

UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



Una Institución Adventista

**Evaluación cualitativa y cuantitativa de la vulnerabilidad
sísmica estructural de una infraestructura educativa
aporticada de concreto armado**

Tesis para obtener el Título Profesional de Ingeniero Civil

Autor:

Josue Milton Hanampa Mamani

Asesor:

Ing. David Díaz Garamendi

Lima, 15 de abril del 2021

DECLARACIÓN JURADA DE AUTORÍA DE TESIS

Ing. David Díaz Garamendi, de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Escuela Profesional de Ingeniería Civil, de la Universidad Peruana Unión.

DECLARO:

Que la presente investigación titulada: **“EVALUACIÓN CUALITATIVA Y CUANTITATIVA DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA ESTRUCTURAL DE UNA INFRAESTRUCTURA EDUCATIVA APORTICADA DE CONCRETO ARMADO”** constituye la memoria que presenta el Bachiller Josue Milton Hanampa Mamani para obtener el título de Profesional de Ingeniero Civil, cuya tesis ha sido realizada en la Universidad Peruana Unión bajo mi dirección.

Las opiniones y declaraciones en este informe son de entera responsabilidad del autor, sin comprometer a la institución.

Y estando de acuerdo, firmo la presente declaración en la ciudad de Lima, a los 15 días del mes de abril del año 2021



David Díaz Garamendi

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS

En Lima, Ñaña, Villa Unión, a los **15 días día(s)** del mes de **abril** del año 2021 siendo las **13:00 horas**, se reunieron en modalidad virtual u online sincrónica, bajo la dirección del Señor Presidente del jurado: **Ing. Roberto Roland Yoctún Rios**, el secretario: **Ing. Ferrer Canazo Rojas...** y los demás miembros: **Ing. Reymundo Jaulis Palomino** y el asesor **Ing. David Díaz Garamendi**, con el propósito de administrar el acto académico de sustentación de la tesis titulada: "Evaluación Cualitativa y Cuantitativa de la Vulnerabilidad Sísmica Estructural de una infraestructura educativa aporticada de concreto armado"

.....del bachiller:..... a) **JOSUE MILTON HANAMPA MAMANI**.....

.....b).....

Conducente a la obtención del título profesional de.....

.....**INGENIERO CIVIL**.....

con mención en.....

El Presidente inició el acto académico de sustentación invitando a los candidatos hacer uso del tiempo determinado para su exposición. Concluida la exposición, el Presidente invitó a los demás miembros del jurado a efectuar las preguntas y aclaraciones pertinentes, las cuales fueron absueltas por las candidatas. Luego, se produjo un receso para las deliberaciones y la emisión del dictamen del jurado.

Posteriormente, el jurado procedió a dejar constancia escrita sobre la evaluación en la presente acta, con el dictamen siguiente:

Candidato (a): **JOSUE MILTON HANAMPA MAMANI**.....

CALIFICACIÓN	ESCALAS			Mérito
	Vigesimal	Literal	Cualitativa	
APROBADO	15	B-	BUENO	MUY BUENO

(*) *Ver parte posterior*

Finalmente, el Presidente del jurado invitó a los candidatos a ponerse de pie, para recibir la evaluación final y concluir el acto académico de sustentación procediéndose a registrar las firmas respectivas.

Presidente
Ing. Roberto
Roland Yoctún
Rios

Secretario
Ing. Ferrer
Canaza Rojas

Asesor
Ing. David Díaz
Garamendi

Miembro
Ing. Reymundo Jaulis
Palomino

Miembro

Candidato/a (a)
Josue Milton
Hanampa Mamani

Candidato/a (b)

Dedicatoria

A Dios por privilegio de darme la oportunidad de conocerle y por permitirme culminar este gran paso en mi vida.

A mi Madre, por siempre apoyarme y creer en mí, por enseñarme los valores cristianos y por ser muy luchadora.

Agradecimiento

De todo corazón a PRONABEC que me dio la oportunidad de estudiar la carrera de ingeniería civil en la Universidad Peruana Unión.

A la plana docente de la UPeU y especialmente a mi asesor Ing. David Díaz Garamendi.

Al director de la Institución educativa José Faustino Sánchez Carrión.

INDICE

1. CAPÍTULO I: El problema.....	18
1.1. Identificación del problema	18
1.2. Formulación del problema	21
1.2.1. Problema general	21
1.2.2. Problemas específicos.....	21
1.3. Justificación	21
1.4. Objetivos.....	22
1.4.1. Objetivo general	22
1.4.2. Objetivos específicos.....	22
2. CAPÍTULO II: Marco teórico	24
2.1. Antecedentes	24
2.1.1. Antecedentes internacionales	24
2.1.2. Antecedentes nacionales.....	26
2.2. Base teórica.....	27
2.2.1. Sismo	27
2.2.2. Vulnerabilidad sísmica	29
2.2.3. Sistema Estructural	31
2.2.4. Método cualitativo y cuantitativo	34
2.2.5. Desempeño sísmico	36
2.3. Definición de términos.....	39
3. CAPÍTULO III: Materiales y métodos	40
3.1. Tipo de investigación.....	40
3.2. Descripción de la muestra.....	40
3.2.1. Población	40
3.2.2. Muestra	40

3.3.	Descripción del lugar de investigación.....	42
3.3.1.	Zonificación geotécnica.....	42
3.4.	Hipótesis	43
3.4.1.	Hipótesis General	43
3.4.2.	Hipótesis específica	43
3.5.	Variables de estudio.....	44
3.6.	Operacionalización de variables	44
3.7.	Procedimiento de trabajo	45
3.8.	Características arquitectónicas.....	46
3.9.	Características estructurales.....	49
3.10.	Recolección de datos.....	52
4.	CAPÍTULO IV: Resultados y discusión.....	55
4.1.	Análisis Pushover.....	55
4.1.1.	Configuración de grillas	55
4.1.2.	Definición del material	57
4.1.3.	Definición de secciones	57
4.1.4.	Análisis estático.....	68
4.1.5.	Método Pushover.....	71
4.1.6.	Nivel de desempeño.....	82
4.2.	Método Hirosawa.....	88
4.2.1.	Índice de vulnerabilidad estructural	88
4.2.2.	Índice sísmico básico de comportamiento estructural	88
4.2.3.	Índice sísmico de configuración estructural	91
4.2.4.	Índice de deterioro de la edificación “T”	92
4.2.5.	Índice de Juicio estructural	95
4.2.6.	Vulnerabilidad por el método Hirosawa.....	98
5.	CAPÍTULO V: Conclusiones y recomendaciones.....	103

5.1. Conclusiones	103
5.2. Recomendaciones	105
6. BIBLIOGRAFÍA	106

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Niveles de desempeño sísmico. Fuente: SEAOC, 1995	38
Tabla 2. Operacionalización de variables. Fuente: elaboración propia	44
Tabla 3. Secciones de vigas. Fuente: Elaboración propia.	58
Tabla 4. Secciones de columnas. Fuente: Elaboración propia.	58
Tabla 5. Espesor e la losa. Fuente: Elaboración propia.....	58
Tabla 6. Distribución del acero de refuerzo en las columnas.....	59
Tabla 7. Distribución de aceros en vigas. Fuente: Elaboración propia.	61
Tabla 8. Cargas asignadas. Fuente: RNE	69
Tabla 9. pesos de cada nivel. Fuente: Elaboración propia.....	70
Tabla 10. Parámetros sísmicos de acuerdo a la norma E.030.....	70
Tabla 11. Tabla de fuerzas por nivel.	71
Tabla 12. Cargas de la estructura. Fuente: Elaboración propia.	73
Tabla 36. Datos para la sectorización. Fuente: Elaboración propia.	83
Tabla 37. Sectorización de la curva para la dirección X. Fuente: Elaboración propia... 83	
Tabla 38. Datos para la sectorización. Fuente: Elaboración propia.	85
Tabla 39. Sectorización de la curva para la dirección Y. Fuente: Elaboración propia... 86	
Tabla 13. Metrado de carga. Fuente: Elaboración propia.....	88
Tabla 14. Factores de cortantes para el cálculo del E0.....	88
Tabla 15. Cálculo de la Cc.....	89
Tabla 16. Resultado del cálculo de la Cc.....	89
Tabla 17. Valores de coeficiente α	90
Tabla 18. índice de ductilidad de elementos verticales.	90
Tabla 19. Resultados del E0 por nivel.....	90
Tabla 20. Factores para el cálculo del SD.	92

Tabla 21. Deformación permanente T1	93
Tabla 22. Grietas en columna o corrosión en acero T2.....	93
Tabla 23. Incendio T3.....	93
Tabla 24. Uso del cuerpo o bloque T4.....	93
Tabla 25. Tipo de daño estructural T5.....	93
Tabla 26. Clasificación de acuerdo al deterioro.	94
Tabla 27. Resumen del deterioro analizado.....	94
Tabla 28. Resumen del cálculo Is.	95
Tabla 29. Factores de acuerdo a la norma E.030.....	95
Tabla 30. Categoría de la edificación de acuerdo a norma.....	96
Tabla 31. Factor de reducción sísmica.	96
Tabla 32. Parámetro topográfico.	96
Tabla 33. Periodo de la estructura.	97
Tabla 34. Resistencia sísmica básica requerida.....	97
Tabla 35. Cálculo del índice de juicio estructural.	98
Tabla 40. Capacidad de la estructura.....	99
Tabla 41. Índice que representa el sismo.....	99
Tabla 42. Comparación de índices.	101

LISTA DE FIGURAS

Figura. 1. Cinturón de fuego del Pacífico.....	18
Figura. 2. Zonas sísmicas. Fuente: RNE E.030 diseño sismorresistente. Lima. Perú	19
Figura. 3. Esquema que define el concepto de vulnerabilidad.	30
Figura. 4. Niveles de desempeño sísmico. Fuente: SEAOC, 1995	37
Figura. 5. Niveles de performance sísmica. Fuente: SEAOC, 1995	38
Figura. 6. Ubicación de la muestra. Fuente: Google map.	41
Figura. 7. Elevación frontal del pabellón 7. Fuente: Elaboración propia.	42
Figura. 8. Elevación frontal del pabellón 8. Fuente: Elaboración propia.	42
Figura. 9. Zonificación sísmica. Fuente: H. Tavera (2012).....	42
Figura. 10. Zonificación sísmica. Fuente: H. Tavera (2012).....	43
Figura. 11. Diagrama de flujo de procedimiento de trabajo.....	45
Figura. 12. Planta típica del pabellón 7. Fuente: Elaboración propia.....	46
Figura. 13. Elevación posterior del pabellón 7. Fuente: Elaboración propia.	47
Figura. 14. Elevación frontal del pabellón 7. Fuente: Elaboración propia.	47
Figura. 15. Planta típica del pabellón 8. Fuente: Elaboración propia.....	48
Figura. 16. Elevación posterior del pabellón 8. Fuente: Elaboración propia.	48
Figura. 17. Elevación frontal del pabellón 8. Fuente: Elaboración propia.	49
Figura. 18. Pórticos del eje 2-2. Fuente: Elaboración propia.	50
Figura. 19. Pórticos del eje 1-1. Fuente: Elaboración propia.	50
Figura. 20. Pórticos del eje 4-4. Fuente: Elaboración propia.	50
Figura. 21. Pórticos del eje 3-3. Fuente: Elaboración propia.	50
Figura. 22. Pórticos del eje 6-6. Fuente: Elaboración propia.	50
Figura. 23. Pórticos del eje 5-5. Fuente: Elaboración propia.	50
Figura. 24. Pórticos del eje 7-7. Fuente: Elaboración propia.	51

Figura. 25. Pórticos del eje B-B. Fuente: Elaboración propia.	51
Figura. 26. Pórticos del eje C-C. Fuente: Elaboración propia.	51
Figura. 27. Encuesta para recolección de datos. Fuente Elaboración propia.	52
Figura. 28. Fotografía del pabellón 7. Fuente: Elaboración propia.	53
Figura. 29. Fotografía del pabellón 8. Fuente: Elaboración propia.	53
Figura. 30. Desplazamientos laterales. Fuente: Fotografía propia.	54
Figura. 31. Rajaduras en columnas. Fuente: Fotografía propia.	54
Figura. 32. Paredes deterioradas. Fuente: Fotografía propia.	54
Figura. 33. Rajaduras longitudinales en columnas. Fuente: Fotografía propia.	54
Figura. 34. Sistema de grillas. Fuente: Elaboración propia.	56
Figura. 35. Visualización de las grillas. Fuente: Elaboración propia.	56
Figura. 36. Definición del concreto. Fuente: Elaboración propia.	57
Figura. 37. Definición del acero de refuerzo. Fuente: Elaboración propia.	57
Figura. 38. Configuración de la columna C1. Fuente: Elaboración propia.	59
Figura. 39. Configuración de la columna C2. Fuente: Elaboración propia.	60
Figura. 40. Configuración de la columna C3. Fuente: Elaboración propia.	60
Figura. 41. Configuración para la viga VS2. Fuente: Elaboración propia.	62
Figura. 42. Configuración para la viga VS1-a. Fuente: Elaboración propia.	62
Figura. 43. Configuración para la viga VS1-b. Fuente: Elaboración propia.	63
Figura. 44. Configuración para la viga V-104. Fuente: Elaboración propia.	63
Figura. 45. Configuración para la viga V-201. Fuente: Elaboración propia.	64
Figura. 46. Configuración para la viga V-101. Fuente: Elaboración propia.	64
Figura. 47. Configuración para la viga V-103. Fuente: Elaboración propia.	65
Figura. 48. Configuración para la viga V-102. Fuente: Elaboración propia.	65
Figura. 49. Configuración para la viga V-1. Fuente: Elaboración propia.	66

Figura. 50. Configuración para la viga V-2. Fuente: Elaboración propia.	66
Figura. 51. Configuración para la viga V. Fuente: Elaboración propia.....	67
Figura. 52. Configuración de la losa.....	67
Figura. 53. Idealización de la estructura. Fuente: Elaboración propia.	68
Figura. 54. Patrones de carga. Fuente: Elaboración propia.	69
Figura. 55. Definición de la masa. Fuente elaboración propia.	69
Figura. 56. Patrones de carga Pushover.....	71
Figura. 57. Configuración de F_y . Fuente: Elaboración propia.	72
Figura. 58. Configuración de F_x . Fuente: Elaboración propia.	72
Figura. 59. Parámetros del cálculo del peso. Fuente: Elaboración propia.....	73
Figura. 60. Configuración para las columnas. Fuente: Elaboración propia.	74
Figura. 61. Configuración para las vigas. Fuente: Elaboración propia.	74
Figura. 62. Estructura con rótulas. Fuente: Elaboración propia.	75
Figura. 63. Casos de carga. Fuente: Elaboración propia.	75
Figura. 64. Carga gravitacional no lineal. Fuente: Elaboración propia.	76
Figura. 65. Caso de Pushover en la dirección X. Fuente: Elaboración propia.	77
Figura. 66. Configuración para Pushover en X. Fuente: Elaboración propia.....	77
Figura. 67. Caso de Pushover en la dirección Y. Fuente: Elaboración propia.	78
Figura. 68. Configuración para el Pushover en Y. Fuente: Elaboración propia.....	78
Figura. 69. Espectros de demanda 43, 75 y 475.	79
Figura. 70. Espectros de demanda 975, 1500 y 2500	80
Figura. 71. Curva de capacidad para la dirección X.....	81
Figura. 72. Curva de capacidad para la dirección Y.....	81
Figura. 73. Curva de capacidad de la estructura del pabellón 8 en la dirección X.....	82
Figura. 74. Desempeño para la dirección X. Fuente: Elaboración propia.	84

Figura. 75. Curva de capacidad de la estructura del pabellón 8 en la dirección Y.....	85
Figura. 76. Desempeño para la dirección Y. Fuente: Elaboración propia.....	87
Figura. 77. Ubicación de cada tipo de columnas. Fuente: Elaboración propia.	100
Figura. 78. Variación del índice de capacidad en relación con el área de columnas. ...	101

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1. Metrado de cargas	108
Anexo 2 resultados del análisis Pushover	110
Anexo 3. Análisis Hirosawa	116
Anexo 4. Plano de planta del pabellón 7.....	124
Anexo 5. Plano de elevación del pabellón 7.....	126
Anexo 6. Plano de planta del pabellón 8.....	128
Anexo 7. Plano de elevación del pabellón 8.....	130
Anexo 8. Constancia de autorización de la I. E.	132

SÍMBOLOS USADOS

RNE: Reglamento nacional de edificaciones

g: Aceleración de la gravedad

f'c: Resistencia a compresión del concreto

Ec: Módulo de elasticidad del concreto

I. E.: Institución educativa

FEMA: Agencia Federal para el manejo de emergencia

AENL: Análisis estático no lineal

CGNL: Carga gravitacional no lineal

SEAOC: Structural Engineers Association California

S/C: Sobrecarga

Fy: Fuerzas en la dirección Y-Y

Fx: Fuerzas en la dirección X-X

NTP: Norma técnica peruana

E.030: Norma sismorresistente

RESUMEN

La presente investigación realiza un análisis por método Hirosawa y Pushover para evaluar la vulnerabilidad sísmica del pabellón 7 y 8 respectivamente de la institución educativa N°0051 José Faustino Sánchez Carrión ubicada en el departamento de Lima, provincia de Lima y distrito de Lurigancho Chosica; la infraestructura educativa de estudio tiene una categoría de edificación esencial ya que alberga gran cantidad de personas y sirve como refugio después de un desastre como es el caso del desborde del río Rímac. La evaluación se realizó por dos métodos, esto porque no se contaban con los planos estructurales como es el caso del pabellón 7 motivo por el cual se realizó un análisis por el método Hirosawa y para el pabellón 8 se realizó por el método Pushover ya que si se conocía los datos estructurales. Para este estudio previamente se realizó una visita de campo, entrevistas, evaluación técnica in situ, llenado de formularios para la obtención de datos, búsqueda de antecedentes, levantamiento para el caso del pabellón 7 y posteriormente el análisis por los métodos respectivos para luego evaluarlos según los códigos del FEMA 356, ATC-40 y el RNE.

El resultado del análisis para el pabellón 7 es que la estructura no es vulnerable por lo que tendrá un comportamiento seguro frente a un evento sísmico común, esto porque la resistencia que ejerce la estructura (que comprende casi solo de columnas) es suficiente a la resistencia requerida por el sismo, es decir que el área de las columnas de la estructura me permite tener un comportamiento seguro ante sismos comunes. Por otro lado, para el pabellón 8 la estructura tiene una vulnerabilidad media para sismos comunes, ello indica que tendrá deformaciones visibles, daños que tendrán que ser reparados urgente teniendo un costo muy elevado, mientras que para sismos raros la estructura no sería capaz de

soportar por lo que colapsaría en el mismo instante debido a que se formarían rótulas en todos los niveles esto originaría desplazamientos enormes hasta llegar al colapso.

Palabras claves: Pushover, Hirosawa, Nivel de desempeño, Índice de juicio estructural, Índice de vulnerabilidad estructural.

ABSTRACT

This research carries out an analysis by the Hirosawa and Pushover method (non-linear static analysis) to evaluate the seismic vulnerability of pavilion 7 and 8 of the educational institution No. 0051 José Faustino Sánchez Carrión located in the department of Lima, province of Lima and district of Lurigancho Chosica, this because the educational infrastructure of study has an essential building category since it houses a large number of people and serves as a refuge after a disaster such as the overflow of the Rímac river. The evaluation was carried out by two methods, this because the structural plans were not available, as in the case of pavilion 7, which is why an analysis was carried out by the Hirosawa method and for pavilion 8 it was carried out by the Pushover method and what if structural data was known. For this study, a field visit, interviews, technical evaluation in situ, filling in of forms to obtain data, background search, survey for the case of pavilion 7 and later the analysis by the respective methods were carried out and then evaluated according to FEMA 356, ATC-40 and RNE codes.

The result of the analysis for pavilion 7 is that the structure is not vulnerable, so it will have a safe behavior against a common seismic event, this because the resistance exerted by the structure (which includes almost only columns) is sufficient to resist the resistance required by the earthquake, that is to say that the area of the columns of the structure allows me to have a safe behavior before common earthquakes. On the other hand, for pavilion 8 the structure has a medium vulnerability to common earthquakes, this indicates that it will have visible deformations, damage that will have to be repaired urgently at a very high cost, while for rare earthquakes the structure would not be able to withstand by which would collapse at the same moment due to the fact that hinges would be formed at all levels, this would cause enormous displacements until it collapsed.

Keywords: Pushover, Hirosawa, Level of performance, Index of structural judgment,
Index of structural vulnerability.

1. CAPÍTULO I: El problema

1.1. Identificación del problema

Uno de los problemas más importantes que se sufre a nivel mundial y que atraviesa al mar peruano es el Anillo de Fuego del pacífico, este es un conjunto de límites de placas tectónicas donde se produce la mayor actividad sísmica y volcánica del mundo. El 90% de los terremotos del mundo se concentran en “el cinturón de fuego” que cubre 40.000 km y tiene forma de herradura. Asimismo, se sabe que la serie de placas tectónicas del Pacífico se encuentra en fricción continua acumulando y liberando las tensiones. Por otro lado, en el cinturón de fuego encontramos 452 volcanes, es decir el 75% de los volcanes activos e inactivos del planeta, por lo que importante señalar que existen dos tipos de terremotos, los de origen tectónico (relacionados con los movimientos de las placas) y los volcánicos (relacionados con el “ascenso” del magma antes de una erupción).

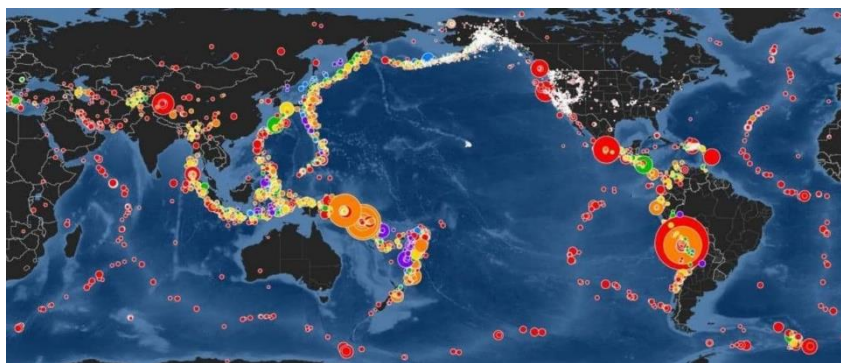


Figura. 1. Cinturón de fuego del Pacífico. Fuente: Fundación volcano active responsibility. Barcelona, España (2019).

El Perú está ubicado en una zona crítica al costado del encuentro de dos placas tectónicas, la placa Sudamericana y la placa Nazca, las cuales interactúan entre sí, produciéndose un proceso de subducción, que es la causa de la mayor parte de los macrosismos en la parte occidental de nuestro territorio, como parte del denominado «Cinturón de fuego» que rodea al Océano Pacífico. Los sismos locales y regionales generalmente se originan por la existencia de fallas geológicas y así también los sismos

por fallas son movimientos telúricos de menor magnitud, pero cuando se produce muy cerca de la superficie estos sismos son muy violentos. (INDECI, 2010).

Según la normativa peruana E.030, nos dice que el territorio peruano se divide en cuatro zonas sísmicas y a partir de ello se afirma que el distrito Lurigancho Chosica se encuentra en la zona sísmica cuatro y con una aceleración de 0.45g. Además, al encontrarse cerca a la costa peruana el distrito tiene altos índices de ocurrencia sísmica que puede traer graves consecuencias como la destrucción de los centros educativos y con ello la pérdida de vidas humanas.



Figura. 2. Zonas sísmicas. Fuente: RNE E.030 diseño sismorresistente. Lima. Perú

Según Ramos Chura (2017), Una de las formas de predecir un terremoto a largo plazo son las denominadas lagunas sísmicas en la cual son zonas en donde por un largo tiempo no ocurre un sismo de gran magnitud y en función de la distribución espacial y temporal de los sismos de gran magnitud ocurridos se predice que en algún momento ocurrirá.

Dichas lagunas sísmicas se encuentran cerca a la costa peruana por el departamento de Lima y por ello es necesario prevenir y evaluar las estructuras importantes como son los centros educativos.

La seguridad de los alumnos es el objetivo de cuando se habla sobre la vulnerabilidad de una infraestructura escolar, la información obtenida a partir de la observación se aprecia un deterioro de los muros de los pabellones del nivel secundario. Así también los pabellones de la I. E. José Faustino Sánchez Carrión fueron construidos con la primera norma sísmica peruana de nivel nacional (1970) llamado “seguridad contra efectos destructivos” esto a base de experiencias de los sismos de Lima 1966 – 1970, pero en base fue transcurriendo el tiempo se fue ganando nuevas experiencias de sismos y ello evidenciaba las falencias de la norma, lo cual era importante la actualización constante de la norma, siendo actualmente la normativa sismorresistente vigente E 0.30. Hasta el momento no se cuenta con investigaciones de vulnerabilidad sísmica sobre dicha institución, por lo que es de mucha importancia realizar esta investigación ya que la infraestructura es vulnerable (ver anexo 5) y a ello añadirlo que la estructura cuenta con aproximadamente 47 años. Ante el argumento mencionado se plantea conocer la vulnerabilidad sísmica de la I. E. José Faustino Sánchez Carrión que cuenta con alumnado del nivel primario y secundario. Con la finalidad de conocer las condiciones las condiciones actuales y evaluarlas frente a eventos sísmicos y plantear reforzamiento en los pabellones de estudio (ver anexo 4), para ello existen diversas metodologías de estudio de vulnerabilidad sísmica tanto cualitativamente como por ejemplo “el método de Hirosawa”, y cuantitativamente como es el método del empujón (Pushover).

1.2. Formulación del problema

1.2.1. Problema general

- ¿Cuál es la vulnerabilidad sísmica estructural de la infraestructura educativa José Faustino Sánchez Carrión del distrito Lurigancho-Chosica, región Lima?

1.2.2. Problemas específicos

- ¿En qué condiciones estructurales se encuentra la institución educativa José Faustino Sánchez Carrión del distrito Lurigancho-Chosica, región Lima?
- ¿Cuál es la vulnerabilidad sísmica del pabellón 7 de la institución educativa José Faustino Sánchez Carrión del distrito Lurigancho-Chosica, región Lima aplicando el método cualitativo de Hirosawa?
- ¿Cuál es la vulnerabilidad sísmica del pabellón 8 de la institución educativa José Faustino Sánchez Carrión del distrito Lurigancho-Chosica, región Lima aplicando el método cuantitativo por Pushover?

1.3. Justificación

Al evaluar la vulnerabilidad de la estructura de la I. E. José Faustino Sánchez Carrión del distrito de Lurigancho-Chosica, nos permitirá prevenir, ya que la evaluación nos brindará información sobre su comportamiento y así poder conocer si se encuentra en buen estado o estar preparados para cualquier desastre mediante simulacros o en su defecto tomar las medidas correctivas necesarias para disminuir la vulnerabilidad de la estructura, así esta pueda brindar un buen servicio a la sociedad y así evitar tragedias como pérdidas humanas.

Así mismo la I. E. José Faustino Sánchez Carrión se encuentra en una zona altamente sísmica (zona cuatro) con una aceleración de 0.45g y pertenece a una categoría A

“edificaciones esenciales”, esto afín de que se puede desempeñar como un refugio para las personas damnificadas tras los eventos sísmicos. Así también en sus aulas alberga a grandes cantidades de personas, por ello es necesario evaluar la estructura educativa para así prevenir.

Por otro lado, es importante mencionar que aún no se han realizado una evaluación de vulnerabilidad sísmica de los pabellones de la I. E. José Faustino Sánchez Carrión, por lo que es de vital importancia ya que también han sido construidos antes de que en nuestro país se adoptaran códigos sismo resistentes y más aún si tenemos en cuenta su ubicación ya que se encuentra en una zona sísmica alta.

Investigaciones como esta incentivan al mejoramiento de la calidad de la construcción y el comportamiento estructural, esto debido a que en el Perú es una práctica muy común la autoconstrucción. Así mismo el estudio estructural no eleva mucho el presupuesto por lo que se vería factible la implementación de esta.

La vulnerabilidad sísmica siempre será un objeto de estudio importante y necesario ya que es un peligro latente que nos obliga a estar preparados, a modificar la norma permanentemente y así poder prevenir las posibles situaciones riesgosas.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo general

- Evaluar la vulnerabilidad sísmica estructural mediante un método cualitativo y cuantitativo de la I. E. José Faustino Sánchez Carrión del distrito de Lurigancho-Chosica, región Lima.

1.4.2. Objetivos específicos

- Describir en qué condiciones estructurales se encuentra la infraestructura E. José Faustino Sánchez Carrión del distrito Lurigancho-Chosica, región Lima.
- Determinar la vulnerabilidad sísmica del pabellón 7 de la I. E. José Faustino Sánchez Carrión del distrito Lurigancho-Chosica, región Lima aplicando el método cualitativo de Hirosawa.
- Determinar la vulnerabilidad sísmica del pabellón 8 de la I. E. José Faustino Sánchez Carrión del distrito Lurigancho-Chosica, región Lima aplicando el método cuantitativo por Pushover.

2. CAPÍTULO II: Marco teórico

2.1. Antecedentes

2.1.1. Antecedentes internacionales

En Portugal, Luis F. Ramos, Paulo B. Lourenco (2004) presentó su investigación titulada: “Modeling and vulnerability of historical city centers in seismic areas: a case study in Lisbon” el cual fue publicada en la base de datos de investigación sciencedirect. El objetivo fue evaluar la vulnerabilidad sísmica de los centros históricos de las ciudades del siglo XVIII de Lisboa. En la cual se aplicó la metodología de elementos finitos basado en el análisis estático no lineal. La conclusión de la investigación fue que casi 80% de los edificios de mampostería son vulnerables y que se puede extrapolar para aplicar en otros centros históricos de la ciudad.

En Italia, Giuliano Augusti (2001) en su investigación titulada: “Seismic vulnerability of monumental buildings” el cual fue publicada en la base de datos de investigación sciencedirect. El objetivo del estudio es analizar y comparar la respuesta sísmica y así generar estadísticas sobre el comportamiento para edificios similares. El procedimiento se formula en detalle con referencia especial a las iglesias y está basado en un diagrama lógico que describe la relación entre el colapso de macro elementos y todo el edificio. La conclusión es que Se puede utilizar el mismo procedimiento que a base de una extrapolación estadística dirigida a evaluar las distribuciones de probabilidad de colapso y daño entre edificios monumentales que son similares con respecto tanto a las tipologías de macro elementos como al diagrama lógico

Otra investigación realizada en Italia por Gaia Barbieri, Luigi Biolzi y Massimiliano Bocciarelli (2013) desarrollaron una investigación titulada: “Assessing the seismic vulnerability of a historical building” el cual fue publicada en la base de datos de investigación sciencedirect. El objetivo fue análisis estructural de un edificio histórico de

mampostería, el Palazzo del Capitano en Mantua. El método de análisis fue mediante un modelo tridimensional de elementos finitos de toda la estructura. El resultado del análisis señala que la fachada longitudinal, con vistas a la Piazza Sordello, es poco limitado tanto a los pisos como a los elementos de arriostramiento transversales, por lo tanto no puede contrarrestar su deformación cuando ocurre un evento sísmico.

En Cuba, Agustina Danger (2011) en su investigación titulada: “Evaluation of structural seismic vulnerability for the remodeling of the building of the current provincial palace of computation” el cual ha sido publicada por la red de revista científica (Redalyc). El investigador realizó un análisis de vulnerabilidad sísmica estructural de un antiguo edificio de obras públicas regional ubicado en el Centro histórico urbano de Santiago de Cuba. La investigación es cualitativa y se basó en el análisis del índice estructural mediante modificadores. Teniendo como conclusión propuestas para soluciones estructurales de trabajos de remodelación de edificaciones similares y todo esto a partir de conocer los elementos estructurales más vulnerables.

