resistencia del concreto en la columna circular CC-3, “Pabellón E”.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 14. Toma de apuntes de los diferentes índices de rebote realizados en la columna circular CC-3, “Pabellón E”.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 15. Toma de muestras según la norma ASTM C805 (Ensayo de Esclerometría), para la estimación de la resistencia del concreto en la columna circular CC-5, “Pabellón E”.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 16. Toma de muestras según la norma ASTM C805 (Ensayo de Esclerometría), para la estimación de la resistencia del concreto en la columna circular CC-7, “Pabellón E”.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 17. Toma de muestras según la norma ASTM C805 (Ensayo de Esclerometría), para la estimación de la resistencia del concreto en la columna C-9, “Pabellón E”.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 18. Toma de muestras según la norma ASTM C805 (Ensayo de Esclerometría), para la estimación de la resistencia del concreto en la columna C-11, “Pabellón E”.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 19. Toma de muestras según la norma ASTM C805 (Ensayo de Esclerometría), para la estimación de la resistencia del concreto en la columna C-14, “Pabellón E”.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 20. Presencia de salitre y recubrimiento < 2 cm, en la columna C-13, “Pabellón E”, Institución Educativa José Domingo Zuzunaga Obando, Arequipa.

FUENTE: Elaboración Propia

3. ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA – PABELLÓN “D”



Fotografía N° 21. Toma de muestras según la norma ASTM C805 (Ensayo de Esclerometría), para la estimación de la resistencia del concreto en la columna C-1, “Pabellón D”.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 22. Lectura de los índices de rebote según la norma ASTM C805 (Ensayo de Esclerometría), para la estimación de la resistencia del concreto en la columna C-1, “Pabellón D”.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 23. Toma de muestras según la norma ASTM C805 (Ensayo de Esclerometría), para la estimación de la resistencia del concreto en la columna C-2, “Pabellón D”.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 24. Registro de lectura de los índices de rebote según la norma ASTM C805 (Ensayo de Esclerometría), para la estimación de la resistencia del concreto en la columna C-2, “Pabellón D”.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 25. Toma de muestras según la norma ASTM C805 (Ensayo de Esclerometría), para la estimación de la resistencia del concreto en la columna C-4, “Pabellón D”.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 26. Toma de muestras según la norma ASTM C805 (Ensayo de Esclerometría), para la estimación de la resistencia del concreto en la viga VP-102, “Pabellón D”.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 27. Registro de lectura de los índices de rebote según la norma ASTM C805 (Ensayo de Esclerometría), para la estimación de la resistencia del concreto en la columna C-6, “Pabellón D”.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 28. Toma de muestras según la norma ASTM C805 (Ensayo de Esclerometría), para la estimación de la resistencia del concreto en la columna C-6, “Pabellón D”.

FUENTE: Elaboración Propia

4. TOMA DE MEDIDAS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y NO ESTRUCTURALES DEL PABELLON D



Fotografía 28. Toma de muestras según la norma ASTM C805 (Ensayo de Esclerometría), para la estimación de la resistencia del concreto en la



Fotografía N° 29. Medición de las diferentes estructuras, “Pabellón D”, Institución Educativa José Domingo Zuzunaga Obando, Arequipa.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 30. Toma y registro de mediciones de las diferentes estructuras que conforman el Pabellón “D”.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 31. Medición de la columna que aísla la tabiquería del pórtico, Pabellón “D”.