En Colombia, Alejandro Alzáte realizó una investigación titulada: “Evaluación de la vulnerabilidad estructural para el sector educativo en el municipio de Dosquebradas” el cual fue realizada en la Universidad Libre Seccional Pereira. La investigación tiene como objetivo realizar un estudio de análisis de vulnerabilidad sísmica del edificio norte del colegio Isabel la Católica bajo los parámetros establecido en la norma sismo resistente del 2010 (NSR 98). La metodología usada es un análisis de las derivas mediante el software SAP 2000. La conclusión fue que se llegaron a hallar patologías en el hormigón tales como fisuración, descascaramiento, humedades, exposición del acero, pérdidas de sección en el acero y en el concreto, etc., haciendo que la estructura del colegio Santander

se encuentre en una condición vulnerable ante la eventual ocurrencia de un sismo de gran magnitud en la ciudad de Bucaramanga.

En Colombia, Julián Carrillo (2008) en su investigación titulada: “Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras utilizando un diseño por desempeño” el cual ha sido publicada en la base de datos de investigación Scielo. Realizo una evaluación de vulnerabilidad sísmica utilizando un enfoque de diseño por desempeño describiendo de manera detallada para un caso de estudio. La investigación es cuantitativa en la cual la metodología aplicada en el estudio es un análisis estático no lineal (Pushover). Con esta investigación se llegó a la conclusión de analizar por el método de diseño por desempeño, resulta ser más rentable y así mismo puede obtener una estimación más acertada de dicho comportamiento, permitiendo, en la mayoría de los casos, disminuir o eliminar los costos de una rehabilitación estructural.

2.1.2. Antecedentes nacionales

Un grupo de investigadores: J. Olarte, R. Proaño, H. Scaletti, M. Torres, C. Zavala junto con el CISMID (2001) realizaron una investigación titulada: “evaluación de la vulnerabilidad sísmica de la catedral del Cusco”. El estudio tiene como objetivo evaluar la estructura de la catedral frente a un evento sísmico, dicha investigación comprendió una evaluación de materiales utilizados, levantamiento de dimensiones de elementos estructurales con fines de evaluación estructural, evaluación Pushover, el análisis dinámico e ingeniería del modelamiento. El análisis se realizó mediante el software SAP 2000. Las conclusiones fueron que La estructura de la Catedral no es tan eficiente para soportar acciones de sismo; así mismo sus elementos estructurales son muy vulnerables ante la aplicación de un sismo.

En Ancash, Flor Reyes y Liliana Mercedes (2018) en su tesis titulada: “Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de la infraestructura educativa de Coyllur, ciudad de Huaraz - región Ancash 2018” esta investigación referida a la vulnerabilidad tiene por objetivo determinar la Vulnerabilidad Sísmica de las edificaciones de las Institución Educativa Pública de Coyllur, y todo dicho estudio se realizó para fomentar acciones de mitigación ante un evento sísmico. La investigación es cuantitativa y aplica la metodología de análisis estático no lineal (Pushover). El estudio de esta investigación en la cual analizo un pabellón concluye que dicho objetivo de estudio presenta desplazamiento pero estos desplazamientos están dentro del límite establecido ya que no sobrepasan con lo establecido en la Norma E.0.30, y en general se concluye que el pabellón presenta un grado moderado de vulnerabilidad sísmica.

En Lima, Franco Mattos (2014) en su Tesis titulada: “Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del edificio municipal del distrito de Rio Negro a través del método de Hirosawa”. La investigación es cualitativa y fue analizada por el método Hirosawa que básicamente es la comparación del índice de capacidad de la estructura con el índice de juicio final. La conclusión fue que la estructura no es vulnerable frente a eventos sísmicos, razón por la cual es una investigación más que demuestra que el método cualitativo Hirosawa es muy conservador.

2.2. Base teórica

2.2.1. Sismo

El sismo es un movimiento de la masa terrestre en sus estructuras internas, se entiende a veces como temblor o terremoto dependiendo de la intensidad de la fuerza sísmica. Estos movimientos se producen debido al choque de las placas terrestres denominadas tectónicas, en ese proceso de choque se liberan gran cantidad de energía, las cuales en

formas de ondas se desplazan hacia la superficie generando destrucción en las construcciones y en la estructura misma de la geografía de la tierra, en este proceso también se reacomodan los materiales de la corteza terrestre con la finalidad de alcanzar el equilibrio mecánico (Pérez Porto & Merino, 2013).

Otra definición de sismo es dada por Sucasaca (2016) en la cual menciona que un sismo o terremoto es un movimiento o vibración repentina causada por la liberación de energía ya sea brusca o súbitamente, que ha sido acumulada por deformación de la litosfera y que se propaga en forma de ondas sísmicas. La mayoría de los terremotos son de origen tectónico pues se generan por que la fricción en las fallas a menudo es inestable, en la cual se generan desplazamientos muy rápidos y repentinos, estos movimientos generan las ondas sísmicas y estas, al llegar a la superficie, provocan las sacudidas sísmicas del terreno (Sucasaca Fuentes, 2016).

2.2.1.1. Sismo en el Perú

El Perú es un país altamente sísmico, esto debido prácticamente al proceso de subducción de la placa de Nazca bajo la Sudamericana y que está presente en toda la costa peruana, con una velocidad relativa de orden 8 – 10 cm/año. El margen continental oeste de Sudamérica es uno de los más activos que existen en nuestro planeta y como resultado de ello se ha formado la Cordillera de los Andes en diferentes etapas orogénicas. La alta velocidad de convergencia de placas permite que se genere un fuerte acoplamiento entre ellas, esto en el tiempo ha ido produciendo frecuentemente sismos de diferentes magnitudes y a diferentes profundidades, ya sea en la superficie de fricción de las placas, en el interior de la placa continental o también en el interior de la placa oceánica que se desplaza por debajo del continente (Tavera, 2008).

2.2.1.2. Sismo en instituciones educativas

Las instituciones educativas aparte de albergar muchas personas, son muy importantes para el desarrollo de un país, a partir de ello es necesario evaluarla frente a cualquier evento sísmico. Cuando existen movimientos telúricos los elementos estructurales responden a estas aceleraciones a través de los cimientos de la estructura. Así también la inercia de la estructura causa la deformación, lo cual produce la concentración de esfuerzos en los elementos estructurales débiles o también en las juntas de la estructura resultando en daños o en el colapso total (Tavera, 2008).

“Los sismos ocurridos en el Perú ocasionaron severos daños en las instituciones educativas en la mayoría de los casos, muchas escuelas y colegios han sido construidos con el efecto de columna corta, convirtiéndolas en edificaciones sumamente vulnerables” (Pando Merino, Pando Pacheco, & Kuroiwa Horiuchi, 2014).

2.2.2. Vulnerabilidad sísmica

La vulnerabilidad sísmica de cualquier estructura determinada, grupo de estructuras o así también de una zona urbana completa, se define como la predisposición intrínseca a sufrir daño ante la ocurrencia de un movimiento sísmico y está asociada directamente con sus características físicas y estructurales (Caballero Guerrero, 2007).

Según Mattos Franco menciona que: La vulnerabilidad sísmica de un edificio es un concepto que trata de explicar y describir el comportamiento del edificio ante la acción sísmica y como consecuencia de ello se tiene los daños en los elementos estructurales y no estructurales del edificio.

La vulnerabilidad sísmica comprende de diversos aspectos en las cuales son muy importante al momento de evaluarlas, aspectos como la geometría, constructivos y estructurales. Debido a ello determinar o estimar el grado de impacto que tendrá un sismo sobre una estructura específica se vuelve un trabajo muy tedioso y complicado, esto a

partir de que las características de cada construcción abre un sin fin de variables (NAVIA LLORENTE & BARRERA ROA, 2007).

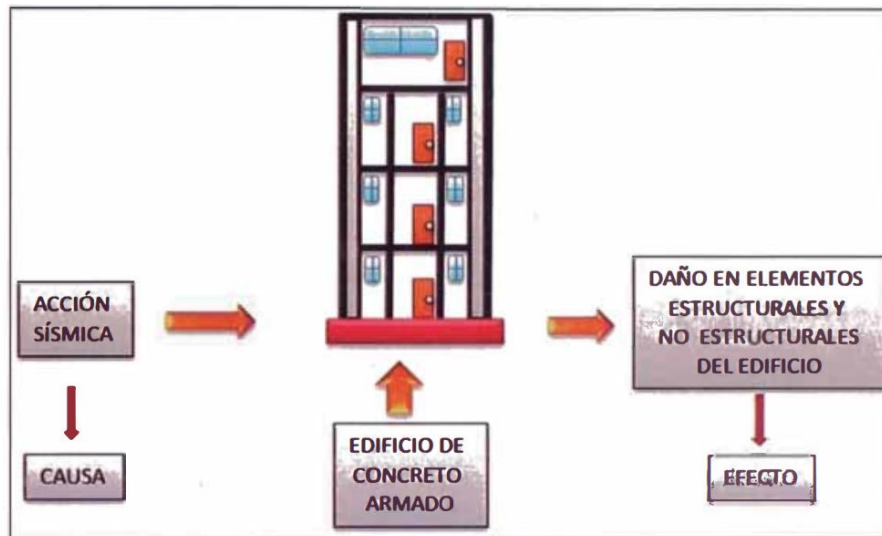


Figura. 3. Esquema que define el concepto de vulnerabilidad. Fuente: Mattos Franco (2014)

2.2.2.1. Vulnerabilidad estructural

La vulnerabilidad estructural se encuentra muy asociada a la susceptibilidad de los elementos estructurales de sufrir daño frente a cualquier evento sísmico, lo comúnmente se llama daño sísmico estructural. Así también abarca el deterioro físico de aquellos elementos o componentes que forman parte importante en sistema estructural ya que estos pierden sus propiedades a medida que pasa el tiempo (Safina Melone, 2003).

2.2.2.2. Vulnerabilidad no estructural

Al igual que la vulnerabilidad estructural, la no estructural también está muy asociada a la susceptibilidad de los elementos no estructurales de sufrir algún daño frente a cualquier movimiento telúrico, lo que comúnmente se llama daño sísmico no estructural. Este tipo de vulnerabilidad comprende el deterioro físico de aquellos elementos o componentes que no forman parte importante de la estructura, los que también son

llamados como componentes arquitectónicos como son las puertas, ventanas, parapetos, etc. y también los electromecánicos como son los ductos, canalizaciones, equipos, etc. que cumplen funciones importantes dentro de las instalaciones pero no son parte de la estructura. Así también se debe tener en cuenta que los componentes no estructurales pueden llegar a convertirse en elementos potencialmente peligrosos cuando no se encuentran ligados o amarrados adecuadamente al resto de la edificación, ya que esto genera cambios en la estructuración y en los mecanismos de transmisión de cargas, lo cual se puede predecir fácilmente su falla (Peralta Alvarez, 2012).

2.2.2.3. Vulnerabilidad funcional

Según Mattos Franco menciona que: La vulnerabilidad sísmica funcional se refiere a la evaluación de los probables daños a producirse en la capacidad de brindar servicio como: servicios de salud, servicios administrativos, es decir el grado de pérdida de función para lo cual fue creado el edificio, todo ello ante un evento sísmico.

2.2.3. Sistema Estructural

Según Kala y blanco (2018), un sistema estructural debe distribuir dos tipos de cargas principales, de las cuales son las cargas verticales o gravitacionales que son en teoría el producto del peso propio de los elementos que forman el sistema estructural, así como las cargas variables y de servicio que cargan constantemente sobre el sistema; y el segundo tipo son las cargas laterales productos de las acciones sísmicas y de viento, entre otras.

De acuerdo a la Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” del Reglamento Nacional de Edificaciones, se contempla 5 tipos de Sistemas Estructurales, Estructuras de Concreto Armado, Estructuras de Acero, Estructuras de Albañilería, Estructuras de Madera, Estructuras de Tierra.

2.2.3.1. Estructuras de Concreto Armado

En el Perú con referencia a la Norma Técnica E.060 Concreto Armado del RNE nos indica que todas las estructuras con elementos de concreto armado que conforman el sistema estructural sismorresistente deberán cumplir con lo previsto en el Capítulo 21 “Disposiciones especiales para el diseño sísmico”, de las cuales se tiene en cuenta lo siguiente:

- Para el caso de pórticos.

Por lo menos el 80 % de la fuerza cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos. En caso se tengan muros estructurales, éstos deberán diseñarse para resistir una fracción de la acción sísmica total de acuerdo con su rigidez.

- Para el caso de muros estructurales.

Sistema en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 70 % de la fuerza cortante en la base.

- Para el caso de un sistema dual.

Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. La fuerza cortante que toman los muros está entre 20 % y 70 % del cortante en la base del edificio. Los pórticos deberán ser diseñados para resistir por lo menos 30 % de la fuerza cortante en la base.

- Para el caso de Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada (EMDL).

Edificaciones que se caracterizan por tener un sistema estructural donde la resistencia sísmica y de cargas de gravedad está dada por muros de concreto armado de espesores reducidos, en los que se prescinde de extremos confinados y el refuerzo vertical se dispone en una sola capa.

2.2.3.2. Configuración en planta

Según Alzáte Buitrago, la configuración de la estructura en planta influye de manera importante en el comportamiento sísmico de un edificio. Se recomienda utilizar estructuras con configuraciones simples y simétricas ya que esto permite un comportamiento de la estructura, por lo que se debe evitar utilizar edificios en forma de U, Y, L, H y T, ya que la unión entre los diferentes cuerpos (aristas), en el caso que existiere, se ve sujeta a una concentración de esfuerzos, que pueden causar daños de consideración y esto sería un riesgo latente para las personas.

Sin embargo, si es posible diseñar plantas estructurales complejas separando adecuadamente cada cuerpo mediante juntas sísmicas con un espesor suficiente para evitar el choque entre los diferentes cuerpos o edificios.

Por otro lado, Alzáte Buitrago también menciona que la irregularidad en planta genera una excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez de los diferentes elementos resistentes. Algunas veces, edificaciones que parecen simétricas no lo son debido a la disposición de los elementos resistentes que crean una falsa simetría (asimetría). Esta distribución asimétrica de la rigidez genera una distribución no uniforme de los esfuerzos sobre los diferentes elementos, donde los más afectados son los que se ubican más lejos del centro de rigidez

2.2.3.3. Configuración en altura

Los siguientes factores afectan al comportamiento de un edificio teniendo en cuenta la irregularidad en altura son:

- Cuando un piso presenta una altura entre pisos mayor a los de los pisos adyacentes.

- Cuando hay cambio repentino en la configuración en planta de la edificación.
- Cuando se presenta una discontinuidad en los elementos verticales.
- Cuando hay concentraciones de masas en algún piso.

2.2.4. Método cualitativo y cuantitativo

En la actualidad existen diversas metodologías que sirven para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de un edificio, sin embargo, el criterio para la selección de alguna metodología debe estar en función de dos aspectos primarios que son: el objetivo que se pretende lograr (implica nivel de investigación y análisis) y a que componente del edificio se pretende evaluar.

Estas metodologías de evaluación clasificadas en dos grupos como cualitativas y cuantitativas son las más aceptadas dentro del campo de la evaluación de vulnerabilidad sísmica de edificios.

2.2.4.1. Método cualitativo

Son métodos que forman parte del primer nivel de evaluación de vulnerabilidad sísmica de edificios, las mismas que para emitir un juicio usan las características estructurales, arquitectónicas, y de uso tales como la antigüedad, el estado de conservación, la irregularidad en la planta y la altura del edificio; y su relación sobre al que se emplaza el edificio. Como su nombre lo indica, estas metodologías usan las cualidades del edificio, las evalúan y finalmente indican resultados como vulnerabilidad baja, media, o alta y en otros casos dan como resultado indicando edificio seguro o su seguridad es incierta.

2.2.4.1.1. Hirosawa

Este método es un método que fue hallado basado en la experiencia japonesa frente a los eventos sísmicos.

El método se basa en el análisis del comportamiento sísmico de cada nivel del edificio en las direcciones principales de planta, direcciones en las que se orientan los ejes sismorresistentes del edificio; se calcula la capacidad resistente para luego compararla con la demanda y así tener un criterio de la vulnerabilidad sísmica de la estructura. La vulnerabilidad estructural en este método se establece considerando que:

- Si $I_s \geq I_{so}$ se considera que el edificio tiene un comportamiento sísmico seguro frente a un evento sísmico.
- Si $I_s < I_{so}$ se considera que el edificio tiene un comportamiento incierto frente a un evento sísmico y, por lo tanto, se considera como inseguro.

2.2.4.2. Método cuantitativo

Es una metodología que sigue los procedimientos de diseño sismo-resistente de las normas vigentes. Existen edificios construidos con normas sismo-resistentes procedentes, en las que su seguridad ante un evento sísmico, queda incierta; y una de las razones muy frecuentes por la que se aplica la metodología cuantitativa es establecer la probabilidad de daños en el edificio antiguo (con respecto a la nueva norma) y en otros casos su aplicación es para profundizar los resultados obtenidos por metodologías cualitativas.

2.2.4.2.1. Pushover

El análisis Pushover de una estructura es un análisis estático no lineal bajo cargas verticales permanentes y se va aumentando las cargas gradualmente hasta llegar al colapso. Las cargas estáticas equivalentes representan aproximadamente las fuerzas

inducidas por el terremoto (Meslem, D. , D'Ayala D., A. , Vamvatsikos, K., Porter, T., & Rossetto and V. Silva , 2015).

En este tipo de análisis el modelo de la estructura incorpora directamente las características no lineales de las cuales son la relación fuerza deformación de los elementos y componentes individuales debidas a la respuesta inelástica del material, lo cual representa una ventaja sobre los métodos de análisis estático lineal (Guevara Morales, Osorio Rodriguez, & Arturo Vargas, 2006).

La finalidad principal del análisis estático no lineal es la determinación de la curva de capacidad. Esta curva describe el comportamiento estructural desde su estado inicial pasando por la etapa elástica hasta su llegar al rango inelástico en donde la mayoría de las estructuras sufren daños severos al sobrepasar su capacidad máxima. De esta manera muestra la historia de su carga y desplazamiento (Julian, 2008).

2.2.5. Desempeño sísmico

En el pasado (los últimos años), casi siempre se ve como común que relacionen los conceptos de resistencia y desempeño, pero como se menciona estos dos términos se relacionan, pero no son iguales ni son sinónimos. Los sismos siempre dejan enseñanzas en la cual reflejan los errores que aún tiene la norma, lo cual estas enseñanzas que se ha venido generando durante los últimos años han traído consigo grandes cambios sobre la seguridad, como es que al aumentar la resistencia también proporcionalmente aumenta la seguridad y ello genera un menor daño. A partir de ello muchas normas de diseño sismo resistente se han ido actualizando y mejorando, haciendo énfasis en cambiar la concepción de resistencia por desempeño (Medina Ricardo & Music Juan, 2018).

En el tema de diseño por capacidad frecuentemente se busca una condición de falla, así como también que la estructura tenga una redistribución de resistencia lo cual me lleve

a un mecanismo de falla conocido y deseable, y esto generalmente es uno diferente al de cortante. En base a ello basado en diversos reglamentos siempre se busca diseñar para mecanismos de fallas en las cuales siempre son en las vigas y no se considera la de la columna, por lo que ahí viene el término de columna fuerte y viga débil. Este tipo de diseño de capacidad por desempeño casi por lo general busca que la estructura tenga un desempeño adecuado, en la que es medido a partir de variables específicas, un ejemplo claro la distorsión de entrepiso.

Teniendo en cuenta lo anterior, el documento Visión 2000 (2018) define claramente los objetivos de comportamiento sísmico, en la cual se necesita relacionar los niveles de comportamiento con los niveles esperados de movimientos sísmicos. Para esta investigación de tesis se tomarán en cuenta cuatro niveles de comportamiento como son totalmente operacional, operacional, seguridad de vida y cercano al colapso. Así también este estudio considera cuatro niveles de amenaza sísmica.



Figura. 4. Niveles de desempeño sísmico. Fuente: SEAOC, 1995

Tabla 1. Niveles de desempeño sísmico. Fuente: SEAOC, 1995

Niveles de desempeño sísmico	
Operacional	Servicio continuo, no existe daño estructural o daño no estructural.
Ocupación inmediata	La mayoría de las operaciones y funciones se pueden poner en servicio inmediatamente después del sismo. Hay seguridad estructural para la ocupación del edificio. Las operaciones esenciales se encuentran protegidas, las operaciones no esenciales están paralizadas. Se requiere reparar la edificación para restaurar algunos servicios no esenciales. El daño es leve.
Seguridad de vida	El daño es moderado, pero la estructura se mantiene estable. Algunos sistemas, contenidos y equipos en la edificación deben ser protegidos del daño. La seguridad de la vida es generalmente protegida. Los edificios deben ser evacuados. La reparación es posible, pero económicamente inviable.
Prevención del colapso	Daño severo, pero el colapso estructural prevenido. Los elementos no estructurales posiblemente fallen. La reparación no es posible.

De igual manera hoy en día contamos con dos técnicas para determinar el desempeño sísmico de estructuras existentes, en las cuales estos son el espectro de capacidad y el método directo basado en desplazamientos. Los objetivos del rendimiento van desde los mínimos que son de la normativa de diseño sismorresistente, basados en la seguridad de vida en un nivel de sismo de ocurrencia rara hasta operativos en un sismo muy raro.

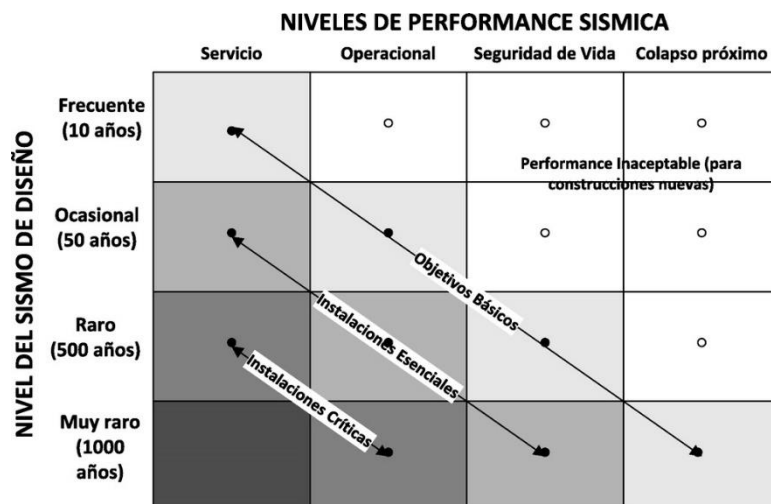


Figura. 5. Niveles de performance sísmica. Fuente: SEAOC, 1995

2.3. Definición de términos

Vulnerabilidad sísmica

La vulnerabilidad sísmica es aquel evento que sobrepasa el nivel de capacidad de respuesta previsto disponible ante una amenaza sísmica conocida. (Alonso José, 2014).

Vulnerabilidad en I. E.

La vulnerabilidad de las instituciones educativas puede generarse o aumentarse por la combinación o la acumulación de componentes no-estructurales. (FEMA, 2004).

Hirosawa

Es un método que fue hallado basado en la experiencia japonesa frente a los eventos sísmicos y se basa en el análisis del comportamiento sísmico.

Pushover

Es el comportamiento o una estructura presenta, frente a un nivel determinado sismo, el cual es medido en niveles de daño y estados límites (Barrera, 2017).

Sismo

Un sismo es un temblor o una sacudida de la tierra por causas internas. El término es sinónimo de terremoto o seísmo, aunque en algunas regiones geográficas los conceptos de sismo o seísmo se utilizan para hacer referencia a temblores de menor intensidad que un terremoto.

Riesgo

Se llama riesgo sísmico a una medida que combina el peligro sísmico, con la vulnerabilidad y la posibilidad de que se produzcan en ella daños por movimientos sísmicos en un período determinado.

3. CAPÍTULO III: Materiales y métodos

3.1. Tipo de investigación

En función al propósito la investigación es aplicada porque para evaluar la vulnerabilidad se realizará mediante el método Hirosawa y mediante un análisis estático no lineal (Pushover), que consiste en la determinación de la capacidad estructural, contribuyendo así en la gestión de riesgo de desastres ocasionados por movimientos sísmicos.

Por su nivel de profundidad es explicativa, ya que en la investigación se buscará evaluar y explicar mediante métodos cualitativos y cuantitativos la vulnerabilidad sísmica de la I. E. José Faustino Sánchez Carrión del distrito de Lurigancho-Chosica.

Por la manipulación de variables la investigación es no experimental, esto porque se realizará la recolección y análisis de datos por medio de la estadística para poder evaluar la vulnerabilidad y así comprobar la hipótesis.

3.2. Descripción de la muestra

3.2.1. Población

Según (Tamayo y Tamayo, 2011), “La población se define como la totalidad del fenómeno a estudiar donde las unidades de población poseen una característica común la cual se estudia y da origen a los datos de la investigación”

Para esta investigación la población está conformada por los pabellones de la I. E. José Faustino Sánchez Carrión del distrito Lurigancho-Chosica, región Lima.

3.2.2. Muestra

Según (Tamayo y Tamayo, 2011). “Menciona que a partir de la población cuantificada para una investigación se determina la muestra, cuando no es posible medir cada una de las entidades de población; se considera, una representativa de la población”

La muestra para esta investigación serán los pabellones 7, 8 que pertenecen al nivel secundario de la I. E. José Faustino Sánchez Carrión del distrito Lurigancho-Chosica, región Lima (ver figura 6). Esto debido a que el tipo de investigación será no probabilístico ya que el error estándar no se puede calcular y en base a ello la muestra fue seleccionado por el investigador.



Figura. 6. Ubicación de la muestra. Fuente: Google map.

El pabellón 7 de la I. E. José Faustino Sánchez Carrión tiene una variación de altura con respecto a la base, la primera altura por el lado izquierda es de 6.15m, mientras que la altura final por el lado de la derecha es 6.30m. Luego también su techo es de calamina como se aprecia en la figura 7, es importante mencionar que este pabellón no cuenta con planos estructurales ni arquitectónicos, motivo por el cual se realizó por el método Hirosawa, ya que esta metodología me permite determinar su vulnerabilidad solo con las dimensiones y observaciones que se pueden tomar en campo.

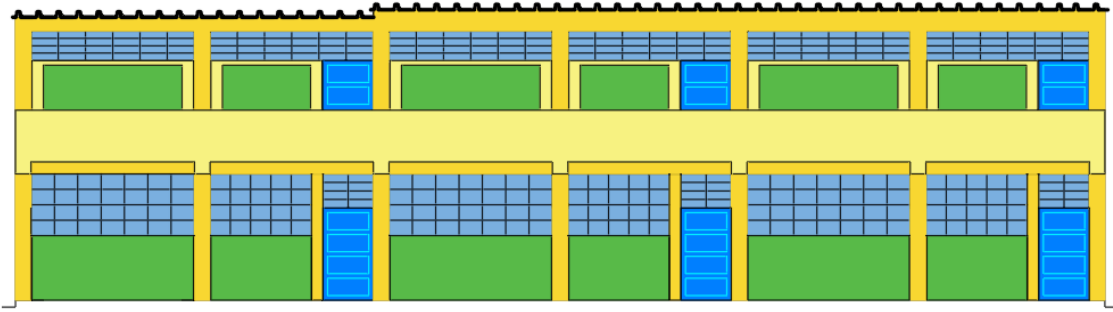


Figura. 7. Elevación frontal del pabellón 7. Fuente: Elaboración propia.

El pabellón 8 de la I. E. José Faustino Sánchez Carrión tiene un techo como losa de concreto de 20cm y su altura es constante (ver figura 8). En este pabellón se realizó un análisis Pushover debido a que, si cuenta con sus planos estructurales, requisito fundamental para este análisis.

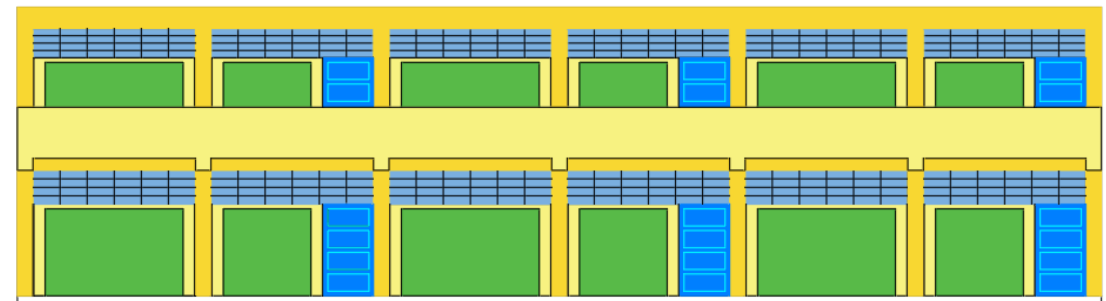


Figura. 8. Elevación frontal del pabellón 8. Fuente: Elaboración propia.

3.3. Descripción del lugar de investigación

La investigación se realizó en la Institución Educativa “José Faustino Sánchez Carrión”, ubicado en la Av. Las cruces en Carapongo, distrito de Lurigancho-Chosica provincia y departamento de Lima.

3.3.1. Zonificación geotécnica

Los estudios realizados por H. Tavera mediante la refracción sísmica en el año 2012, señalan que en Carapongo se encuentran tres tipos de perfiles de suelo, de las cuales la estructura de la institución educativa está situada sobre un suelo rígido (S1) como indica la figura 10

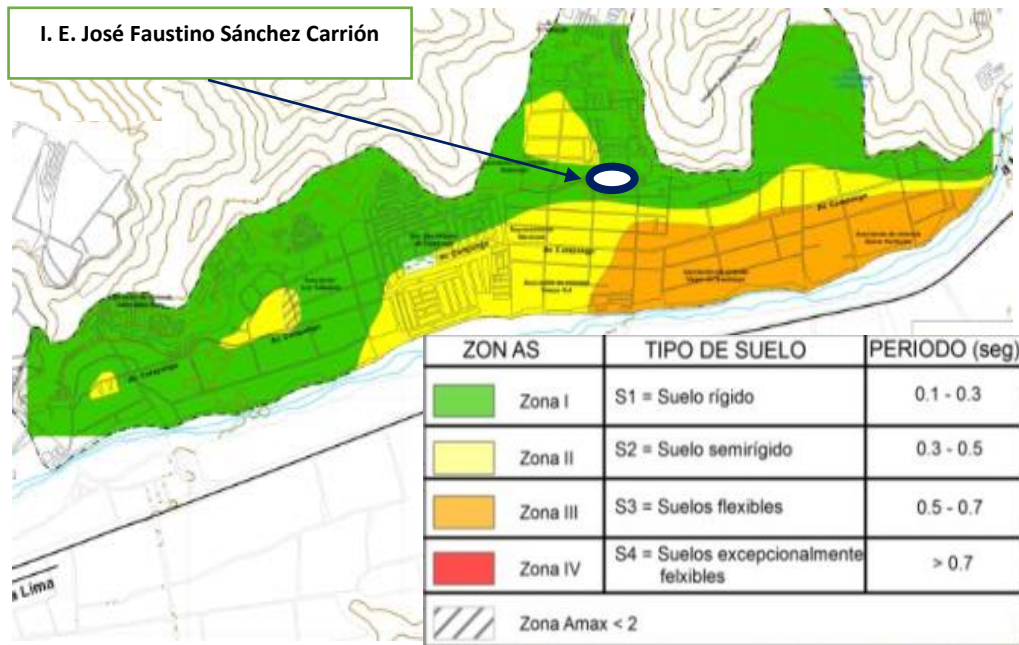


Figura. 10. Zonificación sísmica. Fuente: H. Tavera (2012).

3.4. Hipótesis

3.4.1. Hipótesis General

- La vulnerabilidad sísmica estructural de los pabellones del nivel secundario 7 y 8 de la I. E. José Faustino Sánchez Carrión del distrito Lurigancho-Chosica, región Lima, resulta ser insegura y con alto grado de vulnerabilidad.

3.4.2. Hipótesis específica

- La I. E. José Faustino Sánchez Carrión del distrito de Lurigancho-Chosica, en la actualidad no se encuentra en buenas condiciones estructurales.
- La vulnerabilidad sísmica estructural evaluado por el método Hirosawa del pabellón 7 del nivel secundario de la I. E. José Faustino Sánchez Carrión del distrito de Lurigancho-Chosica, resulta ser insegura.
- La vulnerabilidad sísmica estructural evaluado por el método Pushover del pabellón 8 del nivel secundario de la I. E. José Faustino Sánchez Carrión del distrito de Lurigancho-Chosica, resulta tener con alto grado de vulnerabilidad.

3.5. Variables de estudio

- La variable dependiente en nuestro caso es la vulnerabilidad sísmica estructural de los pabellones.
- La variable independiente para nuestra investigación es la vulnerabilidad cualitativa por Hirosawa y cuantitativa por Pushover.

3.6. Operacionalización de variables

Tabla 2. Operacionalización de variables. Fuente: elaboración propia

Tipo de variables	Variable	Definición conceptual	Dimensiones	Indicadores
Dependiente	Vulnerabilidad estructural	La vulnerabilidad sísmica es aquel evento que sobrepasa el nivel de capacidad de respuesta previsto disponible ante una amenaza sísmica conocida. (Alonso José, 2014).	Hirosawa	- Is>Iso: pabellon seguro - Is<Iso: pabellon inseguro
			Pushover	- Prevencion de colapso: Pabellon vulnerable - Seguridad de vida, ocupacion inmediata: Pabellon no vulnerable
Independiente	Cualitativa	Hirosawa Es un método que fue hallado basado en la experiencia japonesa frente a los eventos sísmicos y se basa en el análisis del comportamiento sísmico.	Iso: Índice de vulnerabilidad estructural Is: Índice de Juicio estructural	- Eo: Índice sísmico básico del comportamiento estructural - SD: Factor de configuración estructural del edificio - T: Sub Índice sísmico del deterioro del edificio en el tiempo - Eso: Índice básico de Juicio - Z: zona sísmica del sitio - G: terreno y topografía - U: uso de la estructura
	Cuantitativa	Pushover Es el comportamiento o una estructura presenta, frente a un nivel determinado sismo, el cual es medido en niveles de daño y estados límites (Barrera, 2017).	Desempeño estructural	- Curva de capacidad - Curva de demanda - nivel de desemeño

3.7. Procedimiento de trabajo

Evaluar la vulnerabilidad sísmica estructural mediante un método cualitativo y cuantitativo de la I. E. José Faustino Sánchez Carrión del distrito de Lurigancho-Chosica, región Lima.

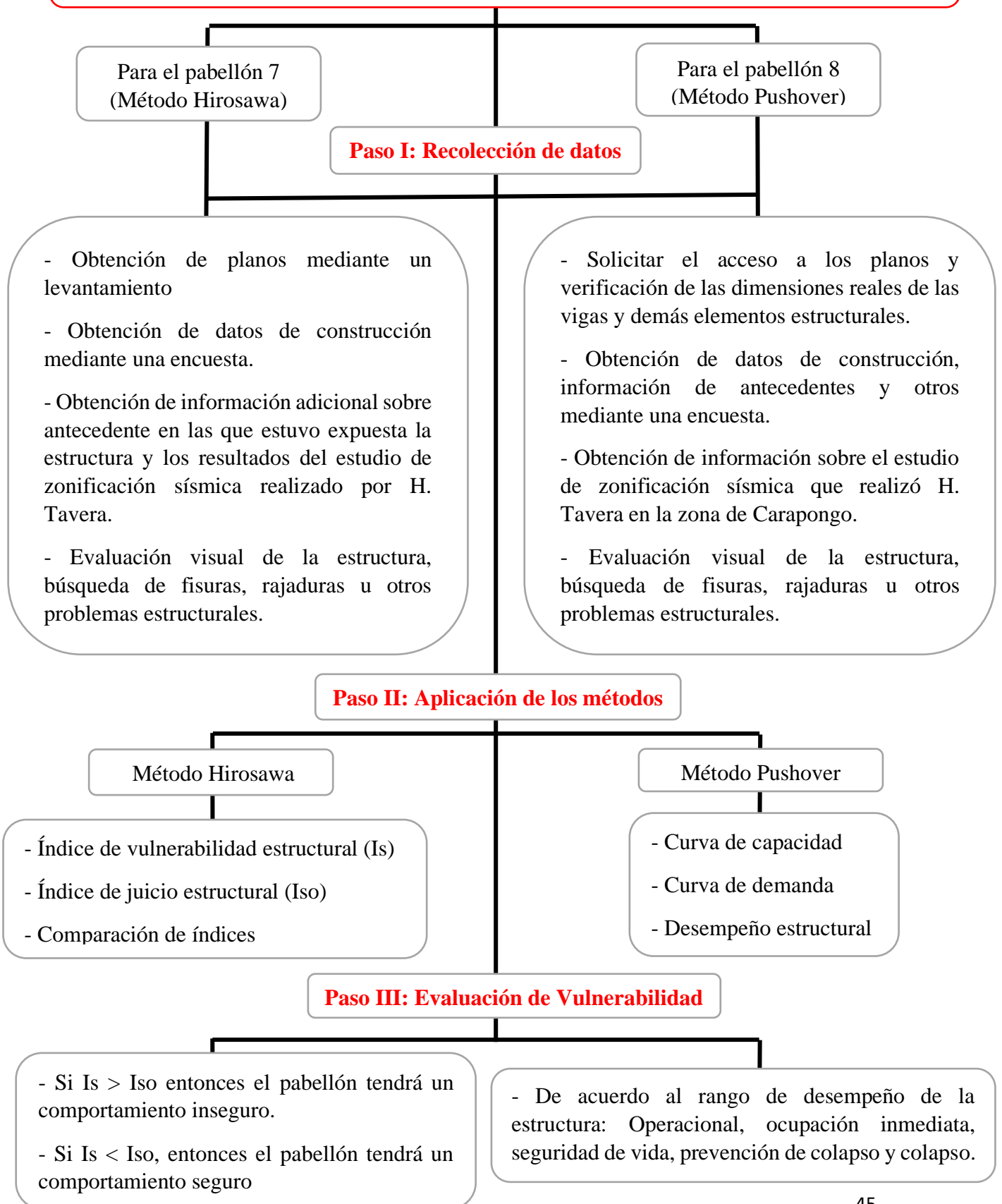


Figura. 11. Diagrama de flujo de procedimiento de trabajo. Fuente: Elaboración

3.8. Características arquitectónicas

El pabellón 7 de estudio es usado únicamente como aulas del nivel secundario la cual consta de 6 aulas como se muestra en la figura 12, la cual presenta la planta del primer piso donde la dirección transversal están representados por los ejes A, B y C que viene a ser la dirección X-X, por otro lado, los ejes 1, 2, 3, 4, 5, 6 y 7 representan los ejes transversales que vienen a ser la dirección Y-Y. Así también es importante mencionar que en el eje C se encuentran las ventanas bajas esto porque por ese lado no hay mucha circulación de alumnos y así no se puedan interrumpir las clases, mientras que por el eje B se encuentra las ventanas altas.

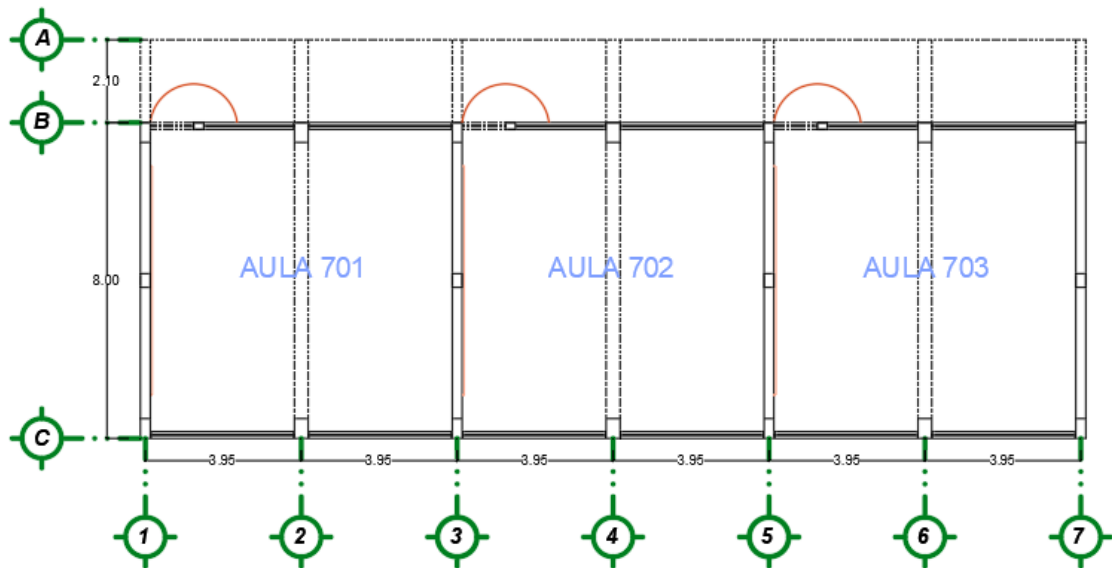


Figura. 12. Planta típica del pabellón 7. Fuente: Elaboración propia

La figura 13 muestra la elevación posterior del pabellón 7 en la cual cuenta con ventanas bajas en toda su longitud esto con la finalidad de mejorar la iluminación del ambiente interno, así mismo es importante mencionar que todas las columnas y alfeizares se encuentran separados mediante una junta sísmica, esto con el fin de mejorar el comportamiento de la columna. También las tabiquerías se encuentran confinados con columnetas y vigas soleras.

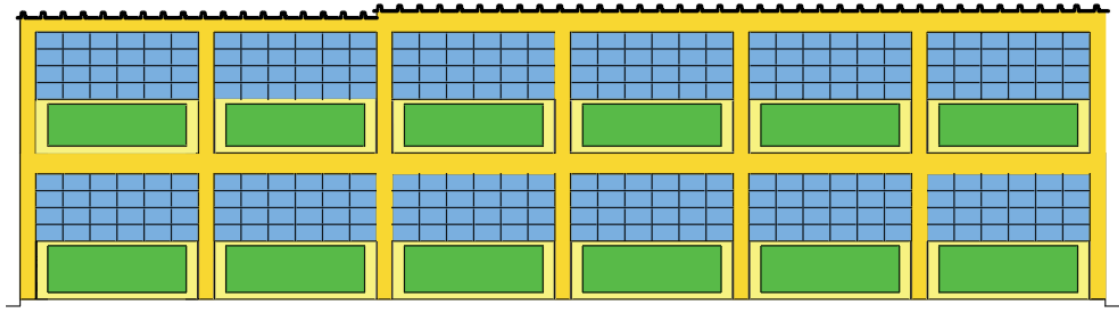


Figura. 13. Elevación posterior del pabellón 7. Fuente: Elaboración propia.

La figura 14 muestra la elevación frontal del pabellón 7, en donde se aprecia el corredor de 2.10 metros, también de la misma manera las tabiquerías están confinadas y se encuentran separas de la columna mediante una junta sísmica.

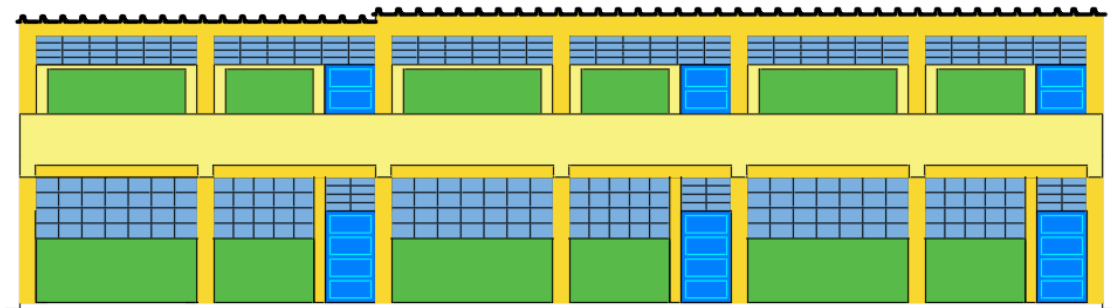


Figura. 14. Elevación frontal del pabellón 7. Fuente: Elaboración propia.

De igual manera el pabellón 8 de estudio es usado únicamente como aulas del nivel secundario la cual consta de 6 aulas como se muestra en la figura 15, la cual de la misma manera que el pabellón 7, la figura presenta la planta del primer piso donde la dirección transversal están representados por los ejes A, B y C que viene a ser la dirección X-X, por otro lado, los ejes 1, 2, 3, 4, 5, 6 y 7 representan los ejes transversales que vienen a ser la dirección Y-Y.

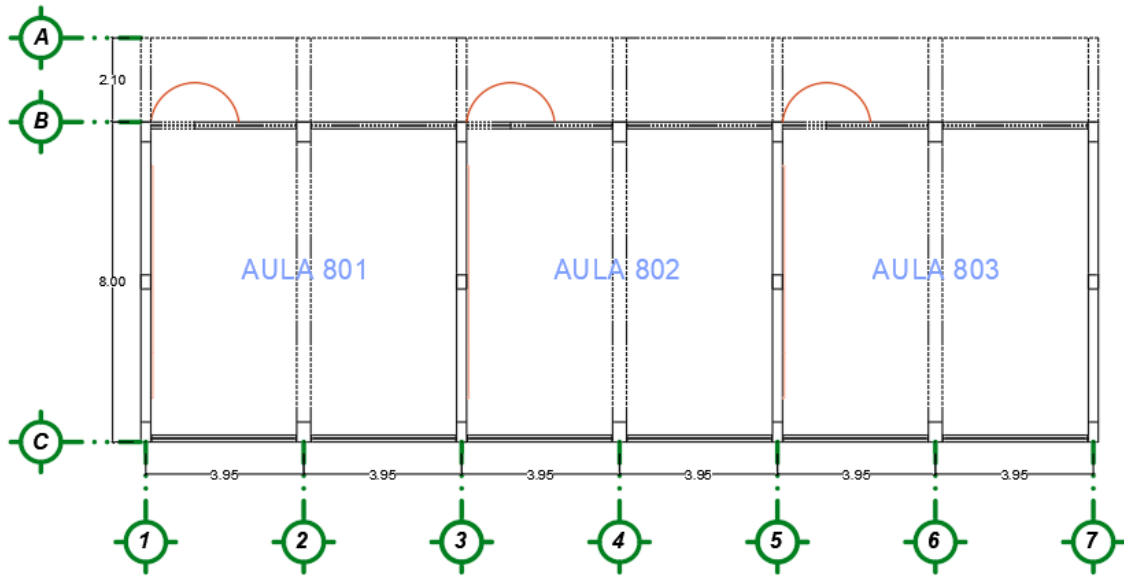


Figura. 15. Planta típica del pabellón 8. Fuente: Elaboración propia

De la misma manera que el pabellón 7 se presenta el pabellón 8 con las mismas características arquitectónicas. La figura 16 muestra la elevación posterior del pabellón 8 en la cual cuenta con ventanas bajas en toda su longitud esto con la finalidad de mejorar la iluminación del ambiente interno, así mismo es importante mencionar que todas las columnas y alfeizares se encuentran separados mediante una junta sísmica, esto con el fin de mejorar el comportamiento de la columna. También las tabiquerías se encuentran confinados con columnetas y vigas soleras.

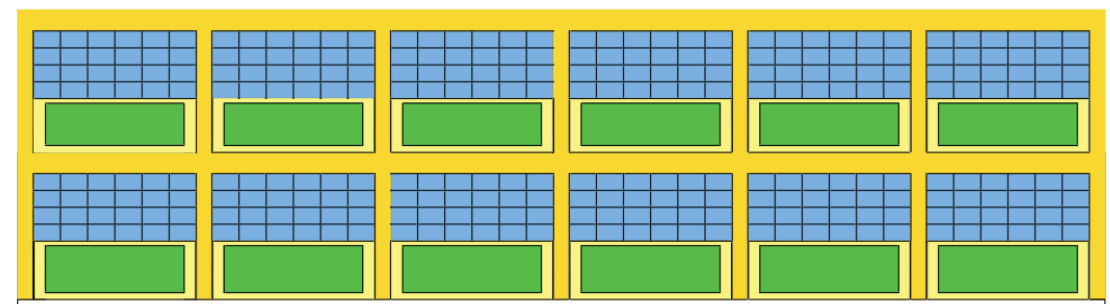


Figura. 16. Elevación posterior del pabellón 8. Fuente: Elaboración propia.

Por otro lado, la figura 17 muestra la elevación frontal del pabellón 8, en donde se aprecia el corredor de 2.10 metros, también de la misma manera las tabiquerías están

confinadas y se encuentran separadas de la columna mediante una junta sísmica como se presenta a continuación a siguiente figura.

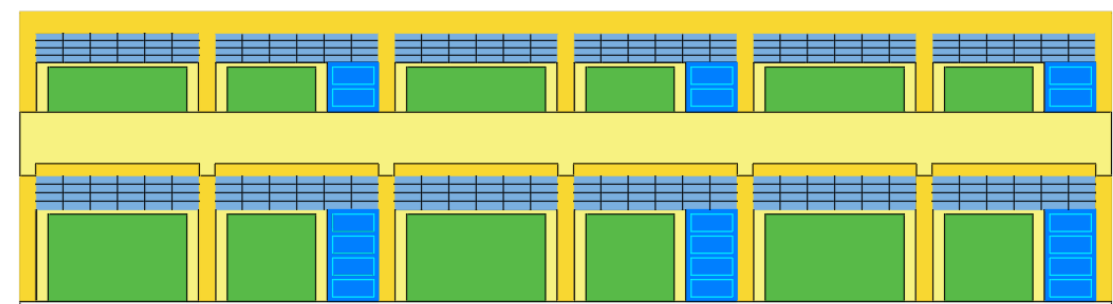


Figura. 17. Elevación frontal del pabellón 8. Fuente: Elaboración propia.

3.9. Características estructurales

La I. E. José Faustino Sánchez Carrión fue creada aproximadamente el año 1986 como colegio de educación secundaria estatal mediante la DRE lima metropolitana, se implementó posteriormente el nivel primario aproximadamente en 1994. Desde entonces no se realizó ningún mantenimiento ni mejora de la infraestructura educativa. Así también es importante mencionar que las estructuras se construyeron con la normativa de diseño sismorresistente del año 1977.

El sistema estructural es aporticado, sin embargo, es importante mencionar que también cuenta cada pabellón con 4 muros transversales que separan a cada salón y que lamentablemente en la actualidad no se encuentran en buen estado. Asimismo, los dos pabellones tienen las mismas características estructurales solo varía en tipo de techo por lo que en general los pabellones cuentan con tres tipos de columnas que son C1, C2 y C3. Por otro lado, las vigas son también similares para todos los pabellones solo varía la viga de techo en la parte derecha del pabellón 7, hay una pequeña variación de altura con respecto a la viga de la izquierda.

En la figura 19, 20, 21, 22, 23, 24 representan todos los pórticos en dirección transversal, la parte izquierda está compuesta netamente por pórticos mientras que la parte

derecha cuenta con pórticos y muros confinados que están aislados mediante una junta sísmica. Así también el pabellón cuenta con diferentes tipos y columnas que se agruparon de acuerdo a sección y de acuerdo a la distribución de sus refuerzos.

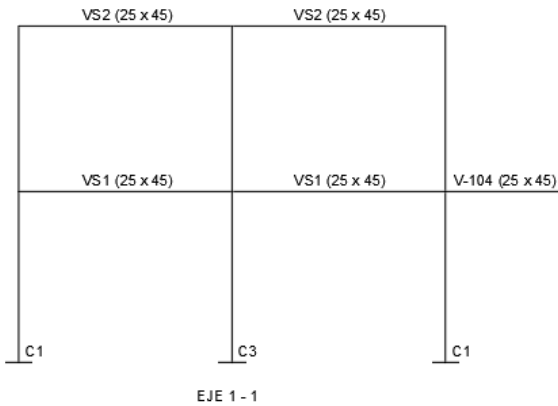


Figura. 19. Pórticos del eje 1-1. Fuente: Elaboración propia.

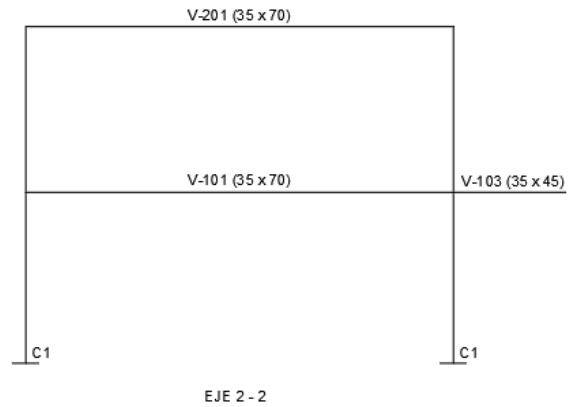


Figura. 18. Pórticos del eje 2-2. Fuente: Elaboración propia.

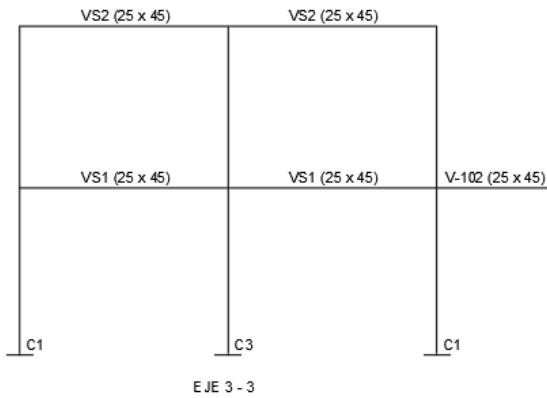


Figura. 21. Pórticos del eje 3-3. Fuente: Elaboración propia.

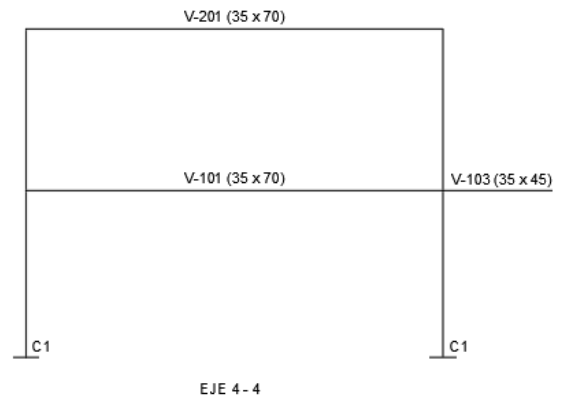


Figura. 20. Pórticos del eje 4-4. Fuente: Elaboración propia.

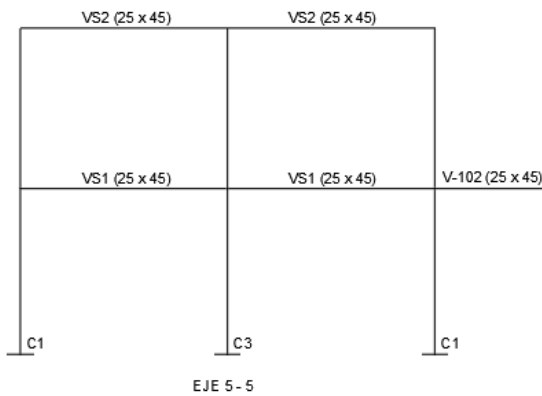


Figura. 23. Pórticos del eje 5-5. Fuente: Elaboración propia.

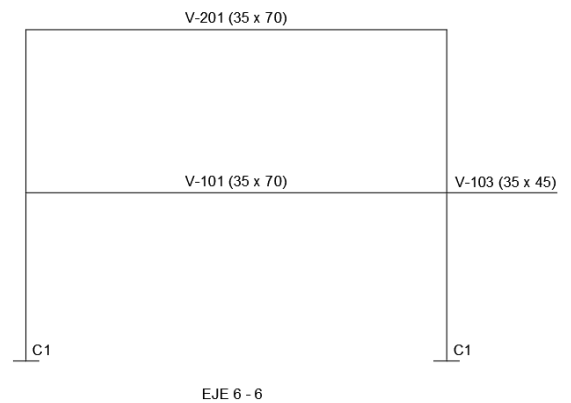
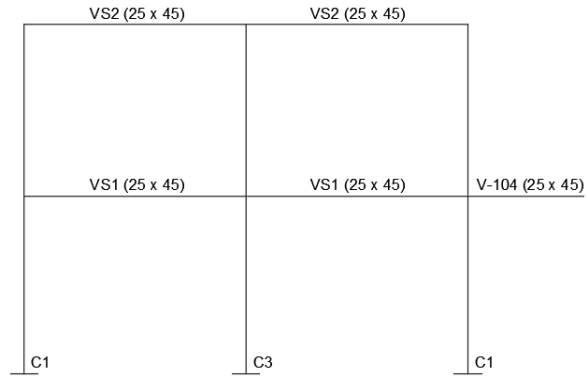


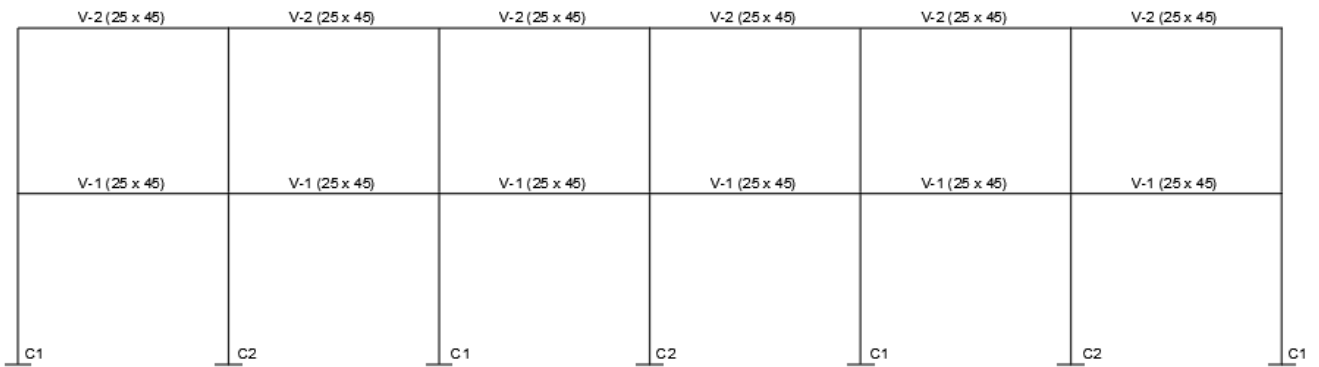
Figura. 22. Pórticos del eje 6-6. Fuente: Elaboración propia.



EJE 7 - 7

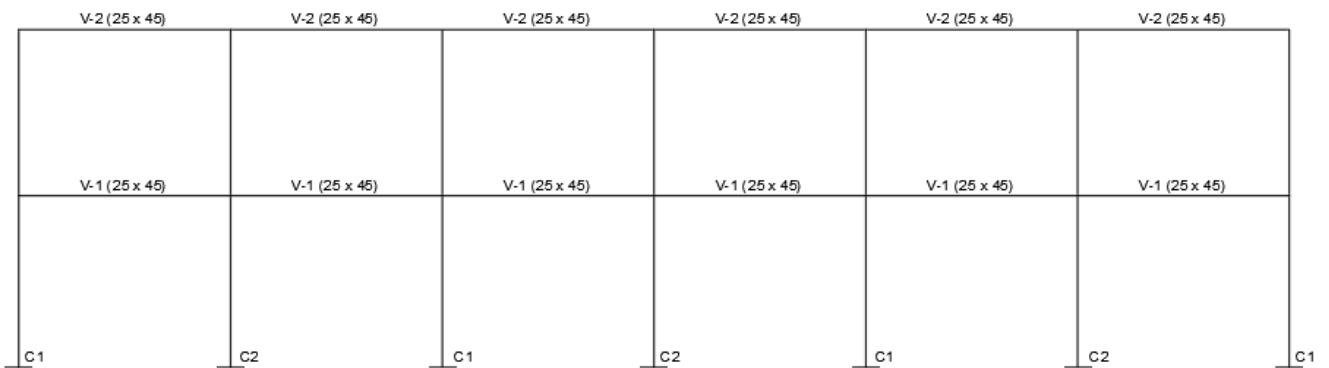
Figura. 24. Pórticos del eje 7-7. Fuente: Elaboración propia.

En la figura 25 y 26 se aprecian pórticos en la dirección longitudinal y de la misma manera se aprecian los diferentes tipos de columnas y vigas que esta cuenta. En esta dirección solo existe tabiquerías pequeñas que solo sirve para separar ambientes, así también el eje C-C es la cuenta con ventanas bajas y el eje B-B es la que cuenta con ventanas altas.



EJE C - C

Figura. 25. Pórticos del eje B-B. Fuente: Elaboración propia.



EJE B - B

Figura. 26. Pórticos del eje C-C. Fuente: Elaboración propia.

3.10. Recolección de datos

Para la recolección de datos se emplearon diversas técnicas, en la figura 27 se muestra una encuesta que se realizó con el fin de obtener datos previos para el estudio.

UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA Escuela Profesional de Ingeniería Civil	
FICHA DE OBSERVACIÓN / ENCUESTA	
Fecha de evaluación: 20/01/2020	
Tesis:	
Evaluación Cualitativa y Cuantitativa de la Vulnerabilidad Sísmica Estructural de una institución educativa	
DATOS GENERALES	
Institución Educativa:	N° 0051 Jose Faustino Sanchez carrión
Jurisdicción de la UGEL:	N°06 Ate Vitarte
Ubicación:	Av. Las cruces en Carapongo, distrito de Lurigancho-Chosica
Nombre del representante de la I.E.:	Lic. Abel Basilio Grijalva
Cargo:	Director
Población	Pabellones de I. E. N° 0051 Jose Faustino Sanchez Carrión.
Muestra	Pabellones 7 y 8
DATOS TÉCNICOS	
Normativa de diseño:	Norma de diseño sismorresistente del año 1977
Año de construcción:	aproximadamente 1986
Termino de construcción:	desconocido
Numero de pisos:	dos pisos
Sistema Estructural:	Aporticado en las dos direcciones (transversal y longitudinal)
Material de construcción:	concreto armado
Uso de los pabellones:	unicamente como aulas de estudio.
altura del 1er nivel:	3.20 metros
altura del segundo nivel:	3.10 metros
altura total:	6.30 metros
eapesor e losa:	20 centímetros
resistencia del concreto:	210 kg/cm ²
Tipo de techo del pabellón 7	cobertura de calamina
tipo de techo del pabellón 8	losa aligerada
OBSERVACIÓN	
en el pabellón 7 se aprecia un desnivel en el techo, específicamente la viga del techo en la parte izquierda tiene un peralte de 30 centímetros y en l parte derecha tiene un peralte de 45 centímetros y en consecuencia ocasiona una variación en la altura total del pabellon, que para el lado izquierdo es de 3.15 metros y del lado derecho es e 6.30 metros.	

Figura. 27. Encuesta para recolección de datos. Fuente Elaboración propia.

Por otro lado, también se realizó algunas entrevistas a los trabajadores de la Institución, se investigó sobre los antecedentes y estudios del lugar.

Posterior a ello se realizó una evaluación visual de cada pabellón, en la figura 28 muestra una fotografía del pabellón 7 en la que se muestra su techo con cobertura de calamina y también se aprecia el desnivel de altura del lado izquierdo en comparación con la derecha, así también se aprecia que está aislado de los demás pabellones.