FUENTE: Elaboración Propia



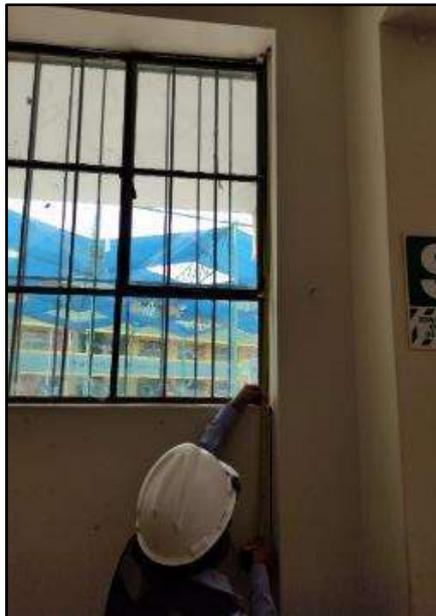
Fotografía N° 32. Medición del ancho y peralte de la Viga peraltada VP-103, ubicado en el 1er piso, aula N°3- Pabellón “D”.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 33. Medición de la altura del alfeizer aislado del pórtico, ubicado en el 1er piso, aula N°3- Pabellón “D”.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 34. Registro de medidas de elementos no estructurales, ubicado en el 1er piso, aula N°3- Pabellón “D”.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 35. Medición de ancho del alfeizer aislado del pórtico, ubicado en el 1er piso, aula N°3- Pabellón “D”.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 36. Registro y medición de peralte de la Viga peraltada VP-103, ubicado en el 1er piso, aula N°2- Pabellón “D”.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 37. Registro y medición de ancho de base de la Viga peraltada VP-102, ubicado en el 1er piso, aula N°2- Pabellón “D”.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 38. Medición de ancho del alfeizer aislado del pórtico, ubicado en el 1er piso, aula N°2 - Pabellón “D”.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 39. Junta de aislamiento sísmico de 2.5 cm entre columna y muro, aula N°1, pabellón “D”.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 40. Registro y medición de ancho de base de la Viga peraltada VP-101, ubicado en el 1er piso, aula N°1- Pabellón “D”.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 41. Medición y registro de ancho de voladizo del pabellón “D” – 2do Nivel.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 42. Realizando la evaluación de vulnerabilidad sísmica por el MÉTODO FEMA 154 del pabellón “D” – 2do Nivel.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 43. Realizando la evaluación de vulnerabilidad sísmica por el MÉTODO AIS del pabellón “D” – 1er Nivel.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 44. Sistema aporticado con columnas tipo “T” y vigas peraltadas. Pabellón “D” – 1er Nivel.

FUENTE: Elaboración Propia

5. TOMA DE MEDIDAS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y NO ESTRUCTURALES DEL PABELLON E



Fotografía N° 45. Registro y medición de peralte de la Viga peraltada VP-102, ubicado en el 1er piso, aula N°2- Pabellón “E”.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 46. Medición de altura del alfeizer ubicado en el 1er piso, aula N°2 - Pabellón “E”.

FUENTE: Elaboración Propia



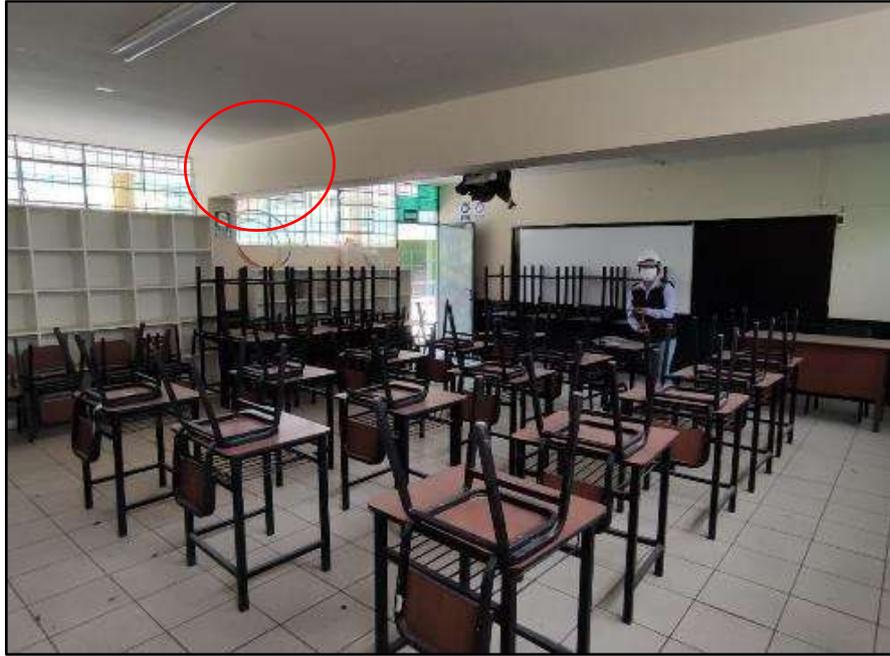
Fotografía N° 47. Unión de vigas y columnas en pórticos, 1er piso, aula N°2 - Pabellón “E”.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 48. Registro de medidas de elementos no estructurales, ubicado en el 1er piso, aula N°2- Pabellón “E”.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 49. Unión de vigas y columnas en pórticos, 1er piso, aula N°3 - Pabellón "E".

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 50. Se observa que la carpintería metálica se encuentra apoyada directamente a los elementos estructurales (viga – pórticos) en la edificación del aula N°3 – 1er piso, Pabellón "E".