Figura. 28. Fotografía del pabellón 7. Fuente: Elaboración propia.

La figura 2 muestra el pabellón 8 en la que se observa también que se encuentra aislado y que tiene un techo continuo sin desniveles a comparación del pabellón 7.



Figura. 29. Fotografía del pabellón 8. Fuente: Elaboración propia.

En la figura 31 y 33 se muestran rajaduras en los elementos muy importante como es las columnas, esto ocurre tanto en la parte frontal y parte posterior del pabellón lo cual es

un problema para el comportamiento de la estructura ante eventos sísmicos ya que el sistema es aporticado.

Por otro lado, la figura 30 muestra un desplazamiento lateral o en términos más comunes un empanzamiento de la estructura, teniendo como la parte más desplazada es el techo del primer nivel y que va como una parábola hasta la intersección de la columna con viga.



Figura. 31. Rajaduras en columnas. Fuente: Fotografía propia.



Figura. 30. Desplazamientos laterales. Fuente: Fotografía propia.



Figura. 33. Rajaduras longitudinales en columnas. Fuente: Fotografía propia.

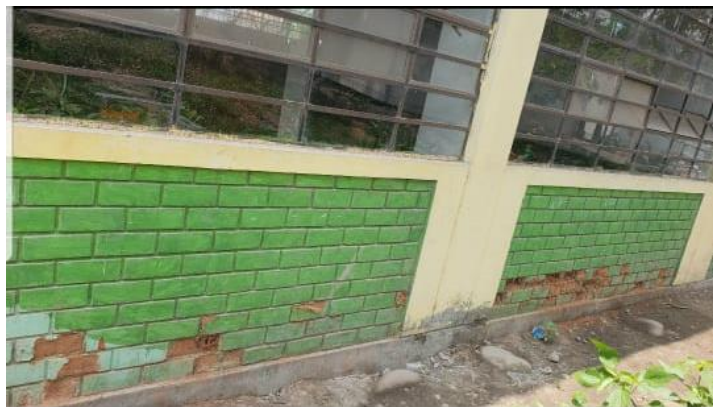


Figura. 32. Paredes deterioradas. Fuente: Fotografía propia.

La figura 32 muestra las paredes deterioradas de los pabellones, lo cual es un problema muy común en las tabiquerías de la institución, este es un problema no tan relevante ante la acción de un sismo ya que la estructura no trabaja con los muros, pero si es un problema para los estudiantes que transitan por el pasillo.

Para la obtención de las dimensiones, se procedió a solicitar los planos para realizar el estudio, sin embargo, no se contaban con los planos en su totalidad específicamente del pabellón 7 por lo que se procedió a realizar un levantamiento y posterior dibujo de los planos, motivo por el cual para el pabellón 7 se realizó un análisis por el método mas conveniente que es el Hirosawa, mientras que para el pabellón 8 se realizó un análisis por el método Pushover.

4. CAPÍTULO IV: Resultados y discusión

A continuación, se presentan los procedimientos aplicados para el método Pushover y Hirosawa

4.1. Análisis Pushover

4.1.1. Configuración de grillas

En el programa primero verificamos las unidades después generamos el un nuevo modelo, para luego configurar las grillas según las distancias longitudinales y transversales del plano y sus propias alturas como se muestra en la figura 34.

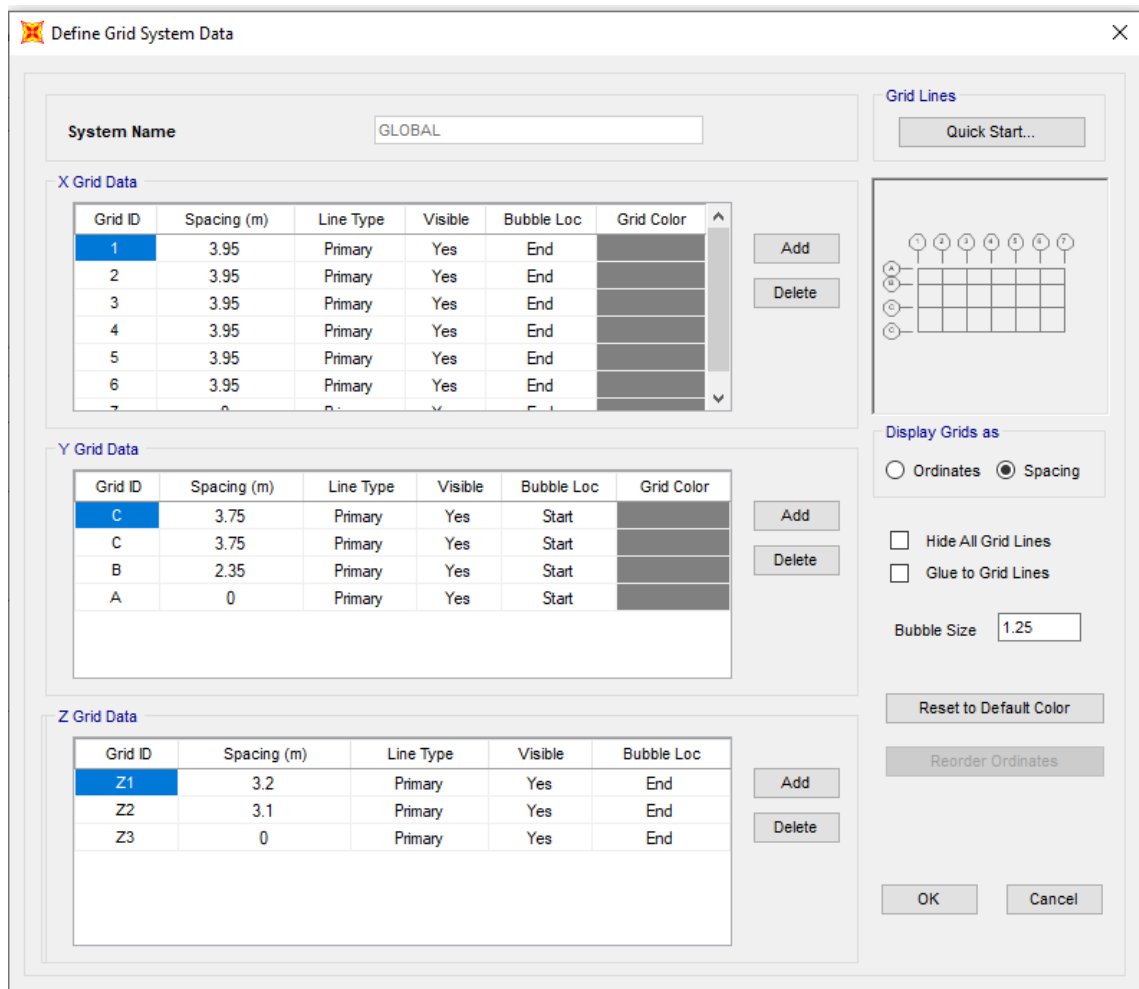


Figura. 34. Sistema de grillas. Fuente: Elaboración propia.

Posteriormente a la configuración de las grillas, el programa automáticamente dibujara las líneas de referencia de la estructura, así como se muestra en la figura 35.

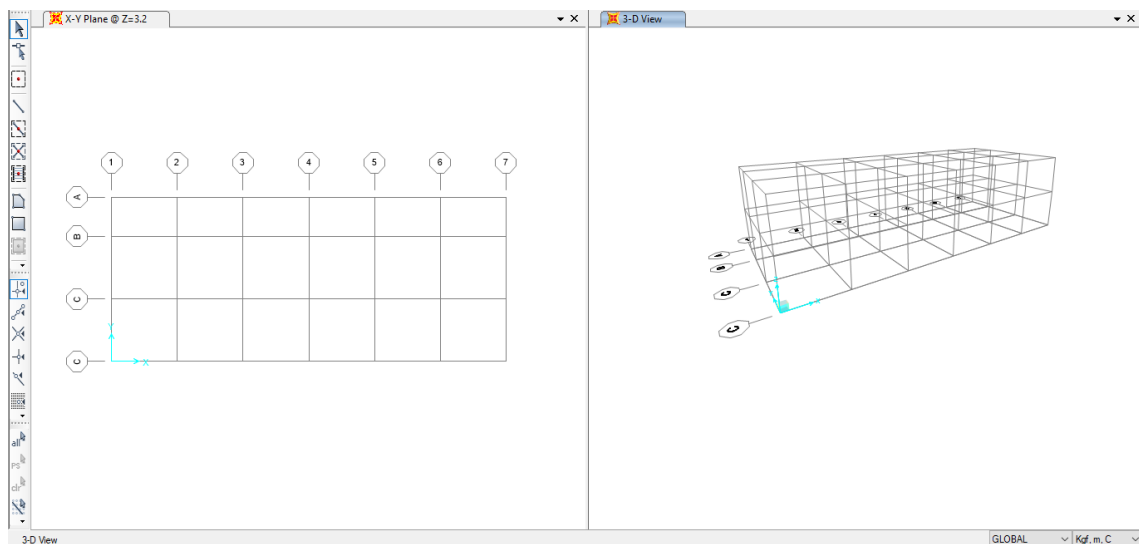


Figura. 35. Visualización de las grillas. Fuente: Elaboración propia.

4.1.2. Definición del material

De acuerdo a la información recolectada el concreto es de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2 = 2100 \text{ tn/m}^2$ así mismo el peso volumétrico es de 2.4 tn/m^3 , el módulo de $E_c = 15000 \times \text{sqr}(210) \text{ tn/m}^2$ y por último el módulo de poisson se consideró igual a 0.20 como se muestra en la figura 36.

El acero es de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 = 42000 \text{ tn/m}^2$, el módulo de $E_s = 20e6 \text{ tn/m}^2$ y el peso volumétrico es de 7.85 tn/m^3 , así como muestra la figura 37.

Section	Property	Value
General Data	Material Name and Display Color	Acero fy = 4200 kgf/cm2
	Material Type	Rebar
	Material Grade	Grade 60
	Material Notes	Modify/Show Notes...
Weight and Mass	Weight per Unit Volume	7850
	Mass per Unit Volume	800.4772
Uniaxial Property Data	Modulus Of Elasticity, E	2.000E+10
	Poisson, U	0.3
	Coefficient Of Thermal Expansion, A	1.170E-05
	Shear Modulus, G	
Other Properties For Rebar Materials	Minimum Yield Stress, Fy	42000000
	Minimum Tensile Stress, Fu	63000000
	Expected Yield Stress, Fye	42000000
	Expected Tensile Stress, Fue	63000000

Figura. 37. Definición del acero de refuerzo. Fuente: Elaboración propia.

Section	Property	Value
General Data	Material Name and Display Color	Concreto 210kgf/cm2
	Material Type	Concrete
	Material Grade	fc 4000 psi
	Material Notes	Modify/Show Notes...
Weight and Mass	Weight per Unit Volume	2400
	Mass per Unit Volume	244.7319
Isotropic Property Data	Modulus Of Elasticity, E	2.188E+09
	Poisson, U	0.2
	Coefficient Of Thermal Expansion, A	9.900E-06
	Shear Modulus, G	9.117E+08
Other Properties For Concrete Materials	Specified Concrete Compressive Strength, fc	2100000
	Expected Concrete Compressive Strength	2100000
	Lightweight Concrete	<input type="checkbox"/>

Figura. 36. Definición del concreto. Fuente: Elaboración propia.

4.1.3. Definición de secciones

En la tabla 3 se muestra todos los tipos de vigas con sus respectivas dimensiones de peralte y base que en total representan 11 variedades, así también en la tabla 4 se muestran los tipos de columnas en el pabellón que corresponde a 3 tipos, y en la tabla 5 se muestra el espesor de la losa.

Tabla 3. Secciones de vigas. Fuente: Elaboración propia.

Descripción	Base (m)	Peralte (m)
Viga VS2	0.25	0.45
Viga VS1-a	0.25	0.45
Viga VS1-b	0.25	0.45
Viga V-104	0.25	0.45
Viga V-201	0.35	0.70
Viga V-101	0.35	0.70
Viga V-103	0.35	0.45
Viga V-102	0.25	0.45
Viga V-2	0.25	0.45
Viga V-1	0.25	0.45
Viga V	0.25	0.20

Tabla 4. Secciones de columnas. Fuente: Elaboración propia.

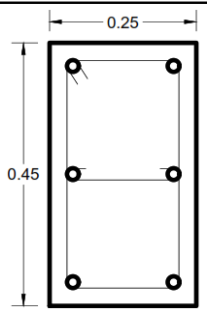
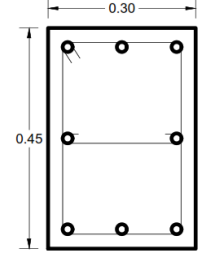
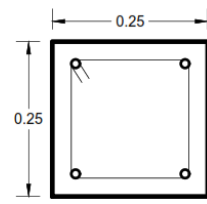
Descripción	B (m)	L (m)
Columna C1	0.25	0.50
Columna C2	0.35	0.50
Columna C3	0.25	0.35

Tabla 5. Espesor e la losa. Fuente: Elaboración propia.

Descripción	e (m)
Losa	0.2

Para definir las columnas en el programa se consideró la distribución del acero de refuerzo mostrada en la tabla 6, en la que se muestra tres tipos de columnas con diferentes dimensiones y diferente distribución de refuerzo siendo la columna C1 y C2 las más importante.

Tabla 6. Distribución del acero de refuerzo en las columnas. Fuente: Elaboración propia.

Tipo	b x t	Φ	Estribos	Estribos
C-1	0.25 x 0.50	6 Φ 3/4"	Φ 3/8", 1@0.05, 5@0.10, 3@0.15, resto @ 0.25m. De ambos extremos	
C-2	0.35 x 0.50	8 Φ 3/4"	Φ 3/8", 1@0.05, 5@0.10, 3@0.15, resto @ 0.25m. De ambos extremos	
C-3	0.25 x 0.35	4 Φ 1/2"	Φ 1/4", 1@0.05, 5@0.10, 3@0.15, resto @ 0.25m. De ambos extremos	

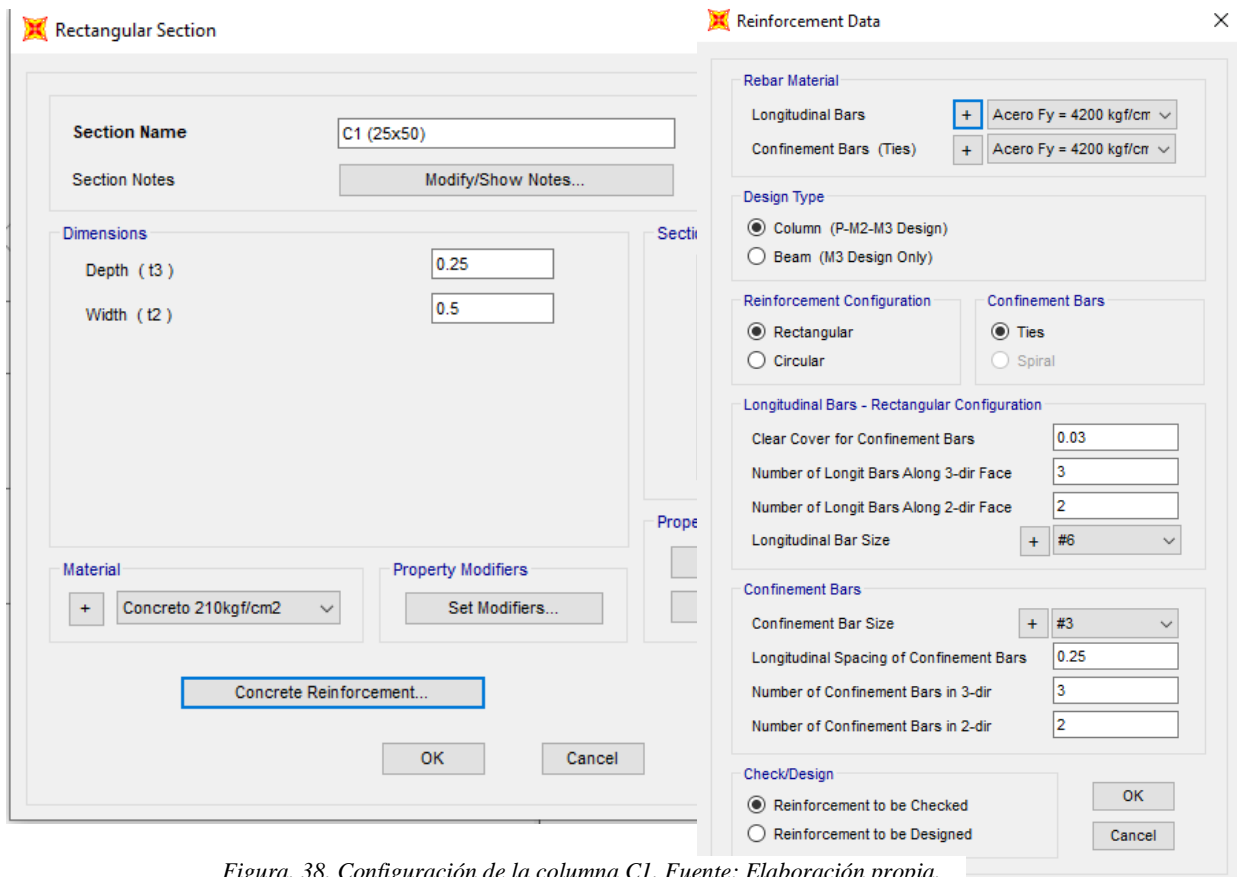


Figura. 38. Configuración de la columna C1. Fuente: Elaboración propia.

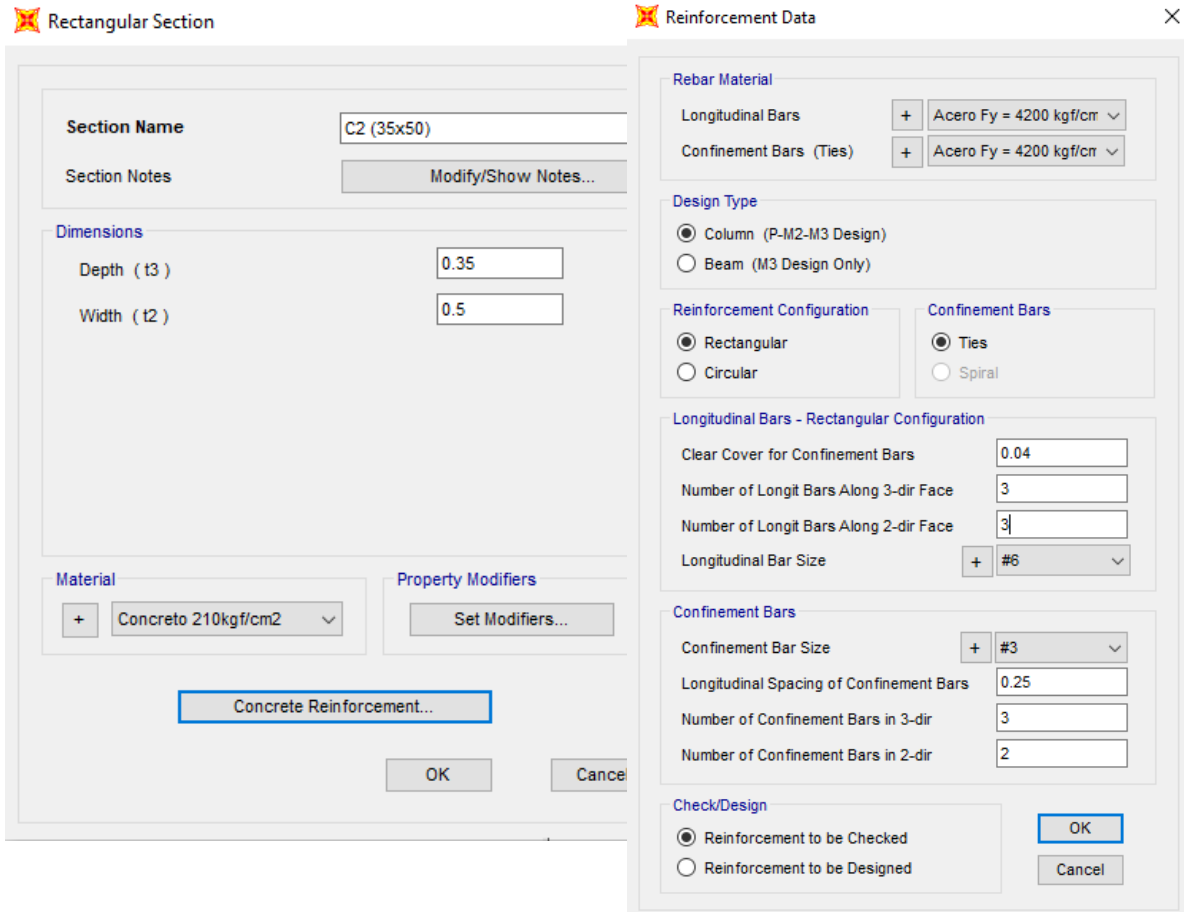


Figura. 39. Configuración de la columna C2. Fuente: Elaboración propia.

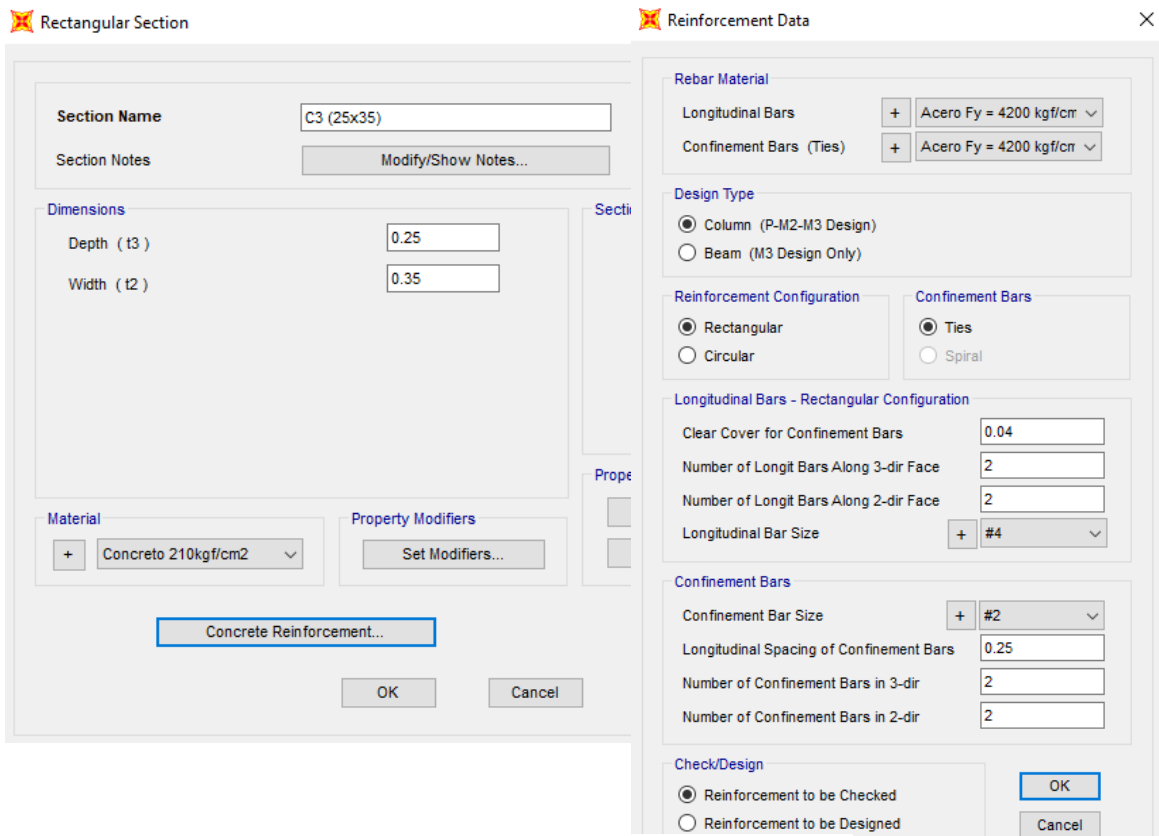


Figura. 40. Configuración de la columna C3. Fuente: Elaboración propia.

Para el caso de las vigas se configuro teniendo en cuenta la tabla 7, en la que se muestran la cantidad de área de aceros para cada lado de la viga. Es importante mencionar que para el análisis Pushover es necesario asignar sus respectivos refuerzos, esto gracias a que a la estructura le permite incursionar en el rango inelástico.

VS2 (25x45)			VS1-a (25x45)			VS1-b (25x45)		
	Izquierda	Derecha		Izquierda	Derecha		Izquierda	Derecha
Parte superior	1.42	1.42	Parte superior	2.58	2.58	Parte superior	2.58	6.58
parte inferior	1.42	1.42	parte inferior	2.58	2.58	parte inferior	2.58	2.58

V-104 (25x45)			V-201 (35x70)		
	Izquierda	Derecha		Izquierda	Derecha
Parte superior	6.58	6.58	Parte superior	8.00	8.00
parte inferior	2.58	2.58	parte inferior	4.00	4.00

V-101 (35x70)			V-103 (35x45)		
	Izquierda	Derecha		Izquierda	Derecha
Parte superior	9.68	12.00	Parte superior	12.00	12.00
parte inferior	4.00	4.00	parte inferior	4.00	4.00

V-102 (25x45)			V-1 (25x45)		
	Izquierda	Derecha		Izquierda	Derecha
Parte superior	12.58	12.58	Parte superior	8.00	8.00
parte inferior	2.58	2.58	parte inferior	6.00	6.00

V-2 (25x45)			V (25x20)		
	Izquierda	Derecha		Izquierda	Derecha
Parte superior	3.87	5.16	Parte superior	2.13	2.13
parte inferior	3.87	3.87	parte inferior	2.13	2.13

Tabla 7. Distribución de aceros en vigas. Fuente: Elaboración propia.

En el programa para crear estas secciones de vigas, tenemos que tener en cuenta el tipo de diseño y para ello se debe seleccionar que se comporte como viga y no como columna ya que sus comportamientos son diferentes.

Para la viga VS2

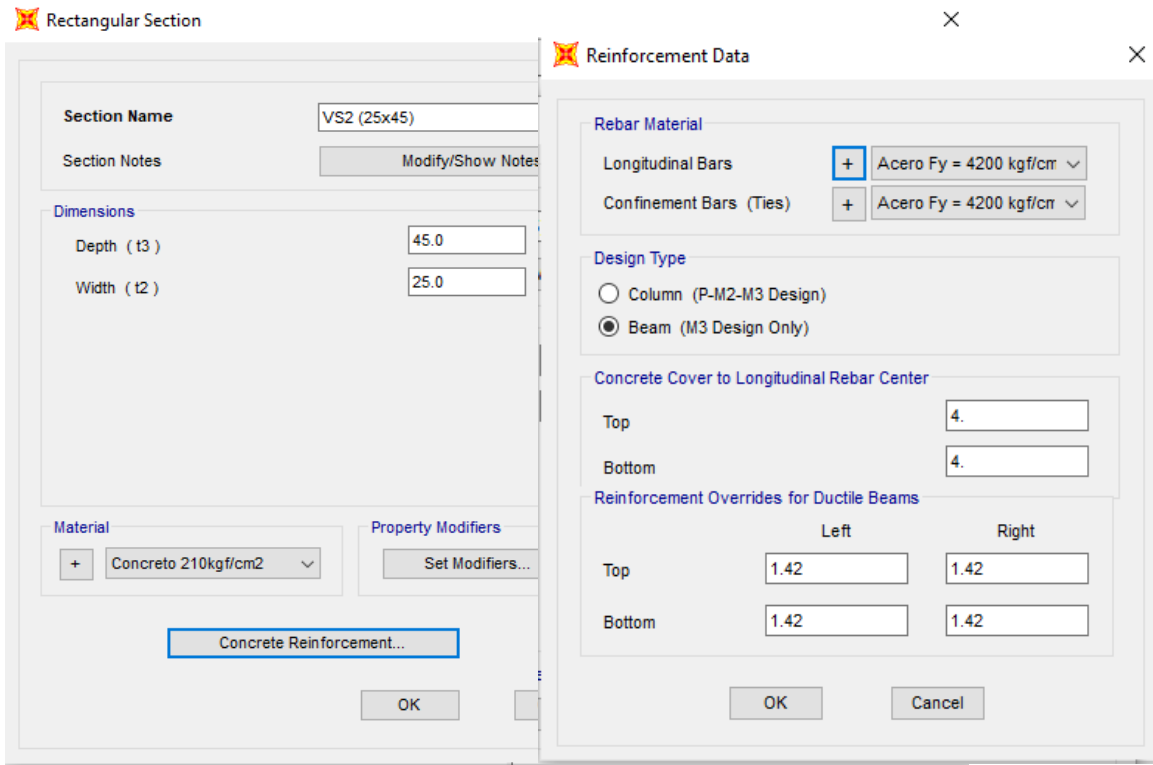


Figura. 41. Configuración para la viga VS2. Fuente: Elaboración propia.

Para la viga VS1-a

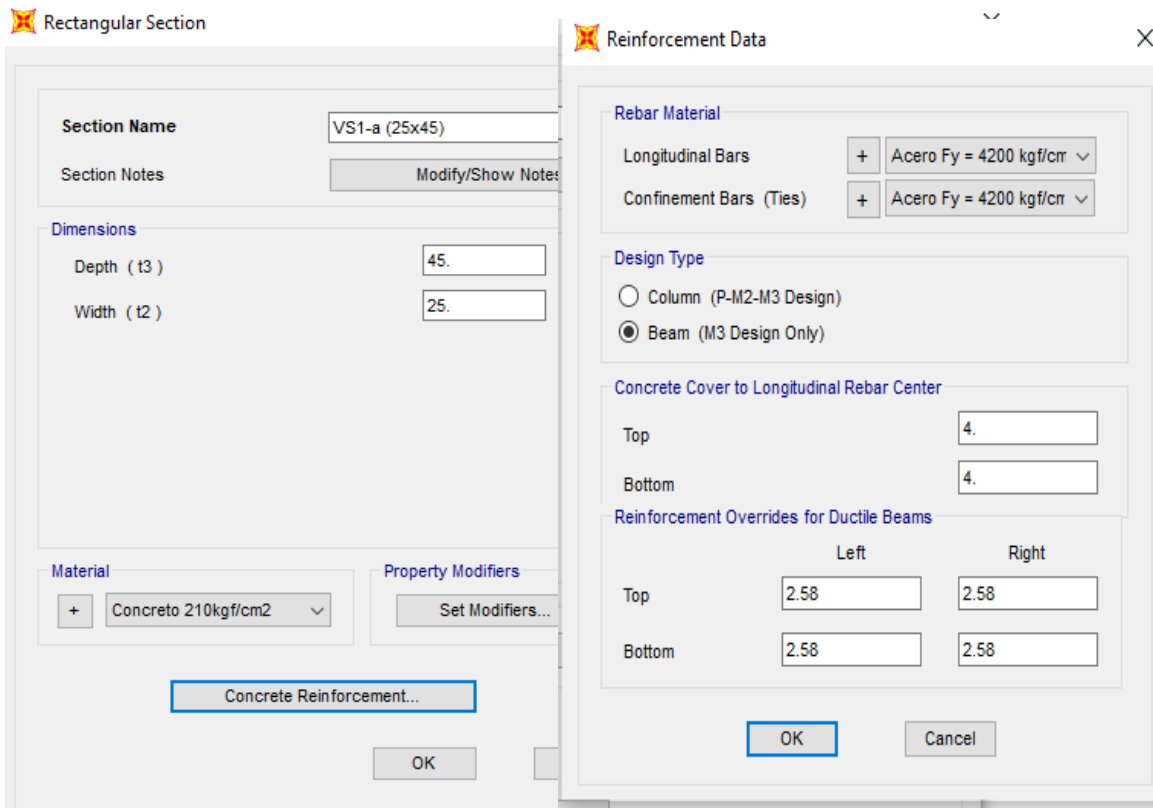


Figura. 42. Configuración para la viga VS1-a. Fuente: Elaboración propia.

Para la viga VS1-b

Rectangular Section

Section Name: VS1-b (25x45)
Section Notes: Modify/Show Notes...

Dimensions

Depth (t3): 45.
Width (t2): 25.

Material: Concreto 210kgf/cm2
Property Modifiers: Set Modifiers...

Concrete Reinforcement... OK Cancel

Reinforcement Data

Rebar Material

Longitudinal Bars: + Acero Fy = 4200 kgf/cm
Confinement Bars (Ties): + Acero Fy = 4200 kgf/cm

Design Type

Column (P-M2-M3 Design)
 Beam (M3 Design Only)

Concrete Cover to Longitudinal Rebar Center

Top: 4.
Bottom: 4.

Reinforcement Overrides for Ductile Beams

	Left	Right
Top	2.58	6.58
Bottom	2.58	2.58

OK Cancel

Figura. 43. Configuración para la viga VS1-b. Fuente: Elaboración propia.

Para la viga V-104

Rectangular Section

Section Name: V-104 (25x45)
Section Notes: Modify/Show Notes...

Dimensions

Depth (t3): 45.
Width (t2): 25.

Material: Concreto 210kgf/cm2
Property Modifiers: Set Modifiers...

Concrete Reinforcement... OK Cancel

Reinforcement Data

Rebar Material

Longitudinal Bars: + Acero Fy = 4200 kgf/cm
Confinement Bars (Ties): + Acero Fy = 4200 kgf/cm

Design Type

Column (P-M2-M3 Design)
 Beam (M3 Design Only)

Concrete Cover to Longitudinal Rebar Center

Top: 4.
Bottom: 4.

Reinforcement Overrides for Ductile Beams

	Left	Right
Top	6.58	6.58
Bottom	2.58	2.58

OK Cancel

Figura. 44. Configuración para la viga V-104. Fuente: Elaboración propia.

Para la viga V-201

Rectangular Section

Section Name: V-201 (35x70)

Section Notes: Modify/Show Notes...

Dimensions

Depth (t3): 70

Width (t2): 35

Material: + Concreto 210kgf/cm2

Property Modifiers: Set Modifiers...

Concrete Reinforcement...

OK Cancel

Reinforcement Data

Rebar Material

Longitudinal Bars: + Acero Fy = 4200 kgf/cm

Confinement Bars (Ties): + Acero Fy = 4200 kgf/cm

Design Type

Column (P-M2-M3 Design)

Beam (M3 Design Only)

Concrete Cover to Longitudinal Rebar Center

Top: 4

Bottom: 4

Reinforcement Overrides for Ductile Beams

	Left	Right
Top	8	8
Bottom	4	4

OK Cancel

Figura. 45. Configuración para la viga V-201. Fuente: Elaboración propia.

Para la viga V-101

Rectangular Section

Section Name: V-101 (35x70)

Section Notes: Modify/Show Notes...

Dimensions

Depth (t3): 70

Width (t2): 35

Material: + Concreto 210kgf/cm2

Property Modifiers: Set Modifiers...

Concrete Reinforcement...

OK Cancel

Reinforcement Data

Rebar Material

Longitudinal Bars: + Acero Fy = 4200 kgf/cm

Confinement Bars (Ties): + Acero Fy = 4200 kgf/cm

Design Type

Column (P-M2-M3 Design)

Beam (M3 Design Only)

Concrete Cover to Longitudinal Rebar Center

Top: 4

Bottom: 4

Reinforcement Overrides for Ductile Beams

	Left	Right
Top	9.68	12
Bottom	4	4

OK Cancel

Figura. 46. Configuración para la viga V-101. Fuente: Elaboración propia.

Para la V-103

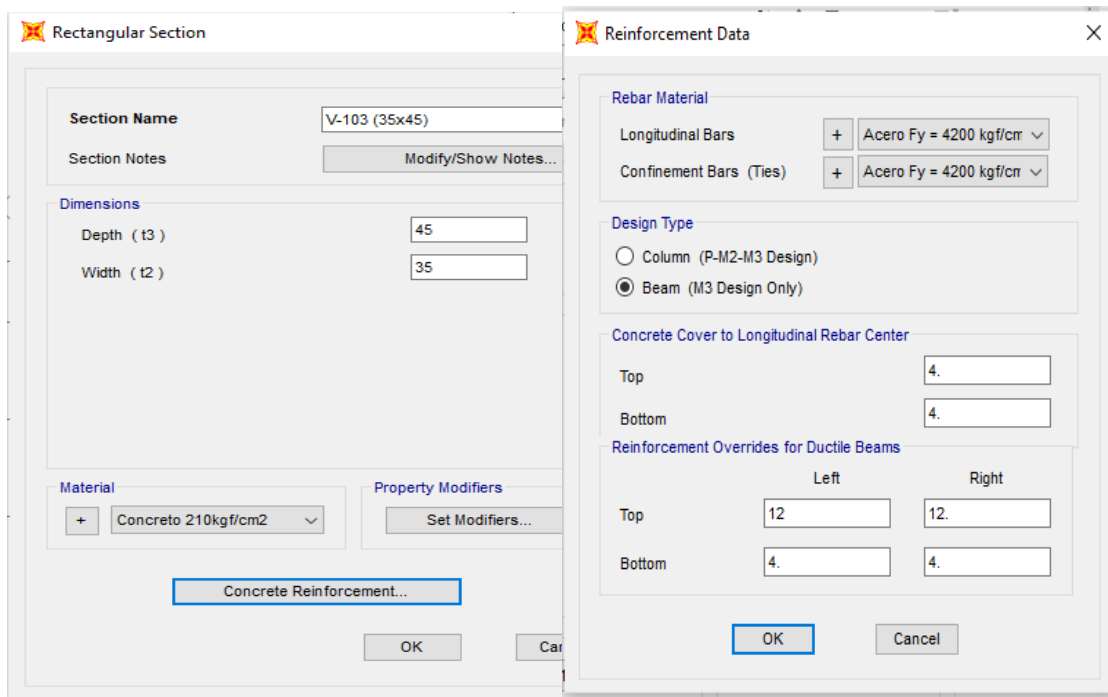


Figura. 47. Configuración para la viga V-103. Fuente: Elaboración propia.

Para la viga V-102

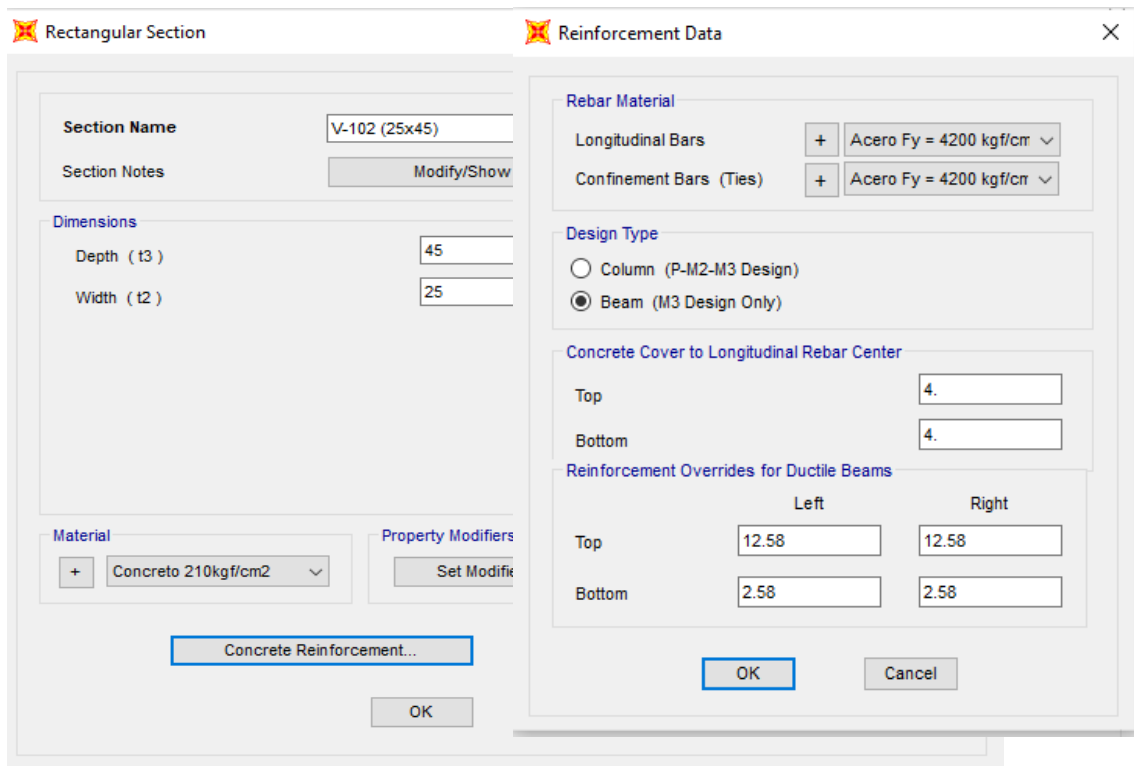


Figura. 48. Configuración para la viga V-102. Fuente: Elaboración propia.

Para la viga V-1

Rectangular Section

Section Name: V-1 (25x45)

Section Notes: Modify/Show Notes...

Dimensions

Depth (t3): 45

Width (t2): 25

Material: + Concreto 210kgf/cm2

Property Modifiers: Set Modifiers...

Concrete Reinforcement...

OK

Reinforcement Data

Rebar Material

Longitudinal Bars: + Acero Fy = 4200 kgf/cm²

Confinement Bars (Ties): + Acero Fy = 4200 kgf/cm²

Design Type

Column (P-M2-M3 Design)

Beam (M3 Design Only)

Concrete Cover to Longitudinal Rebar Center

Top: 4

Bottom: 4

Reinforcement Overrides for Ductile Beams

	Left	Right
Top	8	8
Bottom	6	6

OK

Cancel

Figura. 49. Configuración para la viga V-1. Fuente: Elaboración propia.

Para la viga V-2

Rectangular Section

Section Name: V-2 (25x45)

Section Notes: Modify/Show Notes...

Dimensions

Depth (t3): 45

Width (t2): 25

Material: + Concreto 210kgf/cm2

Property Modifiers: Set Modifiers...

Concrete Reinforcement...

OK

Reinforcement Data

Rebar Material

Longitudinal Bars: + Acero Fy = 4200 kgf/cm²

Confinement Bars (Ties): + Acero Fy = 4200 kgf/cm²

Design Type

Column (P-M2-M3 Design)

Beam (M3 Design Only)

Concrete Cover to Longitudinal Rebar Center

Top: 4

Bottom: 4

Reinforcement Overrides for Ductile Beams

	Left	Right
Top	3.87	5.16
Bottom	3.87	3.87

OK

Cancel

Figura. 50. Configuración para la viga V-2. Fuente: Elaboración propia.

Para la viga V

The image shows two overlapping dialog boxes. The left dialog, titled "Rectangular Section", has a "Section Name" field containing "V (25x20)". Under "Dimensions", "Depth (t3)" is set to 20 and "Width (t2)" is set to 25. The "Material" is set to "Concreto 210kgf/cm2". The right dialog, titled "Reinforcement Data", has "Rebar Material" for both "Longitudinal Bars" and "Confinement Bars (Ties)" set to "Acero Fy = 4200 kgf/cm". The "Design Type" is "Beam (M3 Design Only)". "Concrete Cover to Longitudinal Rebar Center" is set to 4 for both "Top" and "Bottom". "Reinforcement Overrides for Ductile Beams" are set to 2.13 for "Top" and "Bottom" on both "Left" and "Right" sides.

Figura. 51. Configuración para la viga V. Fuente: Elaboración propia.

Ahora para la losa aligerada de 20 centímetros configuramos de la siguiente manera:

The image shows two overlapping dialog boxes. The main dialog, titled "Shell Section Data", has a "Section Name" field containing "Losa aligerada (20cm)". The "Type" is "Concrete Shell Section Design Parameters". "Thickness" is set to 20 for both "Membrane" and "Bending". "Material" is set to "Concreto 210kgf/cm2" with a "Material Angle" of 0. The "Concrete Shell Section Design Parameters" sub-dialog has a "Section Name" of "ASEC1", "Rebar Material" set to "Acero Fy = 4200 kgf/cm", and "Rebar Layout Options" set to "Default". "Cover to Centroid of Steel" is set to 0 for all directions.

Figura. 52. Configuración de la losa

Ahora dibujamos las secciones de vigas y columnas según el plano de estructura, es importante mencionar que se debe asignar restricciones en la base.

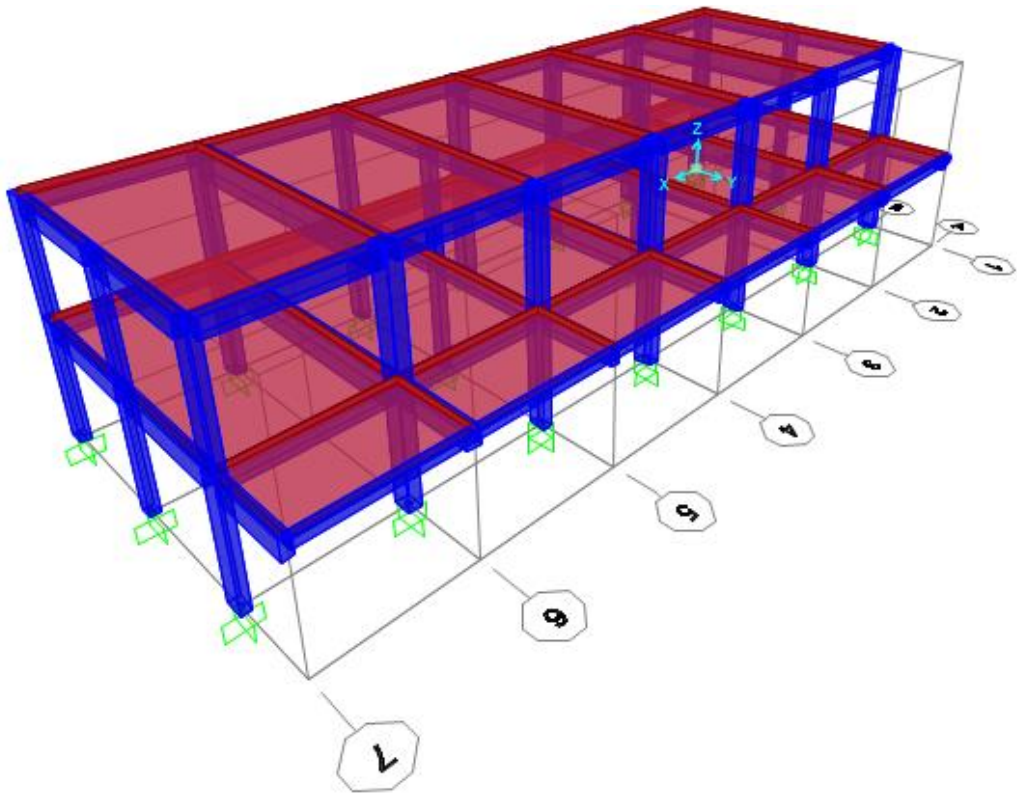


Figura. 53. Idealización de la estructura. Fuente: Elaboración propia.

Después se debe tener en cuenta el punto de inserción de las columnas, esto se logra moviendo los ejes locales del elemento. Lugo de haber terminado de modelar siempre se verifica que este con las mismas dimensiones del plano para luego ya comenzar con los patrones de carga.

4.1.4. Análisis estático

Asignamos los patrones de carga como se muestra en la figura 54, para este caso se creó Carga muerta (DEAD), sobrecarga muerta (SCM), carga viva (CV) y carga viva de techo (CVT). Es importante mencionar que para el patrón de carga DEAD se coloca el valor de 1 con e fin de que el programa pese a la estructura.

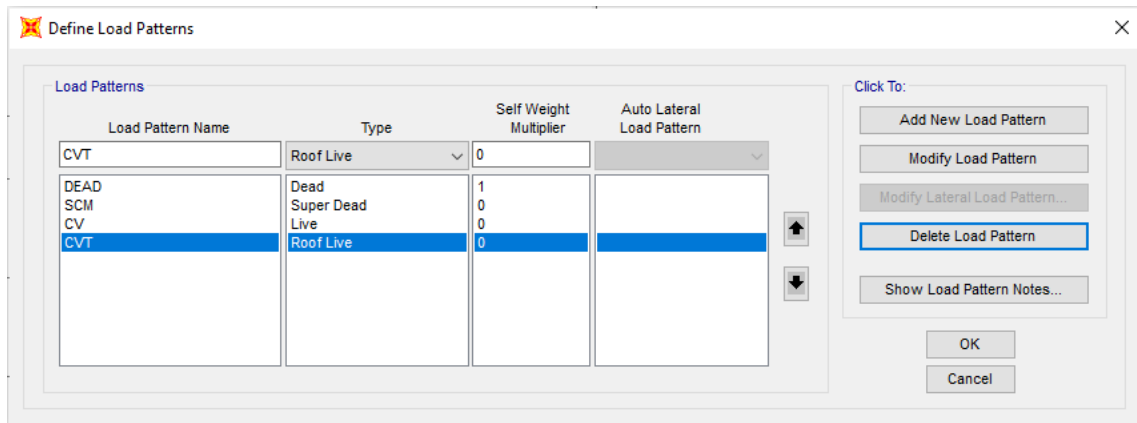


Figura. 54. Patrones de carga. Fuente: Elaboración propia.

En la figura 55 muestra la configuración de la masa de acuerdo a la norma E.030 esto de acuerdo al tipo de categoría que representa. Se considera el 100% del peso propio, el 50% de la carga viva y el 25% de la carga de techo.

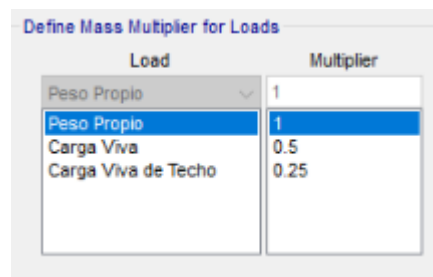


Figura. 55. Definición de la masa. Fuente elaboración propia.

Ahora asignamos las cargas a la estructura de las cuales se muestra en la tabla 8, todas las cargas se aplicaron de acuerdo a la norma E.020 de cargas.

Tabla 8. Cargas asignadas. Fuente: RNE

Descripción	Carga (kg/m ²)
Sobre cargas	
s/c aulas	250
s/c corredor	400
s/c techo	100
Carga muerta	
Acabados	100

Asi tambien se asignaron los brazos rígidos y posteriormente se crearon los diafragmas para cada piso y luego se asignaron esto con el fin de que la estructura se comporte de manera monolítica y asi pueda transferir la losa toda las cargas a las vigas. Lo hacemos correr el modelo y encontramos que tiene los siguientes pesos como se muestra en la tabla 9 de abajo.

Tabla 9. pesos de cada nivel. Fuente: Elaboración propia.

Nivel	kg	tnf
2do piso	123590.688	123.590688
1er piso	202583.088	202.583088

Este resultado se corroboró realizando un metrado de cargas de la estructura para calcular su peso por nivel para ello ver el anexo 1.

Luego se procedió a realizar el ZUCS/R según la norma E.030 para las direcciones X, Y como se muestra en la tabla 10.

Tabla 10. Parámetros sísmicos de acuerdo a la norma E.030. Fuente: Elaboración propia.

Parámetros		Categoría
Zona		S4
Categoría		A
Suelo		S1
Tp		0.4
TL		2.5
T	Tx	0.14
(CT=45)	Ty	0.14
cumple caso I		C = 2.5

	Vx	Vy
Z	0.45	0.45
U	1.5	1.5
C	2.5	2.5
S	1	1
R	8	8
	99.950	99.950

En la tabla 11 se muestra el resumen de las fuerzas por cada piso, lo cual es un dato muy importante para realizar el análisis estático no lineal.

Tabla 11. Tabla de fuerzas por nivel.

Dirección	Piso	peso (tn)	h (m)	peso*hi (tn-m)	%	Fi = Vx % (tn)
X	2	147.54	6.30	929.506	0.521	52.073
	1	267.07	3.20	854.619	0.479	47.878
	Σ	414.61		1784.125	1.000	99.950
Y	2	147.54	6.30	929.506	0.521	52.073
	1	267.07	3.20	854.619	0.479	47.878
	Σ	414.61		1784.125	1.000	99.950

4.1.5. Método Pushover

Primero asignamos los patrones de carga como se muestra en la figura 56 donde se aprecia los tipos de patrones y al peso propio se le coloca el valor de uno con el fin de que el programa sea quien pese la estructura.

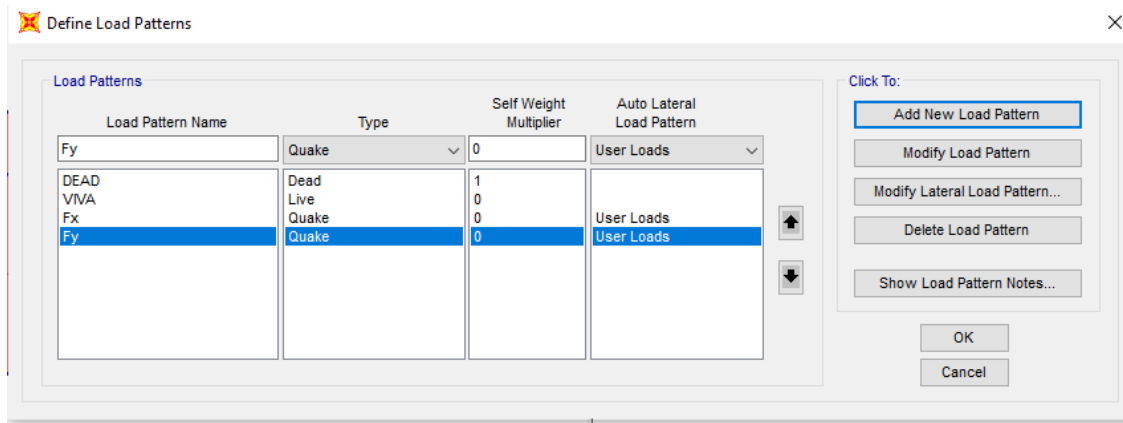


Figura. 56. Patrones de carga Pushover

Para el caso de las Fx y Fy se tiene configurara de la siguiente manera como se muestra en la figura 57 y 58 respectivamente, en la que se asignan las fuerzas calculadas anteriormente por el análisis estático, estas fuerzas son aplicadas en el centro de masa de la estructura.

Ahora en la figura 59 muestra la configuración de la masa de acuerdo a la norma E.030 esto de acuerdo al tipo de categoría que representa. Se considera el 100% del peso propio, el 50% de la carga viva y el 25% de la carga de techo.

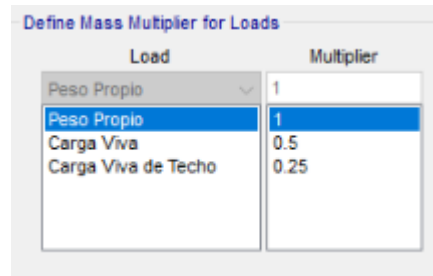


Figura. 59. Parámetros del cálculo del peso. Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo a la normativa E.020 se procedió a asignar las cargas a la estructura tal como muestra la tabla 12.

Tabla 12. Cargas de la estructura. Fuente: Elaboración propia.

Descripción	Carga (kg/m ²)
Sobre cargas	
s/c aulas	250
s/c corredor	400
s/c techo	100
Carga muerta	
Acabados	100

Despues se asignaron los brazos rígidos y se crearon los diafragmas por nivel con el fin de que se comporte de una manera monólitica y asi poder transferir las carags hacia la viga de una mejor manera, por otro lado tambien gracias a los difragmas rígido me permite encontrar su centro de masa para asi insertar las fuerzas sismicas en dicho punto.

Asignamos las rótulas plásticas para de esa manera considerar la degradación de la rigidez de nuestra estructura y a partir de ello poder evaluar todo su comportamiento en el rango no lineal. Siempre se recomienda asignar las rótulas plásticas en los extremos a un 5% de cada elemento (viga y columna). Para realizar este proceso es importante primero seleccionar todos los elementos para de esa manera poderlos aplicar.

Figura. 60. Configuración para las columnas. Fuente: Elaboración propia.

Figura. 61. Configuración para las vigas. Fuente: Elaboración propia.

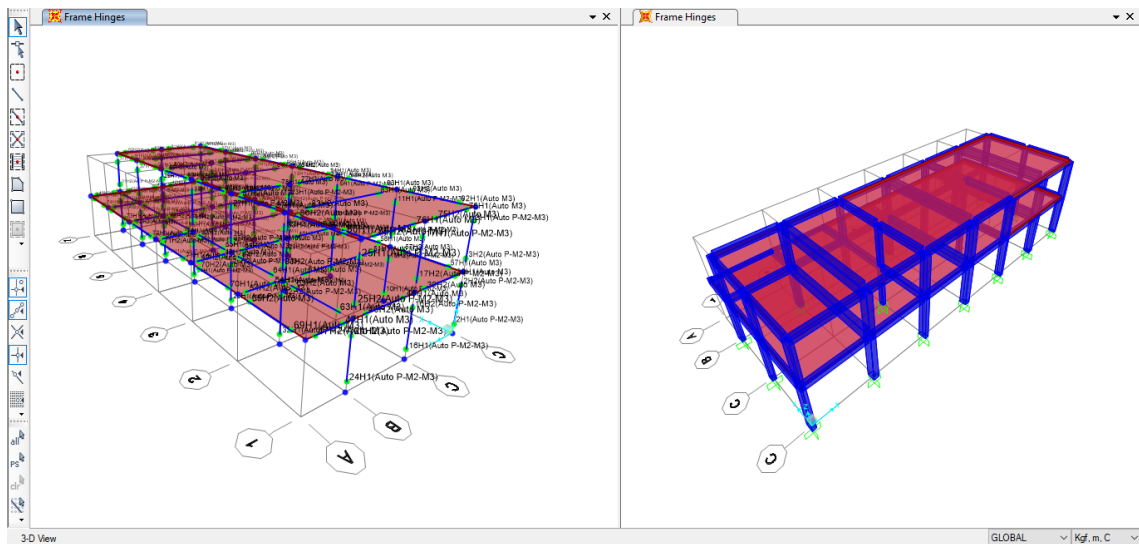


Figura. 62. Estructura con rótulas. Fuente: Elaboración propia.

Ahora definimos los casos de carga de la siguiente manera como muestra la figura 63 en las que se encuentra los casos de carga muerta, modal, viva, fuerzas en la dirección X y Y, carga gravitacional no lineal (CGNL), Pushover en X y Pushover en Y.

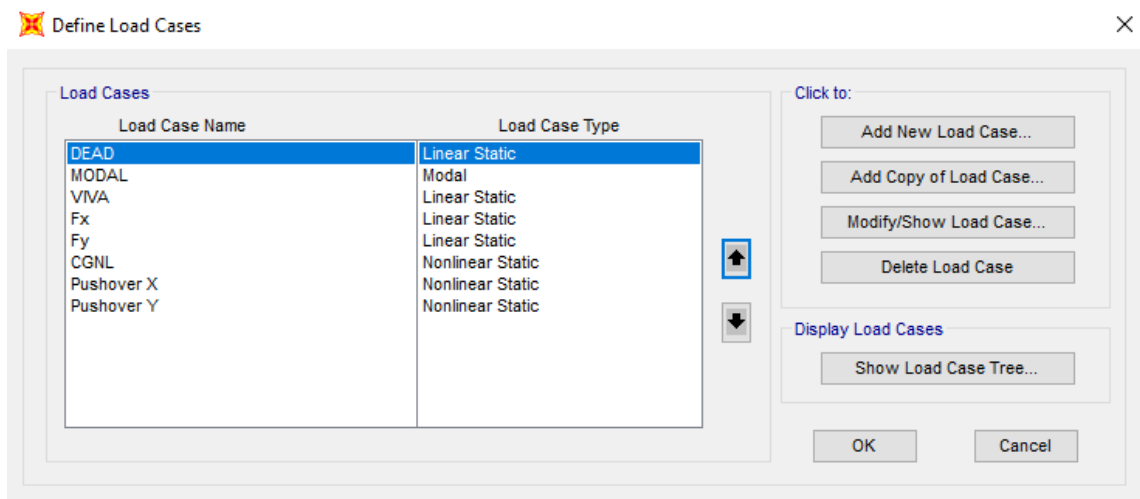


Figura. 63. Casos de carga. Fuente: Elaboración propia.

Es importante mencionar que para la configuración se considera a la carga muerta viva como un tipo de carga estática lineal. Mientras que para la carga gravitacional (CGNL) es un tipo de carga estática no lineal.

Asi también al caso de carga Pushover en la dirección X y Y son considerados un tipo de carga estática no lineal como muestra el cuadro 63.

Se definieron tres tipos de cargas principales, como es la carga gravitacional no lineal (CGNL) que contiene a la carga viva y muerta como presenta la figura 64. También se creó los casos Pushover en la dirección X, Y como se muestra la figura 65 y 67 respectivamente.

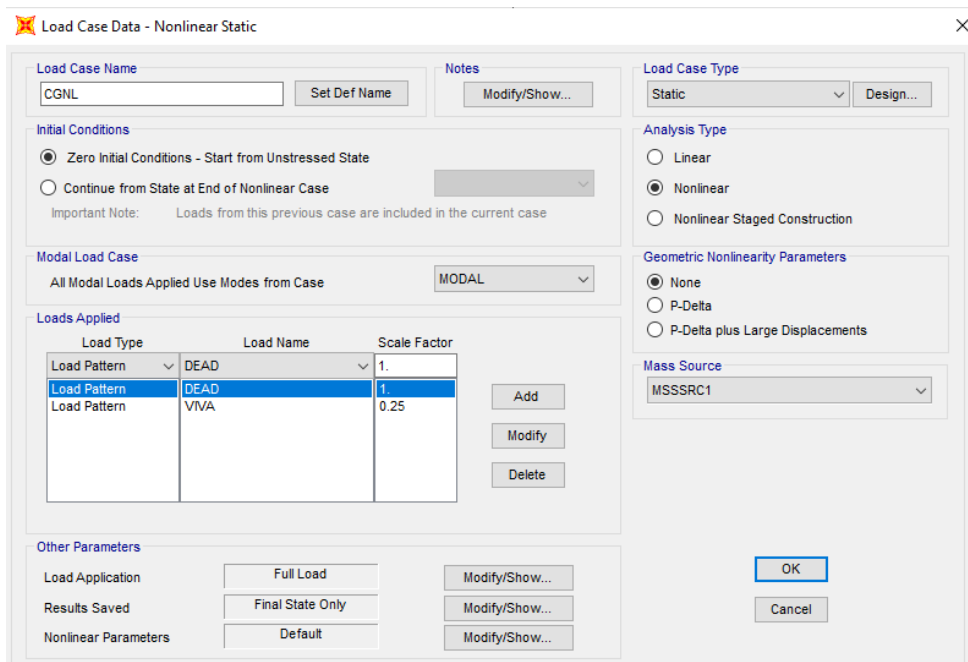


Figura. 64. Carga gravitacional no lineal. Fuente: Elaboración propia.

En la figura 65 y 67 se muestra la configuración del Pushover, en donde se aprecia que los patrones de carga provienen del modo fundamental de la estructura que es el primer modo esto porque la estructura del pabellón es simétrica.

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: Pushover X [Set Def Name] [Modify/Show...]

Load Case Type: Static [Design...]

Initial Conditions:

- Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- Continue from State at End of Nonlinear Case [CGNL]

 Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case: All Modal Loads Applied Use Modes from Case [MODAL]

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Fx	1.
Load Pattern	Fx	1.