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 51. Se observa la presencia de columnas cortas en la edificación del aula N°3 – 1er piso, Pabellón “E”.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 52. Registro y medición de ancho de base de la Viga VP-103, ubicado en el aula N°3 – 1er piso, Pabellón “E”.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 53. Registro y medición de peralte de la Viga peraltada VP-103, ubicado en el aula N°3 – 1er piso, Pabellón “E”.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 54. Registro y medición de altura de alfeizer y ventana, ubicado en el eje 3, aula N°3 – 1er piso, Pabellón “E”.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 55. Registro y medición de altura de alfeizer y ventana, ubicado en el eje 2, aula N°3 – 1er piso, Pabellón “E”

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 56. Medición de altura de alfeizer y ventana, ubicado en el eje 2, aula N°3 – 1er piso, Pabellón “E”

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 57. Realizando la evaluación de vulnerabilidad sísmica por el MÉTODO FEMA 154 del pabellón “E” – 2do Nivel.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 58 Realizando la evaluación de vulnerabilidad sísmica por el MÉTODO AIS del pabellón “E” – 2do Nivel.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 59. Registro y medición de ancho de base de la Viga peraltada VP-203, ubicado en el aula N°4 – 2do piso, Pabellón “E”.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 60. Registro y medición de peralte de la Viga peraltada VP-203, ubicado en el aula N°4 – 2do piso, Pabellón “E”.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 61. Registro y medición de altura de alfeizer, ubicado en el eje 3, aula N°4 – 2do piso, Pabellón “E”.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 62. Elementos no estructurales (muebles de escritorio y estantes), los cuales se encuentran libres y no están arriostados a un elemento estructural.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 63. Registro y medición de altura de alfeizer, ubicado en el eje 2, aula N°4 – 2do piso, Pabellón “E”.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 64. Registro y medición de altura de alfeizer, ubicado en el eje 2, aula N°4 – 2do piso, Pabellón “E”.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 65. Registro y medición de altura de ventana, ubicado en el eje 1, aula N°5 – 2do piso, Pabellón “E”.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 66. Registro y medición de altura de ventana, ubicado en el eje 2, aula N°5 – 2do piso, Pabellón “E”.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 67. Registro y medición de peralte de la Viga VP-202, ubicado en el aula N°5 – 2do piso, Pabellón “E”.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 68. Presencia de escritorios y muebles no arriostrados a ningún elemento estructural.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 69. Registro y medición de altura de alfeizer, ubicado en el eje 1, aula N°6 – 2do piso, Pabellón “E”.

FUENTE: Elaboración Propia



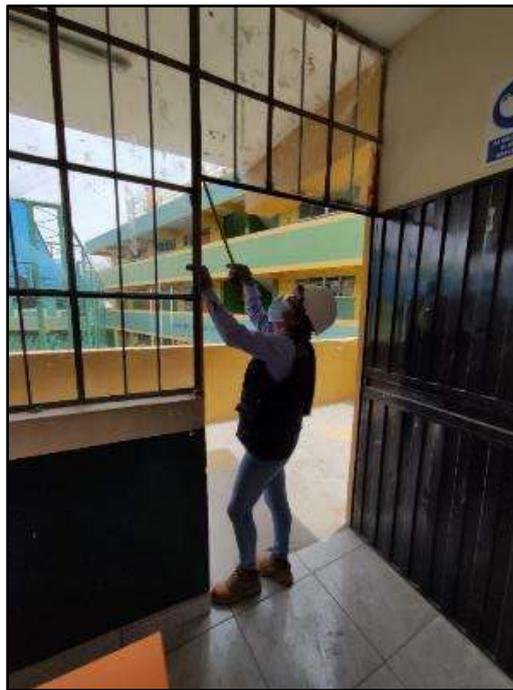
Fotografía N° 70. Registro y medición de altura de alfeizer, ubicado en el eje 2, aula N°6 – 2do piso, Pabellón “E”.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 71. Presencia de columna arriostrada a la albañilería, sin junta de dilatación, columna ubicada en el aula N°6, 2do piso - pabellón “E”.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 72. Carpintería metálica no se encuentra aislada de los pórticos por ninguna junta sísmica.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 73. Medición y registro de ancho de voladizo del pabellón “E” – 2do Nivel.

FUENTE: Elaboración Propia



Fotografía N° 74. Medición y registro de ancho de muro no estructural (parapeto) de voladizo del pabellón “E” – 2do Nivel

FUENTE: Elaboración Propia