[Add] [Modify] [Delete]

Analysis Type:

- Linear
- Nonlinear
- Nonlinear Staged Construction

Geometric Nonlinearity Parameters:

- None
- P-Delta
- P-Delta plus Large Displacements

Mass Source: Previous

Other Parameters:

- Load Application: Displ Control [Modify/Show...]
- Results Saved: Multiple States [Modify/Show...]
- Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figura. 65. Caso de Pushover en la dirección X. Fuente: Elaboración propia.

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control:

- Full Load
- Displacement Control

Control Displacement:

- Use Conjugate Displacement
- Use Monitored Displacement

 Load to a Monitored Displacement Magnitude of: 0.252

Monitored Displacement:

- DOF [U1] at Joint [1]
- Generalized Displacement

Additional Controlled Displacements: None [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Results Saved for Nonlinear Static Load Cases

Results Saved:

- Final State Only
- Multiple States

For Each Stage:

- Minimum Number of Saved States: 10
- Maximum Number of Saved States: 100

Save positive Displacement Increments Only

[OK] [Cancel]

Figura. 66. Configuración para Pushover en X. Fuente: Elaboración propia.

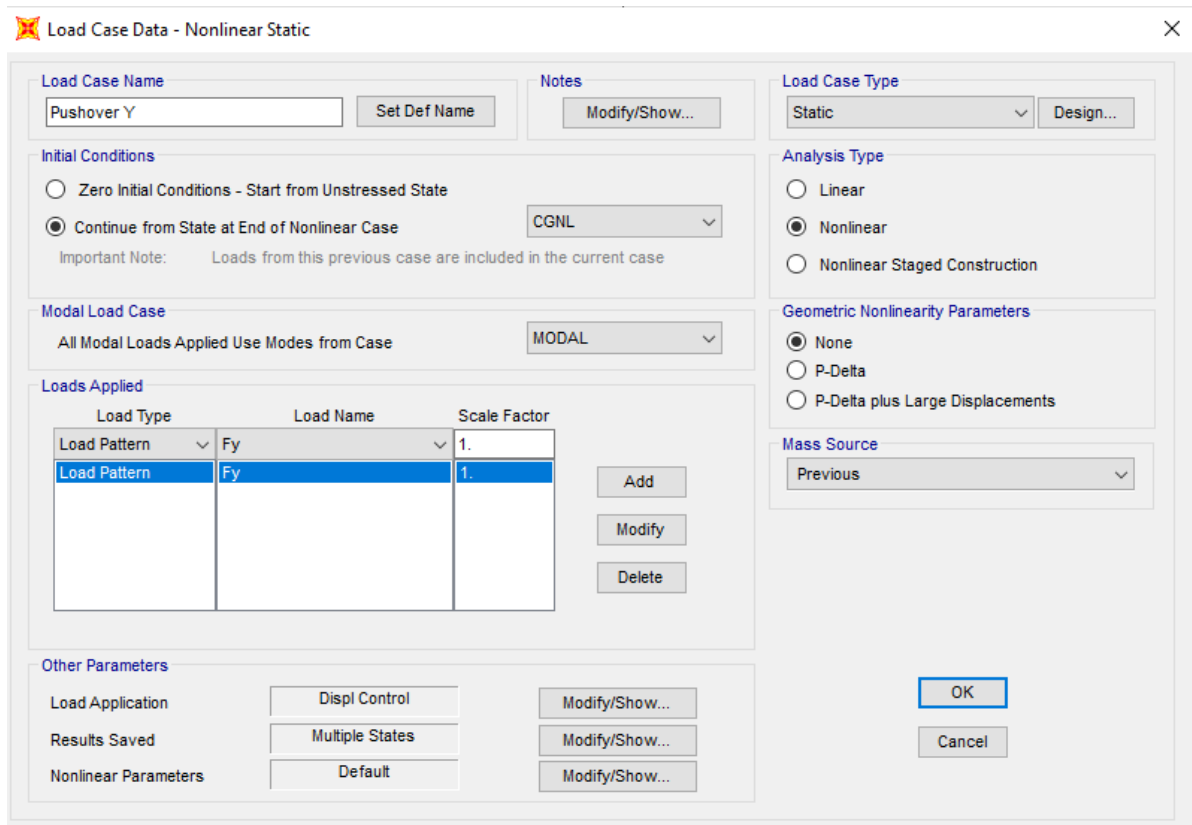


Figura. 67. Caso de Pushover en la dirección Y. Fuente: Elaboración propia.

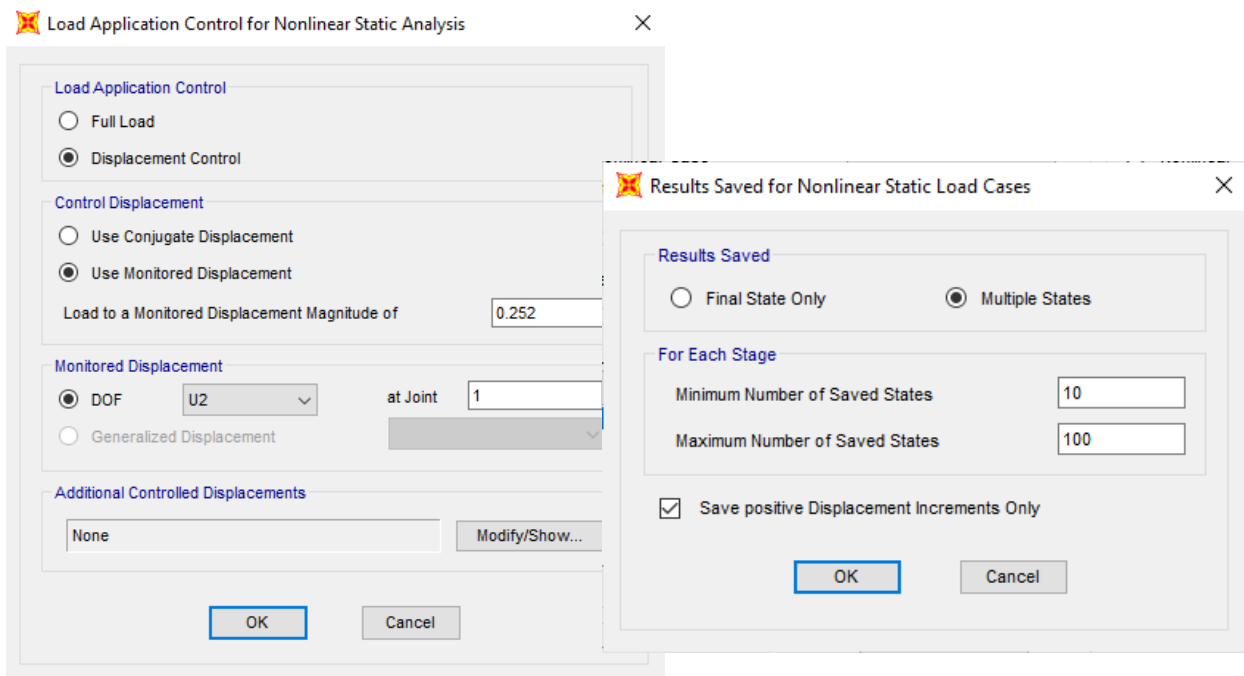


Figura. 68. Configuración para el Pushover en Y. Fuente: Elaboración propia.

Luego configuramos los espectros de demanda teniendo en cuenta que todos son de una zona sísmica 4, de una categoría importante (A), del tipo de suelo rígido (S1) y la

estructura no presenta irregularidades. El único factor que cambia para todos los espectros es el factor de reducción que depende del factor de escala y este a su vez depende de la relación de los periodos de respuestas nuevo con el anterior elevado por un factor K.

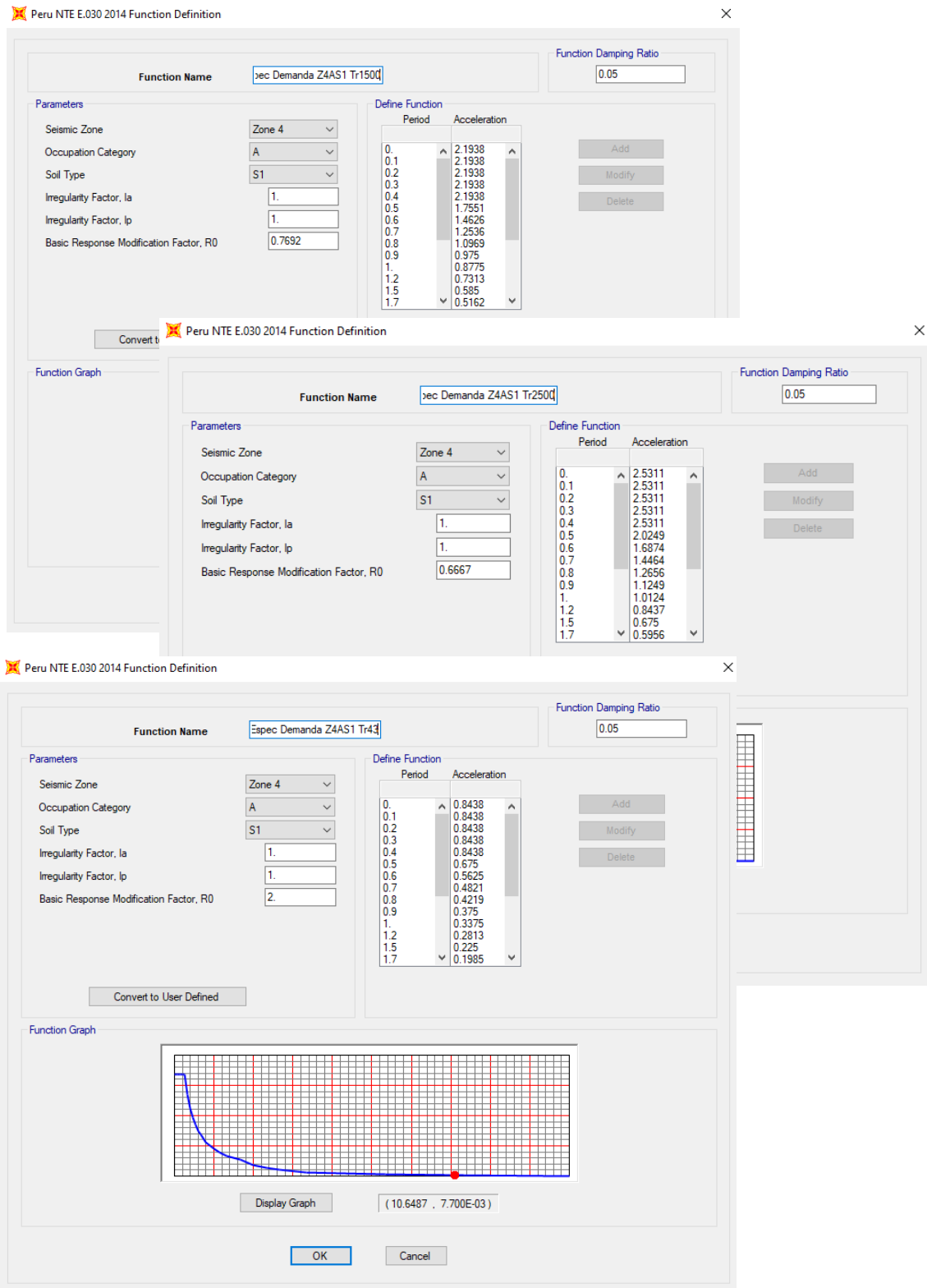


Figura. 69. Espectros de demanda 43, 75 y 475.

Function Name:

Function Damping Ratio:

Parameters

Seismic Zone:

Occupation Category:

Soil Type:

Irregularity Factor, Ia:

Irregularity Factor, Ip:

Basic Response Modification Factor, R0:

Define Function

Period	Acceleration
0.	1.6875
0.1	1.6875
0.2	1.6875
0.3	1.6875
0.4	1.6875
0.5	1.35
0.6	1.125
0.7	0.9643
0.8	0.8438
0.9	0.75
1.	0.675
1.2	0.5625
1.5	0.45
1.7	0.3971

Add
Modify
Delete

Function Name:

Function Damping Ratio:

Parameters

Seismic Zone:

Occupation Category:

Soil Type:

Irregularity Factor, Ia:

Irregularity Factor, Ip:

Basic Response Modification Factor, R0:

Define Function

Period	Acceleration
0.	1.0125
0.1	1.0125
0.2	1.0125
0.3	1.0125
0.4	1.0125
0.5	0.81
0.6	0.675
0.7	0.5786
0.8	0.5062
0.9	0.45
1.	0.405
1.2	0.3375
1.5	0.27
1.7	0.2382

Add
Modify
Delete

Function Name:

Function Damping Ratio:

Parameters

Seismic Zone:

Occupation Category:

Soil Type:

Irregularity Factor, Ia:

Irregularity Factor, Ip:

Basic Response Modification Factor, R0:

Convert to User Defined

Define Function

Period	Acceleration
0.	1.8562
0.1	1.8562
0.2	1.8562
0.3	1.8562
0.4	1.8562
0.5	1.485
0.6	1.2375
0.7	1.0607
0.8	0.9281
0.9	0.825
1.	0.7425
1.2	0.6187
1.5	0.495
1.7	0.4368

Add
Modify
Delete

Function Graph

Display Graph

OK Cancel

Figura. 70. Espectros de demanda 975, 1500 y 2500

Curva de capacidad para la dirección X

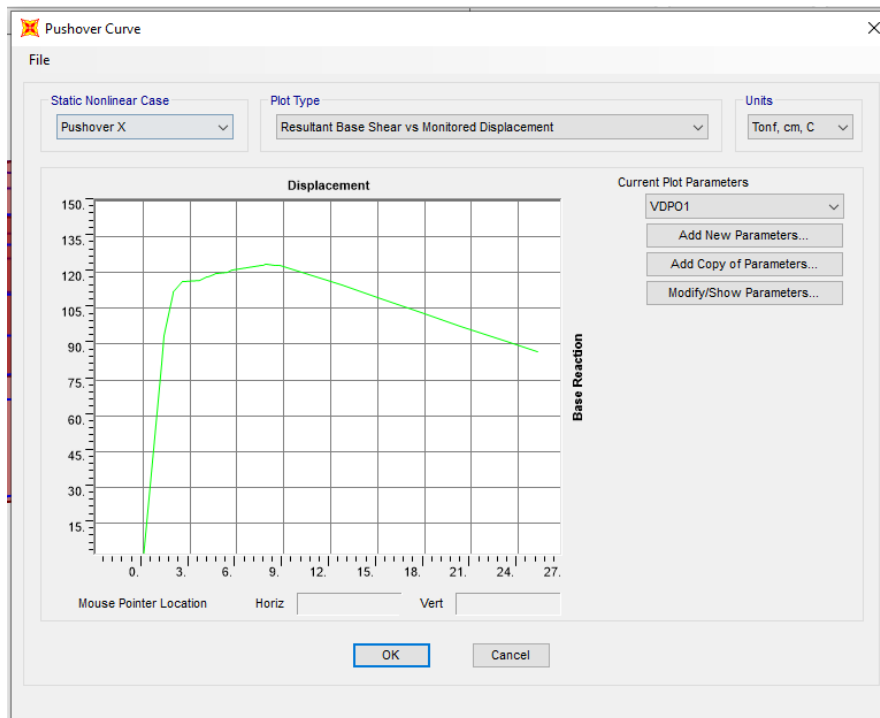


Figura. 71. Curva de capacidad para la dirección X

Curva de capacidad para la dirección Y

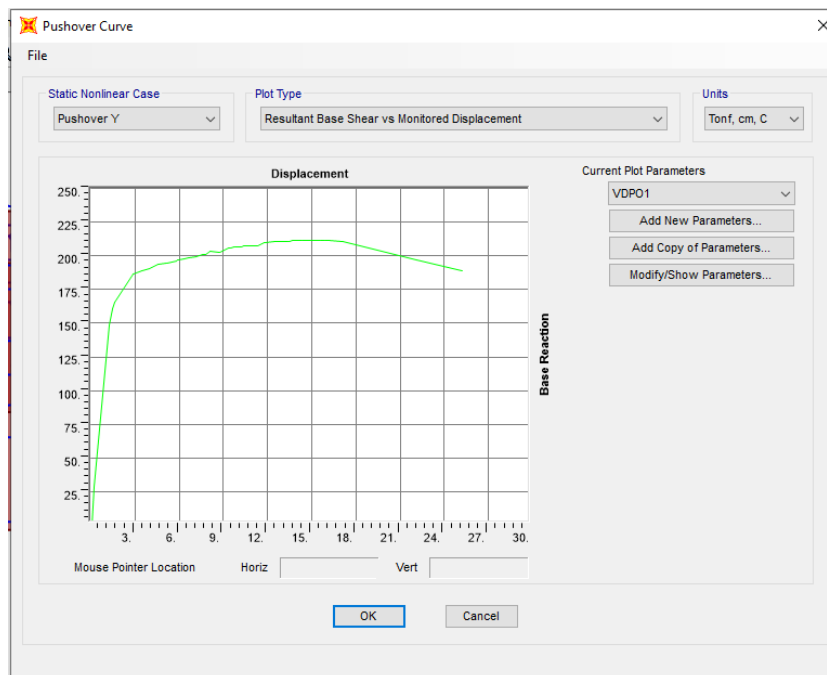


Figura. 72. Curva de capacidad para la dirección Y.

4.1.6. Nivel de desempeño

4.1.6.1. Para la dirección X

La figura 73 muestra la curva de capacidad de la estructura del pabellón 8 para la dirección X, Como se aprecia la zona elástica llega hasta un desplazamiento aproximado de 1.6 centímetros con una cortante basal respectiva de 120 toneladas. Por otro lado, para el rango inelástico tiene un límite máximo de desplazamiento hasta 8.45 centímetros con 123.3 toneladas, a partir de este desplazamiento inicia la pérdida de la capacidad de la estructura.

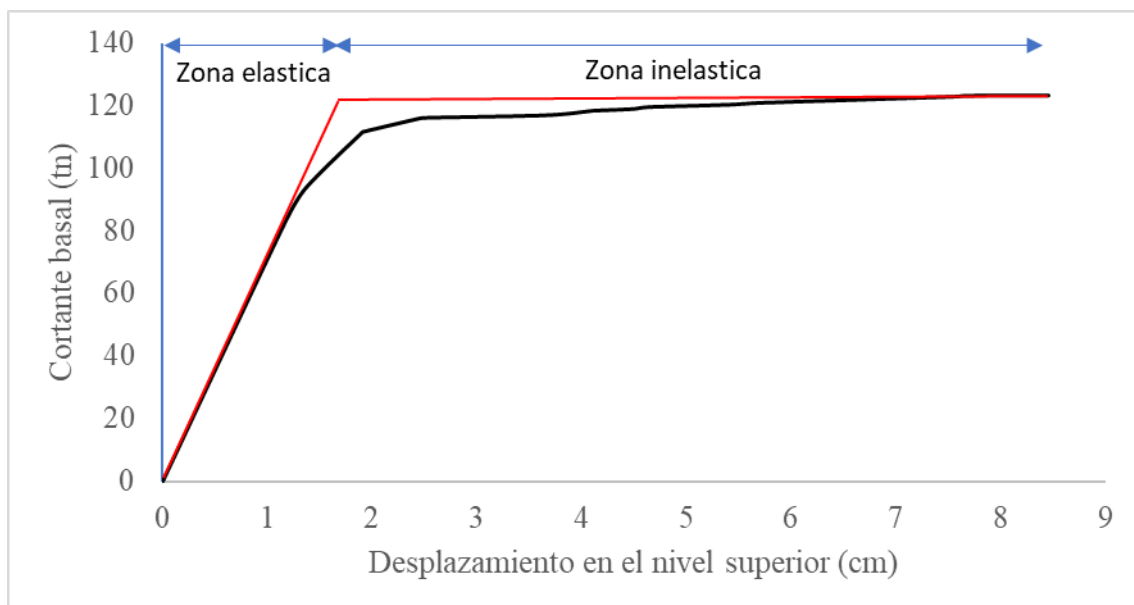


Figura. 73. Curva de capacidad de la estructura del pabellón 8 en la dirección X. Fuente: Elaboración propia.

Para la sectorización de la curva de capacidad para la dirección X se realiza de acuerdo a la recomendación de la asociación de ingenieros de california en la que mencionan que el punto donde termina el rango elástico se llama punto de fluencia y desde ahí hasta el punto de colapso es el rango inelástico este a su vez se divide en cuatro partes como es funcional, seguridad de vida, cerca al colapso y colapso.

Para realizar la sectorización se necesitan el desplazamiento de fluencia que para nuestro caso de acuerdo a la curva de capacidad es 1.598 (Ay) y el ultimo desplazamiento que es igual a 7.943 (Au) tal como se muestra en la tabla 36.

Tabla 13. Datos para la sectorización. Fuente: *Elaboración propia.*

Datos para la sectorización	
Au=	7.942674
Ay=	1.5979
Δp =	6.344774

La ATC-40 propone utilizar para la sectorización las siguientes formulas descritas en la tabla 37, Cada formula tiene un nivel de daño como es operacional, daño controlado, seguridad de vida, prevención de colapso y colapso, estas tienen un desplazamiento calculado por las fórmulas y que luego se ubican dentro de la curva de capacidad para sectorizarlo.

Tabla 14. Sectorización de la curva para la dirección X. Fuente: *Elaboración propia.*

Niveles de daño según el ATC-40	Expresión	Desplazamiento (cm)
Operacional	Ay	1.5979
Daño controlado	$Ay+0.3(Au-Ay)$	3.5013322
Seguridad de vida	$Ay+0.6(Au-Ay)$	5.4047644
Prevención de colapso	$Ay+0.9(Au-Ay)$	7.3081966
Colapso	Au	7.942674

De acuerdo a la curva de capacidad que presenta la estructura del pabellón 8 en la dirección X como muestra la figura 74, se aprecia que para sismos de 43 años (sismos frecuentes) y sismos de 72 años (sismos ocasionales) la estructura tendrá un comportamiento aceptable dentro del rango de seguridad de vida, esto quiere decir que la estructura no colapsaría más por el contrario se mantendría estable pero con daños estructurales visibles que necesitarían una reparación urgente y económicamente elevada.

Es importante mencionar que para sismos raros y muy raros la estructura colapsaría de inmediato ya que para estos tipos de sismo de acuerdo a la curva de capacidad se encuentra en un rango donde la estructura pierde su capacidad esto quiere decir que las formaciones de rotulas ya existirían en todo un nivel lo cual originaría desplazamientos enormes hasta llegar al colapso.

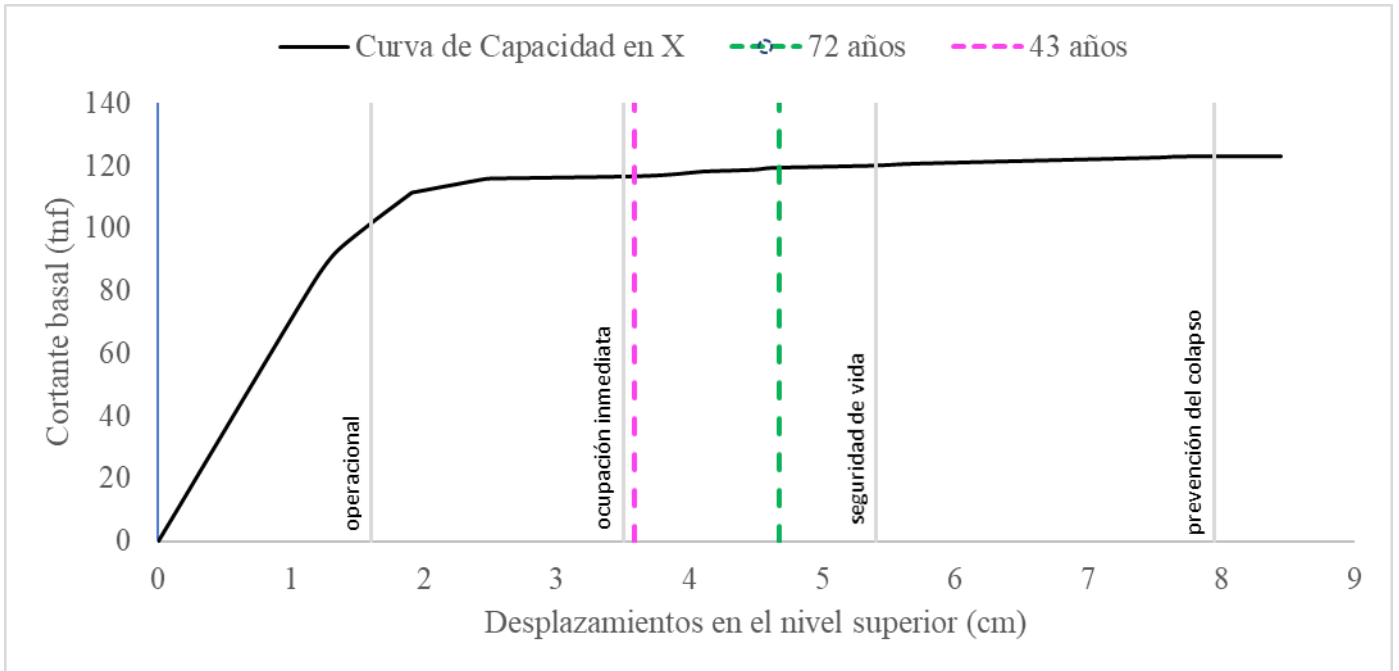


Figura. 74. Desempeño para la dirección X. Fuente: Elaboración propia.

4.1.6.2. Para la dirección Y

Ahora para para la dirección Y, la figura 75 muestra la curva de capacidad de la estructura del pabellón 8, como se aprecia la zona elástica llega hasta un desplazamiento aproximado de 1.7 centímetros con una cortante basal respectiva de 200 toneladas. Por otro lado, para el rango inelástico tiene un límite máximo de desplazamiento hasta 15.8 centímetros con 211.3 toneladas, a partir de este desplazamiento inicia la pérdida de la capacidad de la estructura.

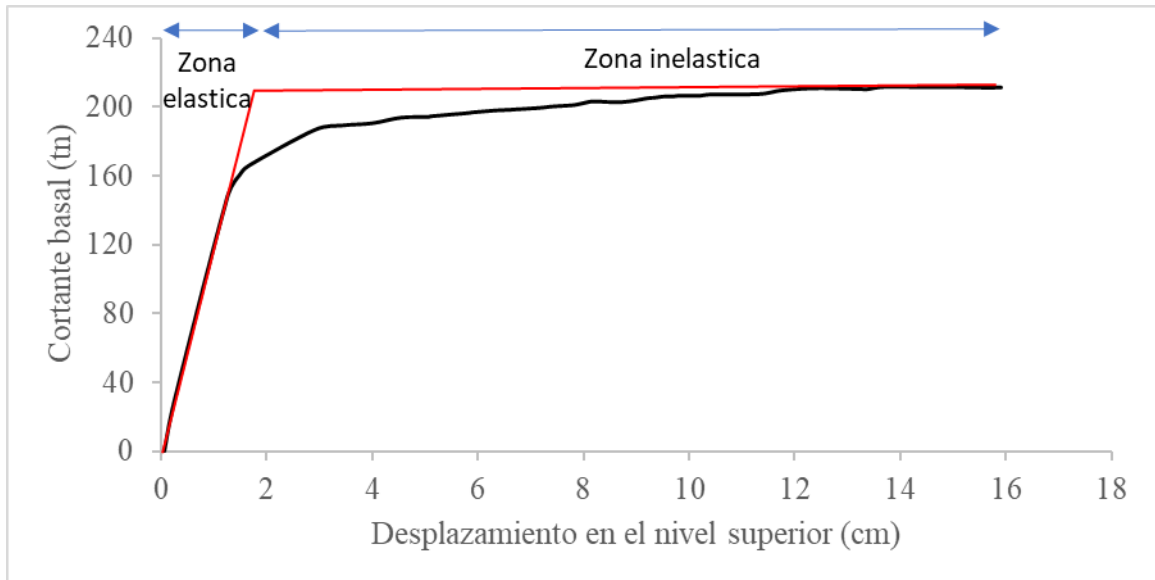


Figura. 75. Curva de capacidad de la estructura del pabellón 8 en la dirección Y. Fuente: Elaboración propia.

Luego para la sectorización de la curva de capacidad para la dirección Y se realiza de acuerdo a la recomendación de la asociación de ingenieros de california en la que mencionan que el punto donde termina el rango elástico se llama punto de fluencia y desde ahí hasta el punto de colapso es el rango inelástico este a su vez se divide en cuatro partes como es funcional, seguridad de vida, cerca al colapso y colapso.

Para realizar la sectorización se necesitan el desplazamiento de fluencia que para nuestro caso de acuerdo a la curva de capacidad es 1.6015 centímetros (A_y) y el ultimo desplazamiento que es igual a 15.817 centímetros (A_u) tal como se muestra en la tabla 38.

Tabla 15. Datos para la sectorización. Fuente: Elaboración propia.

Datos para la sectorización	
$A_u=$	15.817
$A_y=$	1.6015
$\Delta p=$	14.2155

La ATC-40 propone utilizar para la sectorización las siguientes formulas descritas en la tabla 39, Cada formula tiene un nivel de daño como es el nivel operacional, daño controlado, seguridad de vida, prevención de colapso y colapso, estas tienen un desplazamiento calculado por las fórmulas y que luego se ubican dentro de la curva de capacidad para sectorizarlo.

Tabla 16. Sectorización de la curva para la dirección Y. Fuente: Elaboración propia.

Niveles de daño según el ATC-40	Expresión	Desplazamiento (cm)
Operacional	Ay	1.6015
Daño controlado	$Ay+0.3(Au-Ay)$	5.86615
Seguridad de vida	$Ay+0.6(Au-Ay)$	10.1308
Prevención de colapso	$Ay+0.9(Au-Ay)$	14.39545
Colapso	Au	15.817

Evaluando la curva de capacidad que presenta la estructura del pabellón 8 en la dirección “Y” como muestra la figura 76, se aprecia que para sismos de 43 años (sismos frecuentes) y sismos de 72 años (sismos ocasionales) la estructura tendrá un comportamiento aceptable dentro del rango de ocupación inmediata, esto quiere decir que la estructura ante sismos de ese tipo funcionaria inmediatamente después del terremoto lo cual nos indica que no colapsaría más por el contrario se mantendría estable pero con daños estructurales mínimos que no necesitarían una reparación inmediata ya que la estructura se encontraría en perfectas condiciones.

Ahora evaluando para los sismos de 475 años y 975 años la estructura se encontraría en el rango de seguridad de vida, esto quiere decir que la estructura seguiría estable, pero con daños visibles que necesitarían una reparación urgente que tendría un costo elevado. Luego para sismos de 1500 años y 2500 años, la estructura se encontraría en un rango de prevención de colapso tal como muestra la figura 76.

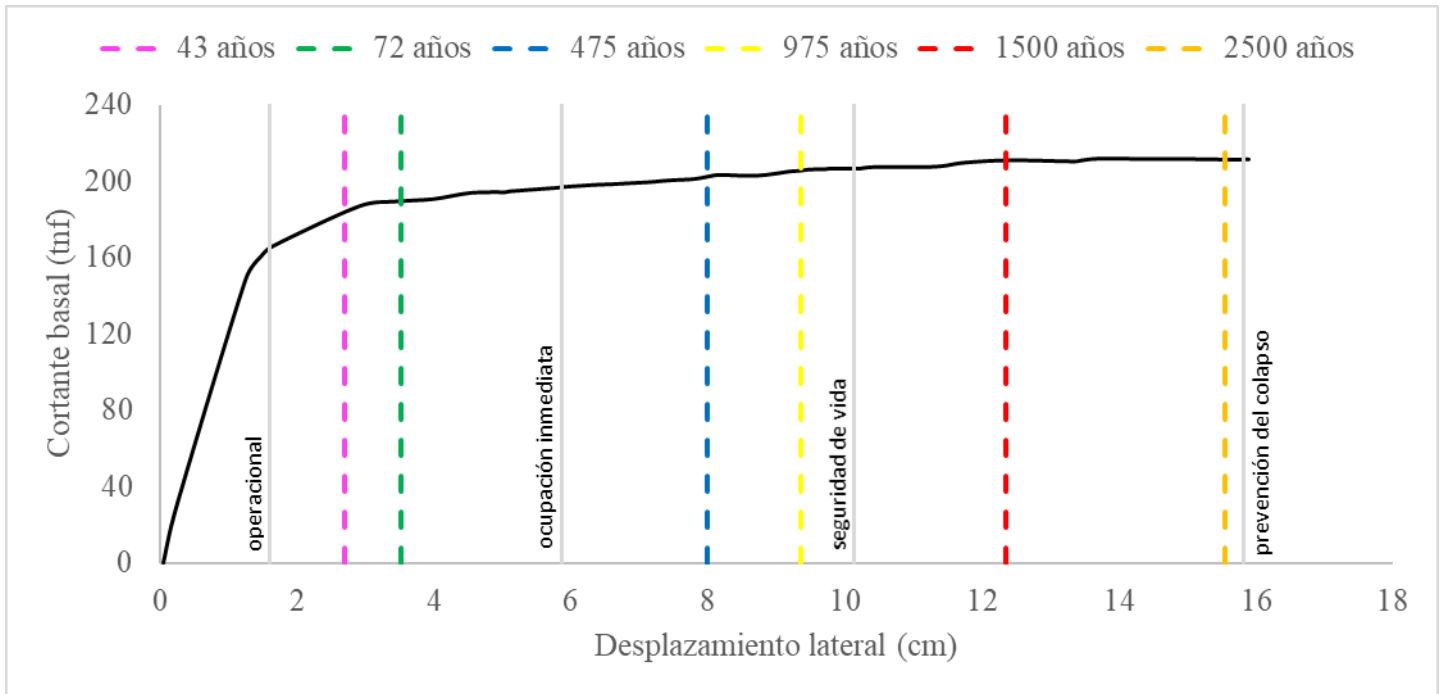


Figura. 76. Desempeño para la dirección Y. Fuente: Elaboración propia.

Considerando la dirección crítica de mi estructura, según SEAOC (Asociación de ingenieros estructurales de California), para estructuras esenciales como colegios se debe considerar en un rango de seguridad de vida esto con el fin de permitir evacuar sin que la estructura colapse. Nuestro pabellón 8 de análisis se encuentra en un rango de seguridad de vida en función a sismos comunes ello indica que la estructura tiene un peligro latente sísmológico (sismos raros) lo cual su comportamiento no sería bueno es más tendría un colapso repentino lo cual sería lamentable si tenemos en cuenta a la cantidad de personas que interactúan en dicha edificación.

4.2. Método Hirosawa

4.2.1. Índice de vulnerabilidad estructural

Para determinar el índice de vulnerabilidad estructural, se necesita calcular el índice sísmico básico, el índice de comportamiento estructural y Índice del deterioro de la edificación, pero todo esto depende del metrado de carga. En la tabla 13 se muestra el resumen de los pesos por nivel, para mayor información ver el anexo 3.

Tabla 17. Metrado de carga. Fuente: Elaboración propia.

Nivel de evaluación	Peso de techo/losa	Peso de columna	Peso de vigas	Otros pesos	Peso del piso (Wj)
1	71811	17107.2	35462.7	5319.405	129700.31
2	23937	14121.405	29395.8	4409.37	71863.575

4.2.2. Índice sísmico básico de comportamiento estructural

Para calcular este índice se utiliza la siguiente fórmula en la que depende de cada tipo de elementos que conforman la estructura.

$$E_0 = \frac{(n_p + 1)}{(n_p + i)} * (\alpha_1 * (C_{mar} + C_{sc} + C_a + C_{ma}) + \alpha_2 * C_w + \alpha_3 * C_c) * F$$

La tabla 14 muestra todos los factores que considera Hirosawa, teniendo en cuenta nuestra estructura de análisis que son pórticos, solo calculamos Índice de resistencia proporcionada por las columnas no cortas de concreto armado.

Tabla 18. Factores de cortantes para el cálculo del E_0 .

Factores
C_{mar} : Índice de resistencia proporcionada por los muros de relleno de albañilería
C_{sc} : Índice de resistencia proporcionada por las columnas cortas de concreto armado
C_a : Índice de resistencia proporcionada por los muros de albañilería no reforzada o parcialmente confinado
C_{ma} : Índice de resistencia proporcionada por los muros de albañilería confinada
C_w : Índice de resistencia proporcionada por los muros de concreto armado

**Cc: Índice de resistencia proporcionada por las columnas
no cortas de concreto armado**

La estructura es aporticada, lo cual los elementos más importantes en esta estructura son las columnas y vigas, por lo que la ecuación se reduce a lo siguiente:

$$E_0 = \frac{(n_p + 1)}{(n_p + i)} * (\alpha_3 * C_c) * F$$

De acuerdo a la fórmula es necesario calcular la cortante “Cc” que se realiza de la siguiente forma:

$$C_c = \frac{f_c}{200} * \frac{10 * \sum A_{c1} + 7 * \sum A_{c2}}{\sum_{j=1}^{n_p} W_j}$$

Tabla 19. Cálculo de la Cc.

Nivel	f’c (kg/cm2)	Ac1 (cm2)	Ac2 (cm2)	Wj (Kg)
1	210	0	3875	129700.305
2	210	0	3000	71863.5745

De la formula, “Ac1” representa a la suma de las áreas de las columnas de concreto armado, donde la relación entre la altura libre (h) y el ancho (D) es menor que 6. Así también “Ac2” representa a la suma de las áreas de las columnas de concreto armado, donde la relación entre la altura libre (h) y el ancho (D) es menor que 6.

Tabla 20. Resultado del cálculo de la Cc

Nivel	Cc
1	0.141
2	0.307

En la tabla 17 se muestran los coeficientes α que representan al factor de reducción de la capacidad resistente, esto de acuerdo con el nivel de deformación en que alcanzan la resistencia los elementos que controlan el comportamiento sísmico de la estructura.

De la tabla es un tipo A cuando la capacidad sísmica está controlada por los elementos más frágiles, tipo B para los menos frágiles y tipo C para los más dúctiles.

En el caso de nuestra estructura de análisis nos encontramos en el tipo C debido a que las columnas y vigas de concreto armado controlaran la falla.

Tabla 21. Valores de coeficiente α

Valores del coeficiente α				
Tipo	α_1	α_2	α_3	Modo de falla
A	1	0.7	0.5	Columnas cortas y paredes portantes controlan la falla
B	0	1	0.7	Muro de concreto armado controlan la falla
C	0	0	1	Columnas de concreto armado controlan la falla

Luego es importante definir el índice de ductilidad asociado a los elementos verticales (F) esto se realiza de acuerdo a la tabla 18. Para nuestro caso el factor es 1 debido a que el índice de resistencia proporcionada por los muros de relleno de albañilería y índice de resistencia proporcionada por los muros de albañilería no reforzada o parcialmente confinada y índice de resistencia proporcionada por las columnas cortas de concreto armado son cero, esto porque nuestra estructura es aperticada.

Tabla 22. índice de ductilidad de elementos verticales.

F		(Índice de ductilidad asociado a los elementos verticales)
F	1	Si C_{mar} , C_a y C_{sc} son iguales a cero
F	0.8	Si C_{mar} , C_a y C_{sc} son diferentes a cero

En resumen, de los cálculos se tiene el índice sísmico básico para cada nivel como muestra la tabla 19.

Tabla 23. Resultados del E0 por nivel.

Índice sísmico básico de comportamiento estructural		
Número de pisos a calcular		
E0 piso	1	0.141301359
E0 piso	2	0.230123538

4.2.3. Índice sísmico de configuración estructural

La siguiente formula sirve para el cálculo del índice de configuración estructural y gracias a este coeficiente podemos cuantificar la influencia de las irregularidades de la estructura y de la distribución de rigidez y de masa en el comportamiento sísmico de la edificación

Ecuación (1)
$$SD = q_1 * q_2 * \dots * q_8$$

Es importante mencionar que para este análisis por método Hirosawa, previamente se tiene que contar con los planos de planta y elevación y se tiene que realizar visitas de campo para corroborar y realizar una evaluación visual ya que esta información es útil para calcular SD. Las características de la estructura que se consideran en la determinación de este coeficiente son: regularidad de la planta, de dilatación, dimensiones y ubicación de patios interiores, existencia de sótanos (subterráneo), uniformidad de la altura de los pisos, excentricidad de rigidez en planta, irregularidades de la distribución de las masas y de la rigidez de entrepiso de los pisos en altura, otros.

Según Hirosawa para realizar este cálculo se tiene que tener en cuenta la siguiente formula:

Ecuación (2)

$$q_i = \{1.0 - (1 - G_i) * R_i\} \text{ para } i = 1,2,3,4,5,7 \text{ y } 8$$

Ecuación (3)

$$q_i = \{1.2 - (1 - G_i) * R_i\} \text{ para } i = 6$$

La ecuación muestra que a medida que se pierde la regularidad en las características de la estructura, se castiga al sistema, simplemente reduciendo su capacidad resistente con el factor G_i , y para cuantificar el efecto o influencia que pueda tener la irregularidad

en la respuesta se usa el termino R_i , que no es igual para cada uno de los factores considerados. Estos valores de G_i y R_i se determinan utilizando la tabla 20.

Tabla 24. Factores para el cálculo del SD.

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

4.2.4. Índice de deterioro de la edificación “T”

Para este caso se evalúan el “T1” que representa la deformación permanente, el “T2” que representa las grietas en muros o columnas debido a la corrosión del acero de refuerzo, el “T3” que representa los incendios, el “T4” que representa el uso de la edificación y el “T5” que representa el tipo de daño estructural.

El índice “T” cuantifica los efectos que produce el deterioro de la estructura, esto de acuerdo a dos tipos, la primero debido al paso del tiempo y la segunda debido a la acción de sismos pasados u otras acciones que puedan haberla afectado. Este cálculo se realiza de acuerdo a la tabla 21, 22, 23, 24 y 25.

Tabla 25. Deformación permanente T1

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

Tabla 26. Grietas en columna o corrosión en acero T2.

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

Tabla 27. Incendio T3.

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

Tabla 28. Uso del cuerpo o bloque T4.

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

Tabla 29. Tipo de daño estructural T5.

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

Tabla 30. Clasificación de acuerdo al deterioro.

Clasificación del daño producido por un sismo	
Tipo de daño	Descripción
No estructural	Daños únicamente en elementos no estructurales
Estructural ligero	Grietas de menos de 0.5 mm de espesor en elementos de hormigón armado. Grietas de menos de 3mm de espesor en muros de albañilería.
Estructural fuerte	Grietas de 0.5 a 1mm de espesor en elementos de hormigón armado. Grietas de 3 a 10 mm de espesor en muros de albañilería.
Estructural grave	Grietas de más de 1 mm de espesor en elementos de hormigón armado. Aberturas en muros de albañilería. Aplastamiento del hormigón, rotura de estribos y pandeo de refuerzos en vigas, columnas y muros de hormigón armadura. Agrietamiento de capiteles y consolas. Desplome de columnas. Desplome del edificio en más de 1% de su altura. Asentamiento de más de 20 cm.

De todo el análisis realizado con respecto al deterioro, a continuación, se presenta un resumen de la cual se elige el valor más crítico (el más bajo) como se muestra en la tabla 27 con respecto al deterioro.

Tabla 31. Resumen del deterioro analizado.

Resultados (T)	
T1	0.9
T2	0.9
T3	1
T4	1
T5	0.9
Valor más bajo de deterioro (T)	0.9

Después de haber determinado todos los parámetros, ahora se procede a determinar el índice de vulnerabilidad estructural que es el resultado del producto del Índice sísmico

básico de comportamiento estructural (E0), Índice de comportamiento estructural (SD) y el Índice del deterioro de la edificación (T) como muestra la tabla 28.

Tabla 32. Resumen del cálculo Is.

Is (resistencia provista para el edificio)

$I_s = E_0 * S_d * T$

Parámetro	Valor
E0 piso 2	0.2301
E0 piso 1	0.1413
SD	1.0
T	0.90
Is piso 2	0.21
Is piso 1	0.13
Is	0.13

4.2.5. Índice de Juicio estructural

El cálculo del índice de juicio estructural se calcula teniendo en cuenta la norma peruana E.030. Para ello utilizaremos la siguiente fórmula mostrada en la que E_{so} es la resistencia sísmica básica requerida, Z es el factor de zona sísmica y su valor depende del peligro sísmico del lugar donde se ubica el edificio ($0.5 \leq Z \leq 1$), G que es el Factor de influencia de las condiciones topográficas y geotécnicas, U es el Factor de importancia del edificio por su uso.

Ecuación (4)
$$I_{so} = E_{so} * Z * G * U$$

Según la norma E.030 se analiza los factores y el resumen se presenta en la tabla 29 y 30, esto de acuerdo al tipo de suelo, la función de la estructura y Zona sísmica.

Tabla 33. Factores de acuerdo a la norma E.030.

Zonificación	
Zona	Z4
Z	0.45

Perfil tipo	S1
S	1
Tp (S)	0.4
Tl (S)	2.5

Tabla 34. *Categoría de la edificación de acuerdo a norma.*

Categoría de la edificación	
Categoría	A
U	1.5

Nuestra estructura de análisis no presenta irregularidades por lo que de acuerdo a la norma E.030 sismorresistente el factor que le corresponde es 1, por lo tanto, el factor de reducción es 8 ya que es el resultado del producto entre estos. La tabla 31 muestra el resumen de estos resultados considerados para el análisis.

Tabla 35. *Factor de reducción sísmica.*

Coefficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas		
Sistema estructural	Pórticos	
R0	8	
Irregularidad (No presenta irregularidades)	Ia	1
	Ip	1
R	8	

La tabla 32 muestra el parámetro topográfico de acuerdo a lo recomendado por Hirosawa, en la que se considera 1.1 cuando existe una pendiente considerable y 1 cuando no existe una pendiente considerable. Para nuestro caso el factor topográfico es 1.1 debido a la condición del lugar de estudio.

Tabla 36. *Parámetro topográfico.*

Factor topográfico	
Con pendiente	1.1
sin pendiente	1

El periodo de la estructura es 0.14 de acuerdo a la tabla 33, este periodo se calculó considerando el factor Ct igual a 45 ya que nuestra estructura es aporticada y también teniendo en cuenta la altura del pabellón como se muestra a continuación.

Tabla 37. Periodo de la estructura.

Ct	45
hn	6.3
T	0.14
C	2.5

La tabla 34 muestra el resumen de la resistencia sísmica básica requerida (Eso), en la que para este estudio se calculó a partir de la fórmula para encontrar el cortante basal en la Norma E.030 de Reglamento Nacional de Edificaciones.

Ecuación (5) $Eso = C/ R$

Dónde:

- C = Coef. De amplificación dinámica = T_p/T cuyo valor deber ser ≤ 2.5 .
- R = Factor de respuesta para un valor de ductilidad u de 4.
- T_p = periodo predominante de vibración del suelo.
- T = periodo de vibración de la estructura.

Tabla 38. Resistencia sísmica básica requerida.

Resistencia sísmica	
"Eso"	
Eso	0.141

Finalmente, a partir de los parámetros encontrados anteriormente y todo en base a la norma E.030 se presenta el resumen del cálculo del índice de juicio estructural que representa al evento telúrico.

Tabla 39. Cálculo del índice de juicio estructural.

Cálculo de "Iso"	
Iso = Eso*Z*G*U	
Parámetro	Valor
Eso	0.141
Z	0.5
G	1.1
U	1.5
Iso	0.10

4.2.6. Vulnerabilidad por el método Hirosawa

El índice que representa a la capacidad de la estructura "Is" para el primer piso es 0.13, mientras que para el segundo piso es 0.21 esto se debe a que este índice que representa a la estructura depende de las cargas que interactúan sobre él, siendo para este caso por lógica el primer piso el más crítico y más aún si tenemos en cuenta que el segundo nivel del pabellón 7 tiene un techo con cobertura de calamina y también las vigas sobre las que se apoya esta cobertura es más pequeña en relación con la del primer nivel. Así también esta situación se justifica debido a que el método Hirosawa para el caso de pórticos como es nuestra estructura de estudio solo considera a las columnas como elementos importantes es decir que la capacidad de la estructura que se determinó (Is = 0.21 para el primer nivel y Is = 0.13 para el segundo nivel) es la resistencia netamente de la columna frente a todos los pesos que actúan sobre ella.

De la tabla 40 se aprecia el índice de vulnerabilidad estructural donde varía para cada nivel, pero para el análisis de comparación de índices que recomienda Hirosawa se toma el más crítico que para este caso viene a ser para el primer piso igual a 0.13, este índice ya integra los problemas que tiene la estructura como es el deterioro, la configuración de la estructura y el índice de resistencia de las columnas.

Tabla 40. Capacidad de la estructura.

Is (resistencia provista para el edificio)	
$Is = E0 * Sd * T$	
Is piso 2	0.21
Is piso 1	0.13
Is	0.13

El índice que representa el sismo es 0.104 esto debido a que nuestra estructura se encuentra sobre un suelo rígido y no presenta irregularidades. Pero por otro lado el lugar de estudio es una zona altamente sísmica lo cual condiciona al “Iso” a incrementarse y más aún si tomamos en cuenta el factor topográfico que recomienda Hirosawa que para nuestro caso es una zona con pendiente pronunciada.

Pero no es el factor topográfico el que más resalta en este índice, sino más bien de acuerdo a la norma sismorresistente E.030 la categoría en la cual esta se ubica, ya que el factor topográfico solo incrementa el 10% más de su valor mientras la categoría incrementa el 50% por lo que resulta tener mayor importancia en la modificación del índice de juicio estructural (Iso).

Tabla 41. Índice que representa el sismo.

Iso	0.104
-----	-------

La figura 78 muestra la relación que existe del índice de vulnerabilidad estructural con respecto al área total de columnas, por ejemplo, para el primer caso si tomáramos un área de columna de 0.25 metros cuadrados aproximadamente que equivale a reducir nuestras columnas hasta convertirlas cuadradas (C1=25x25cm, C2=35x35cm y C3=25x25cm) tendríamos una estructura altamente vulnerable ya que el índice de capacidad de la estructura depende directamente del área de las columnas por lo que tendría un comportamiento incierto frente a un evento telúrico y eso se demuestra teniendo un índice

de resistencia de 0.086.

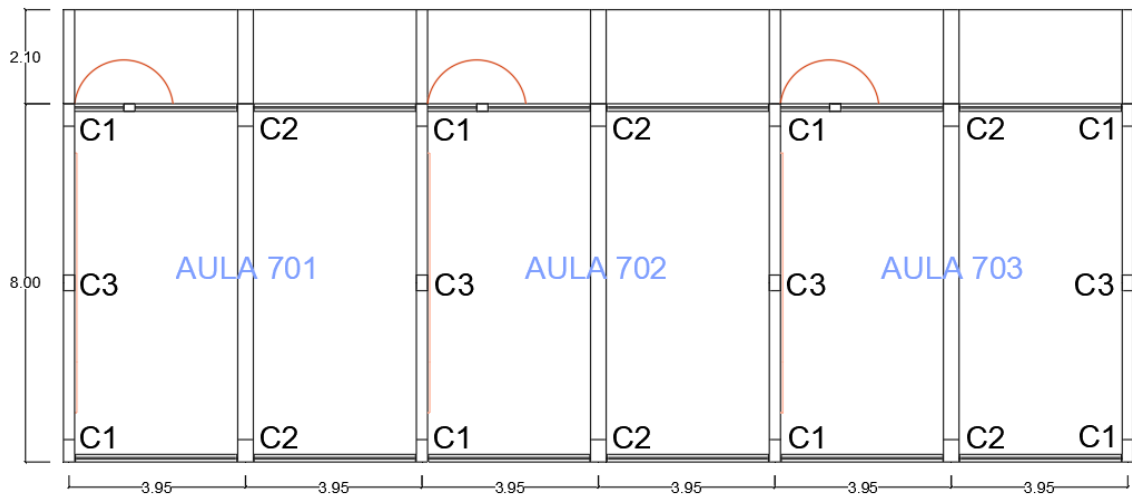


Figura. 77. Ubicación de cada tipo de columnas. Fuente: Elaboración propia.

Para el caso de tener un área de columna de 0.3 metros cuadrados aproximadamente que equivale a reducir la $C1=40 \times 35 \text{cm}$, $C2=40 \times 25 \text{cm}$ y $C3=25 \times 25 \text{cm}$, se tendría una estructura equilibrada en el sentido que su vulnerabilidad sería mínima como se muestra en la figura 78 por o que no sería recomendable tener estas secciones para este tipo de estructura ya que su comportamiento sigue siendo inseguro o vulnerable.

Por otro lado, mi estructura es segura cuando tenemos un área de columna de 0.34 metros cuadrados que equivale a tener la $C1=50 \times 25 \text{cm}$, $C2=50 \times 25 \text{cm}$ y la $C3=35 \times 25 \text{cm}$, con estas columnas de acuerdo a la figura 78 el índice que representaría a mi estructura es 0.113 lo cual según Hirosawa es sinónimo de una estructura segura o no vulnerable.

Ahora para nuestra estructura de análisis que es el pabellón 7 y que cuenta con área de columna de 0.3875 metros cuadrados según la gráfica podemos ver que la estructura es completamente segura, esto porque el índice de capacidad de la estructura está representado básicamente por la columna es superior a la del sismo.

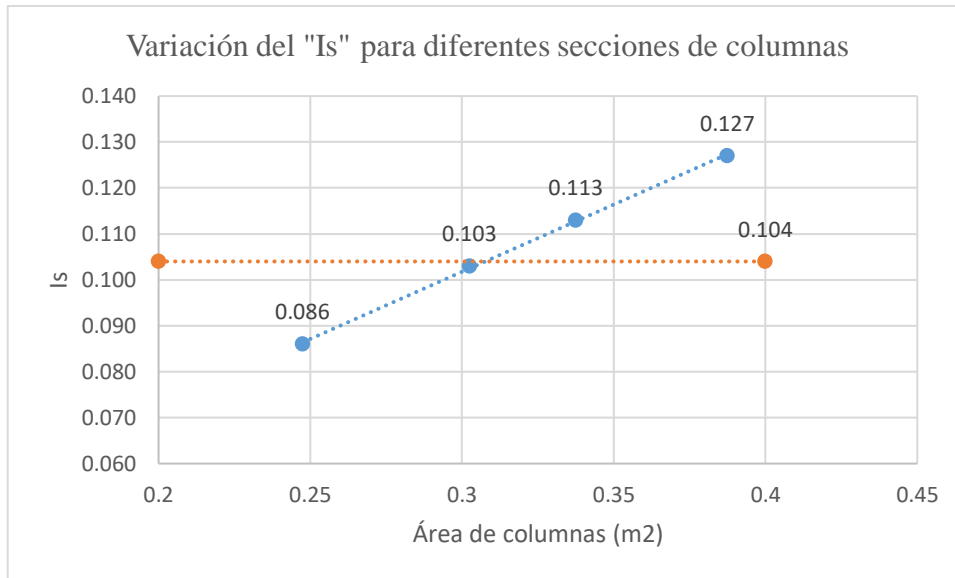


Figura. 78. Variación del índice de capacidad de la estructura en relación con el área de columnas. Fuente: Elaboración propia

En la tabla 42 se muestra el resultado del índice de vulnerabilidad estructural y el índice de juicio estructural, en la que de acuerdo al procedimiento Hirosawa se compara ambos índices y se concluye sobre su vulnerabilidad. Para nuestro caso de análisis como ya se explicó no es vulnerable debido a que su capacidad de la estructura es suficiente como para resistir el evento telúrico.

Tabla 42. Comparación de índices.

Is		Iso
$Is = E_0 * SD * T$	>	$I_{so} = E_{so} * Z * G * U$
0.127		0.104

De esta manera se comprobó que el método Hirosawa analiza de acuerdo al tipo de falla o daños que presenta en función a su sistema estructural, teniendo en cuenta su geometría, mantenimiento, daños anteriores, nivel de sollicitación por los sismos y las condiciones del sitio de estudio, En relación a todo lo mencionado se concluye que las columnas son la parte fundamente en este análisis de Hirosawa ya que solo de ella depende su vulnerabilidad tal como lo menciona la investigadora Soto Raico.

Así también el Ing. Cucho Salinas menciona en su investigación que el método Hirosawa es un método bastante eficaz cuando nos referimos a hospitales tal como lo menciona también la OPS (Organización Panamericana de la Salud), en las investigaciones también mencionan la aplicabilidad a otras estructuras esenciales como colegios y edificios en general, así como muestra la investigación del Ing. Mattos Castro, en donde menciona también que este método es muy interactivo y fácil de desarrollarlo cuando no se cuenta con muchos datos estructurales, así como es el caso del pabellón 7 analizado.

5. CAPÍTULO V: Conclusiones y recomendaciones.

5.1. Conclusiones

a) Condiciones actuales

La estructura del pabellón 7 de la Institución educativa N°0051 José Faustino Sánchez Carrión ubicado en Carapongo distrito de Lurigancho-Chosica no se encuentra en buenas condiciones ya que la estructura presenta grietas longitudinales de más de 3 milímetros en tres de sus columnas importantes y otras columnas se encuentran reventadas debido a la corrosión del acero, así también las paredes se encuentran deterioradas todo esto se podría justificar debido a la falta de mantenimiento y a la antigüedad de a estructura, por lo tanto, se acepta la hipótesis para este objetivo.

Por otro lado, el pabellón 8 de la Institución educativa N°0051 José Faustino Sánchez Carrión también presenta una condición actual riesgosa debido a que la estructura presenta una deformación visible de toda la estructura, se extiende en forma de parábola en toda su altura siendo el techo del primer nivel el que más desplazamiento presenta. Luego también la mayoría de las paredes también están deterioradas y existen grietas longitudinales en 2 de sus columnas, por lo tanto, se acepta la hipótesis para este objetivo.

b) Pabellón 8 – método Pushover

La estructura del pabellón 8, para sismos de 43 años (sismos frecuentes) y sismos de 72 años (sismos ocasionales) la estructura tendrá un comportamiento aceptable dentro del rango de seguridad de vida, esto quiere decir que la estructura no colapsaría más por el contrario se mantendría estable, pero con daños estructurales visibles que necesitarían una reparación urgente y económicamente muy elevada. Para sismos raros y muy raros la estructura colapsaría de inmediato ya que para estos tipos de sismo de acuerdo a la curva de capacidad se encuentra en un rango donde la estructura pierde su capacidad esto quiere

decir que las formaciones de rotulas ya existirían en todo un nivel lo cual originaria desplazamientos enormes hasta llegar al colapso, por lo tanto, se acepta la hipótesis para este objetivo.

El Pushover es un método que permite estimar el desempeño de la estructura construida teniendo en cuenta la mayor parte de sus características estructurales lo cual lo hace eficiente y más aún si consideramos que por este método podemos identificar las secciones críticas o vulnerables y así tomar acciones al respecto.

c) Pabellón 7 - metodología Hirosawa

Nuestra estructura de análisis que es el pabellón 7 no es vulnerable por lo que tendrá un comportamiento seguro frente a un evento sísmico esto porque el área de columna que cuenta la estructura es suficiente como para soportar las cargas que actúan, es decir que el índice de capacidad de la estructura es mayor al del sismo. Esto se explica debido a que existe una relación directa entre la capacidad de la estructura con el área de columnas, por lo que se puede decir que a mayor área de columnas mayor capacidad resistente tiene la estructura y por ende menor vulnerabilidad y a menor número de columnas existe mayor probabilidad de que sea vulnerable, por lo tanto, no se acepta la hipótesis para este objetivo.

Para el método Hirosawa y el caso de pórticos, toma mucha importancia las columnas ya que de acuerdo a estas se calcula el índice de capacidad de la estructura. Por otro lado, las vigas no son tan relevantes para este método ya que solo proporcionan el peso más no interactúan en la capacidad de resistencia de la estructura como es el caso similar de la losa.

d) Vulnerabilidad

La estructura del pabellón 7 de la institución educativa N°0051 José Faustino Sánchez Carrión evaluado por el método Hirosawa no es vulnerable por lo que tendrá un comportamiento seguro frente a sismo comunes. Por otro lado, la estructura del pabellón 8 de la institución educativa N°0051 José Faustino Sánchez Carrión evaluado por el método Pushover (Análisis estático no lineal) presenta una vulnerabilidad media para sismos comunes y alta para sismos raros.

5.2. Recomendaciones

Primera: Realizar un análisis estático no lineal (Pushover) para todas las instituciones educativas antiguas y otras edificaciones esenciales, también a las que recién se construirán ya que es importante conocer su comportamiento sísmico.

Segunda: En el análisis estático no lineal se recomienda asignar el acero de refuerzo con mucha precisión de acuerdo al plano de estructuras ya que este tiene mucha influencia en los resultados de la capacidad de la estructura y posteriormente en su desempeño.

Tercera: Para la metodología Hirosawa se importante realizar un metrado minucioso de cada elemento, ya que de esto depende la variación del índice de vulnerabilidad de la estructura que representa a la capacidad resistente de la estructura.

Cuarta: La metodología Hirosawa para el caso de colegios, debe ser utilizada solo en casos excepcionales como es el caso de no contar con los planos estructurales, ya que este método tiene su porcentaje de error por lo que no es 100% confiable a comparación del método Pushover en el que es un análisis con más detalles.

Quinta: Realizar una evaluación por el método Pushover a los pabellones del nivel primario para así tomar acciones al respecto.

6. BIBLIOGRAFÍA

- Caballero Guerrero, A. R. (15 de Julio de 2007). *Repositorio de la Universidad del Norte*.
Obtenido de
<http://manglar.uninorte.edu.co/bitstream/handle/10584/105/92535650.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Guevara Morales, N., Osorio Rodriguez, S., & Arturo Vargas, E. (Octubre de 2006). *Repositorio de la Universidad de el Salvador*. Obtenido de
<http://ri.ues.edu.sv/4522/1/Evaluaci%C3%B3n%20de%20la%20capacidad%20estructural%20del%20edificio%20de%20la%20Biblioteca%20de%20las%20Ingenier%C3%ADas%20y%20arquitectura%2C%20utilizandoan%C3%A1lisis%20est%C3%A1tico%20no%20lineal%20%28Pushover%29.pdf>
- INDECI. (2010). *INDECI*. Obtenido de Sismos en el Perú: <https://www.indeci.gob.pe/wp-content/uploads/2018/09/movimientos-sismicos.pdf>
- Julian, C. (Julio de 2008). *Researchgate*. Obtenido de Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras utilizando un diseño por desempeño / Evaluation of the seismic vulnerability of structures using a performance design:
https://www.researchgate.net/publication/41805550_Evaluacion_de_la_vulnerabilidad_sismica_de_estructuras_utilizando_un_diseno_por_desempeno_Evaluation_of_the_seismic_vulnerability_of_structures_using_a_performance_design
- Medina Ricardo, & Music Juan. (16 de Abril de 2018). *Universidad Católica del Norte*. Obtenido de Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado:
<https://scielo.conicyt.cl/pdf/oyp/n23/0718-2805-oyp-23-0063.pdf>
- Meslem, D. , D'Ayala D., A. , Vamvatsikos, K., Porter, T., & Rossetto and V. Silva . (Marzo de 2015). *Vulnerability and loss modelling*. Obtenido de Guidelines for Analytical Vulnerability Assessment - Low/Mid-Rise:
<https://storage.globalquakemodel.org/media/publication/GEM-GC-VLM-AVALMGuidelines-201412v01.pdf>
- MINSA/ECHO/OPS-OMS. (Abril de 1997). *Análisis de la Vulnerabilidad Sísmica en Hospitales del Perú* . Obtenido de Proyecto de la Vulnerabilidad Sísmica en Hospitales del Perú:
<ftp://ftp2.minsa.gob.pe/descargas/transparencia/08Proyectos/evaluacion/EstHospitalDosdeMayo.PDF>
- NAVIA LLORENTE, J. A., & BARRERA ROA, E. M. (Octubre de 2007). *Repositorio de la Universidad de la Salle*. Obtenido de DETERMINACIÓN DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD SÍSMICA EN VIVIENDAS:
<http://repository.lasalle.edu.co/bitstream/handle/10185/15337/T40.08%20N229d.pdf;jsessionid=303EE825E715DC1DEDD24F2CF114642B?sequence=1>
- NEREIDA, S. B. (Febrero de 2008). *UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO*. Obtenido de REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO :
<http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/jspui/bitstream/132.248.52.100/2680/1/sotobarraza.pdf>

- Pando Merino, E., Pando Pacheco, E. F., & Kuroiwa Horiuchi, J. (2014). *¡Alto a los desastres!* Lima: Umbral Ediciones S.A.C. Obtenido de <http://isbn.bnpp.gov.pe/catalogo.php?mode=detalle&nt=70246>
- Peralta Alvarez, M. G. (Junio de 2012). *Repositorio de la UPC*. Obtenido de ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL Y ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL DEL HOSPITAL: https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2099.1/17872/Tesina_Maximo.pdf
- Pérez Porto, J., & Merino, M. (2013). *Definicion*. Obtenido de Definicion: <https://definicion.de/sismo/>
- Safina Melone, S. (21 de Febrero de 2003). *Repositorio de la UPC*. Obtenido de Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico: <https://upcommons.upc.edu/handle/2117/93538>
- San Bartolomé, A., & Castro Morán, A. (Marzo de 2015). *PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ*. Obtenido de REPARACIÓN DE UN MURO DE ALBAÑILERÍA CONFINADA: <http://blog.pucp.edu.pe/blog/wp-content/uploads/sites/82/2007/04/Reparaci%C3%B3n-Muro-Confinado-.pdf>
- San Bartolomé, A., Rivera, C., Durán, M., Muñoz, A., & Quiun, D. (2016). *PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ*. Obtenido de ESTUDIO EXPERIMENTAL DE UNA TÉCNICA DE REFORZAMIENTO PARA EDIFICACIONES EXISTENTES CON PROBLEMAS DE COLUMNA CORTA PROYECTO SENCICO-PUCP: <http://blog.pucp.edu.pe/blog/wp-content/uploads/sites/82/2007/05/Columna-Corta.pdf>
- Sucasaca Fuentes, J. (30 de Diciembre de 2016). *Repositorio UANCV*. Obtenido de Nivel de Desempeño de una Estructura Aperturada de Cinco Niveles Aplicado a la Evaluación y Reforzamiento: <http://repositorio.uancv.edu.pe/handle/UANCV/734>
- Tamayo y Tamayo, M. (27 de Junio de 2011). *Tesis de Investigacion*. Obtenido de Población y Muestra. Tamayo y Tamayo.: <http://tesisdeinvestig.blogspot.com/2011/06/poblacion-y-muestra-tamayo-y-tamayo.html>
- Tavera, H. (Junio de 2008). *IGP*. Obtenido de La sismicidad en el mundo: <https://repositorio.igp.gob.pe/handle/IGP/896>

ANEXOS

Anexo 1. Metrado de cargas

Metrado de tabiquería EJE C-C						
Descripción	peso específico (kg/m ³)	Número de veces	ancho	altura	Largo	peso (kg)
muro de albañilería	1800	6	0.17	1.02	3.65	6835.428
vigueta	2400	6	0.17	0.15	3.65	1340.28
Total						8175.708

Metrado de tabiquería EJE B-B						
Descripción	peso específico (kg/m ³)	Número de veces	ancho	altura	Largo	peso (kg)
muro de albañilería	1800	6	0.17	1.75	3.65	11727.45
vigueta	2400	6	0.17	0.15	3.65	1340.28
Total						13067.73

Metrado de tabiquería EJE A-A						
Descripción	peso específico (kg/m ³)	Número de veces	ancho	altura	Largo	peso (kg)
muro de albañilería	1800	6	0.17	0.77	3.75	5301.45
vigueta	2400	6	0.17	0.15	3.75	1377
Total						6678.45

Metrado de carga puntual A-A					
Descripción	peso específico (kg/m ³)	ancho	altura	largo	peso (kg)
columneta	2400	0.25	0.92	0.25	138
Total					138

Metrado de muros de albañilería						
Descripción	peso específico (kg/m ³)	Número de veces	ancho	altura	Largo	peso (kg)
muro de albañilería	1800	4	0.17	2.75	7	23562
Total						23562

Metrado de columnas						
Descripción	peso específico (kg/m³)	Número de veces	ancho	altura	Largo	peso (kg)
C1	2400	8	0.25	3	0.5	7200
C2	2400	6	0.35	3	0.5	7560
C3	2400	4	0.25	3	0.35	2520
Total						17280

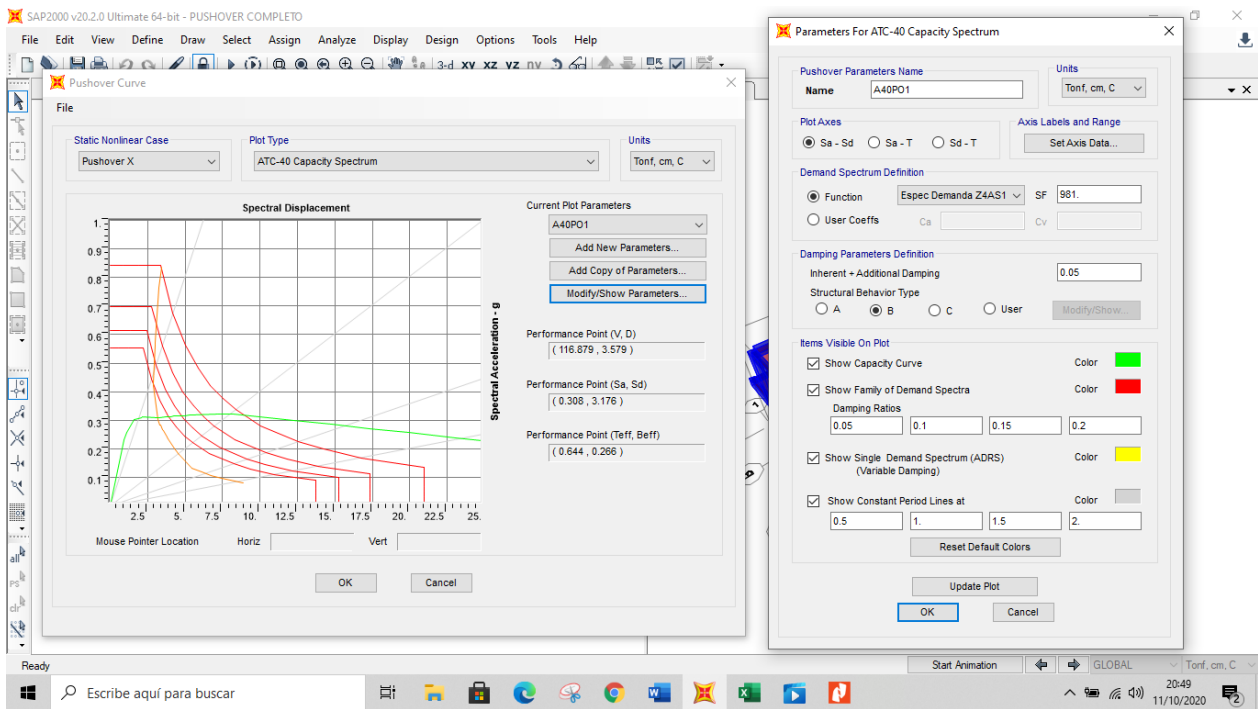
Metrado de vigas						
Descripción	peso específico (kg/m³)	Número de veces	ancho	altura	Largo	peso (kg)
Viga VS2	2400	8	0.25	0.45	3.33	7192.8
Viga VS1	2400	8	0.25	0.45	3.33	7192.8
Viga V-104	2400	2	0.25	0.45	1.85	999
Viga V-201	2400	3	0.35	0.7	7	12348
Viga V-101	2400	3	0.35	0.7	7	12348
Viga V-103	2400	3	0.35	0.45	1.85	2097.9
Viga V-102	2400	2	0.25	0.45	1.85	999
Viga V-2	2400	12	0.25	0.45	3.65	11826
Viga V-1	2400	12	0.25	0.45	3.65	11826
Total						66829.5

Metrado de losa						
Descripción	peso específico (kg/m²)	Número de veces	ancho	altura	Largo	peso (kg)
1er piso	300	1	10.1	0.2	23.95	14513.7
2do piso	300	1	8	0.2	23.95	11496
Total						26009.7

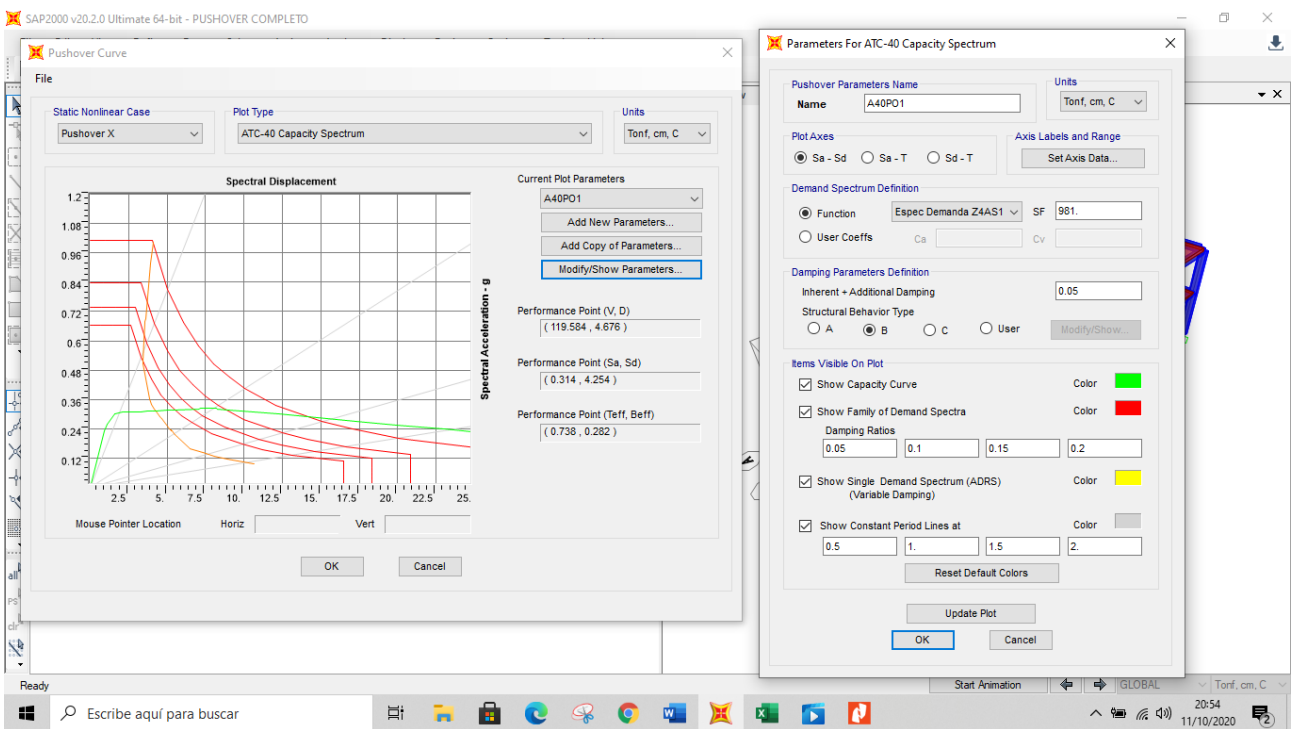
Anexo 2 resultados del análisis Pushover

Para la dirección X

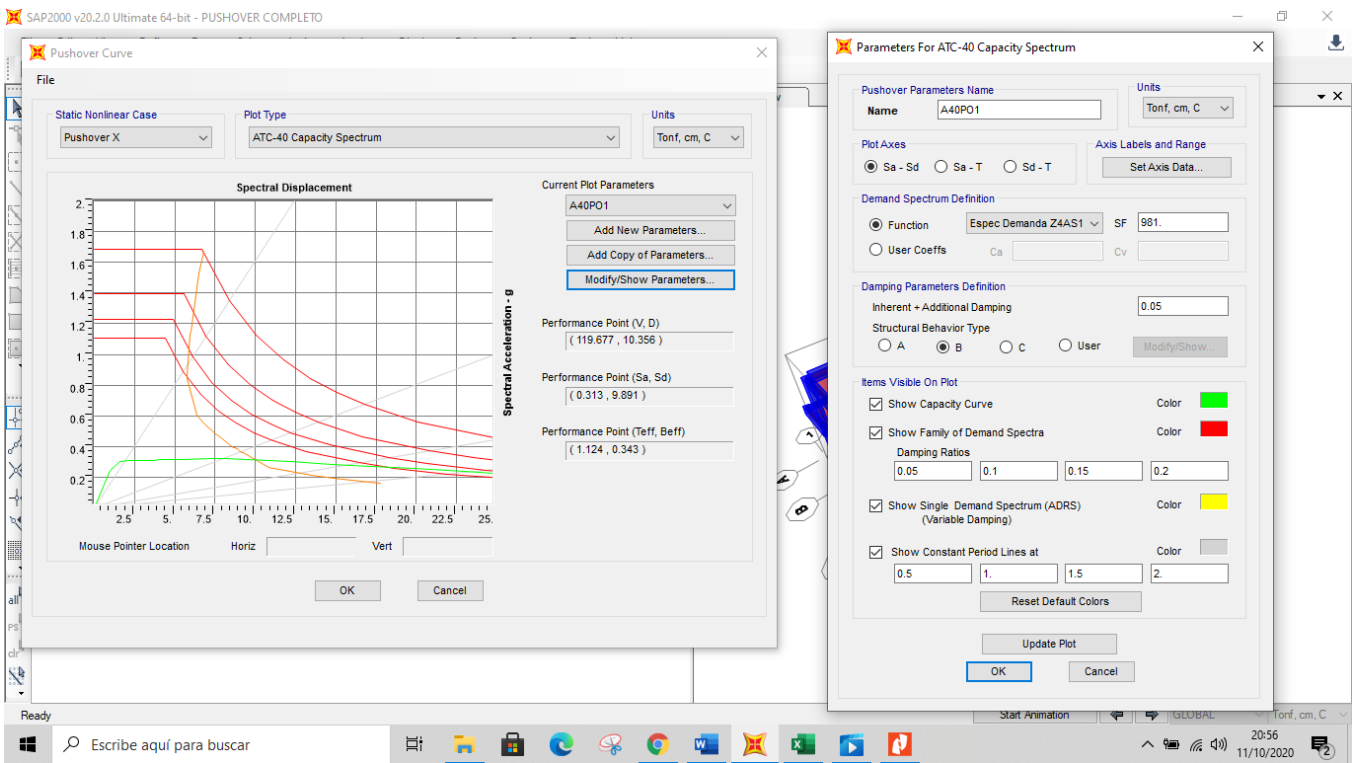
- Para un sismo de 43 años



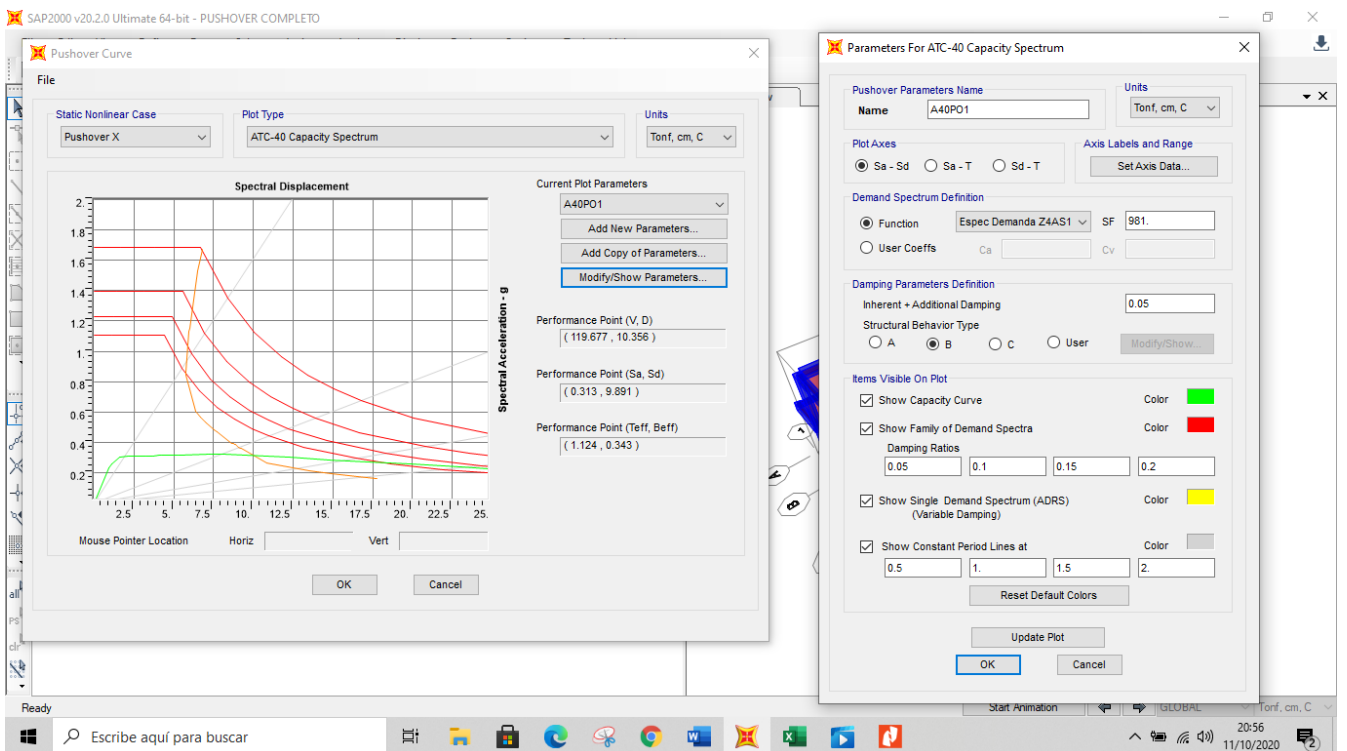
- Para un sismo de 72 años



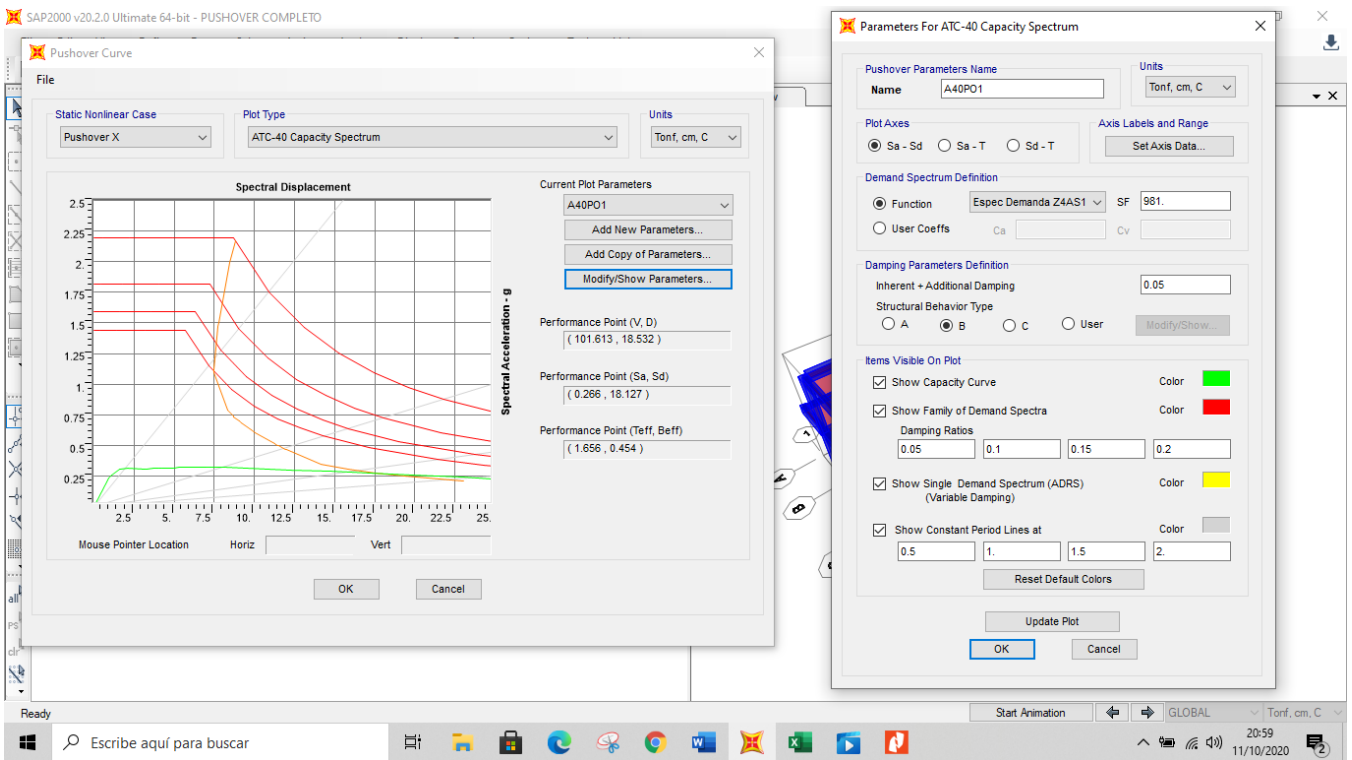
- Para un sismo de 475 años



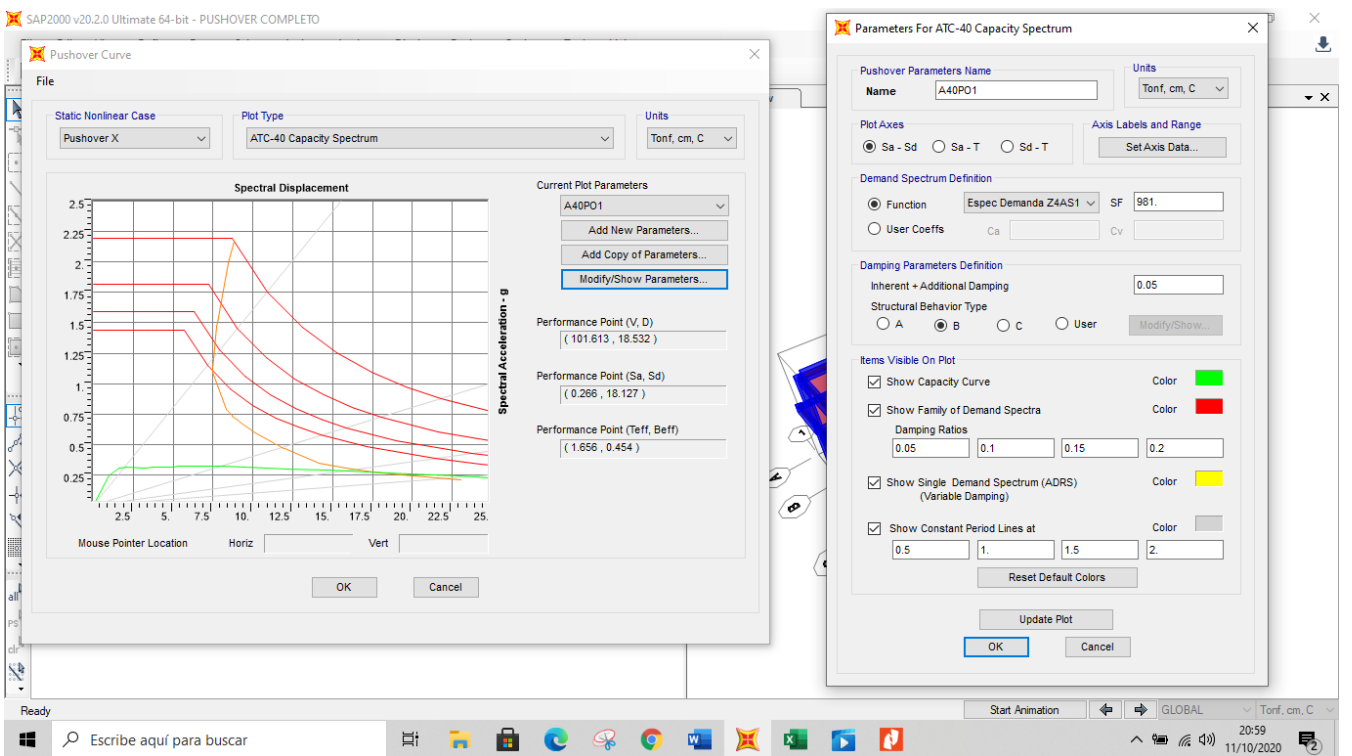
- Para un sismo de 975 años



- Para un sismo de 1500 años

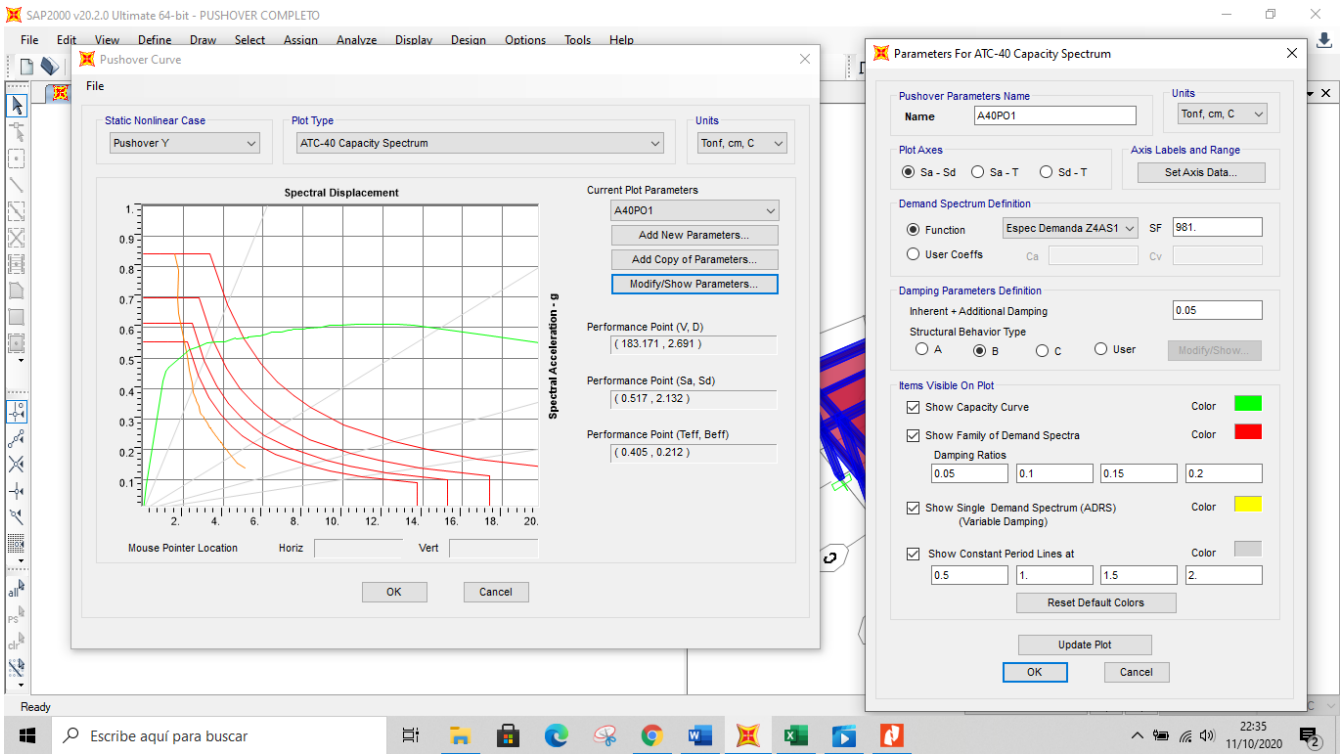


- Para un sismo de 2500 años

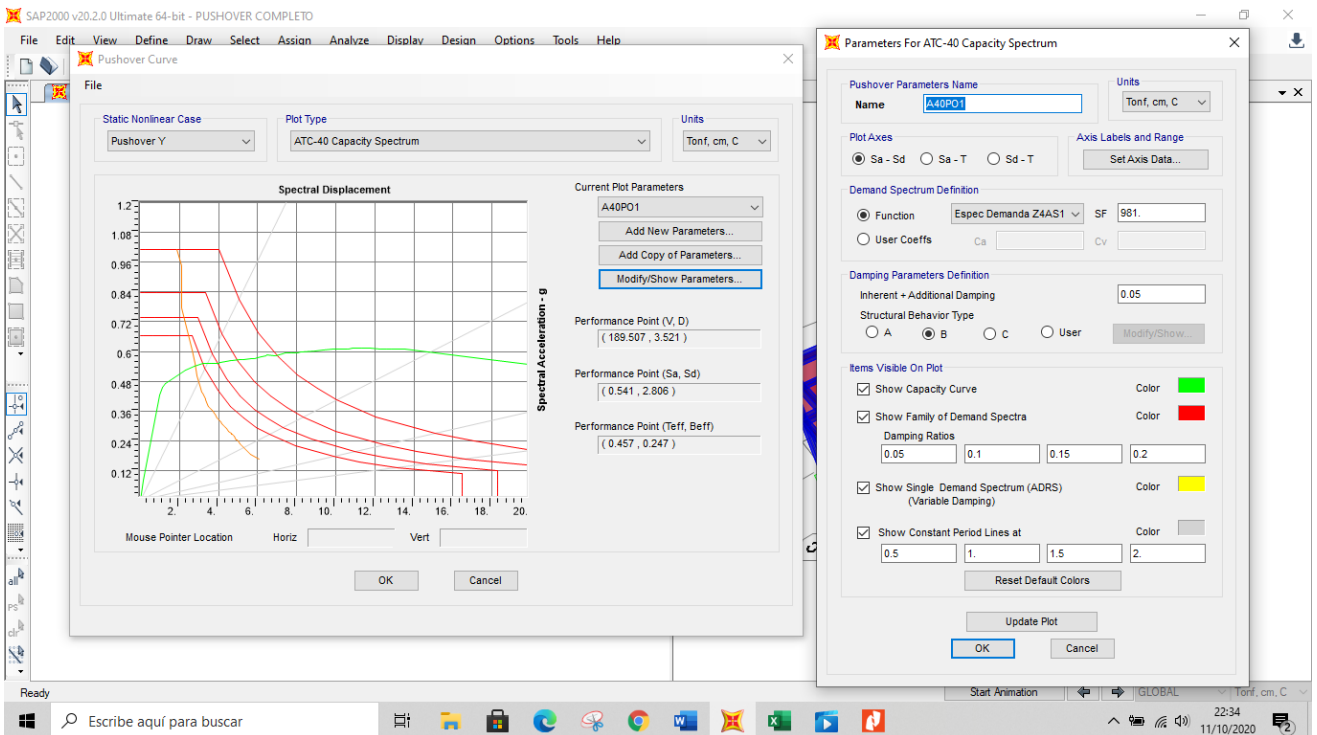


Para la dirección X

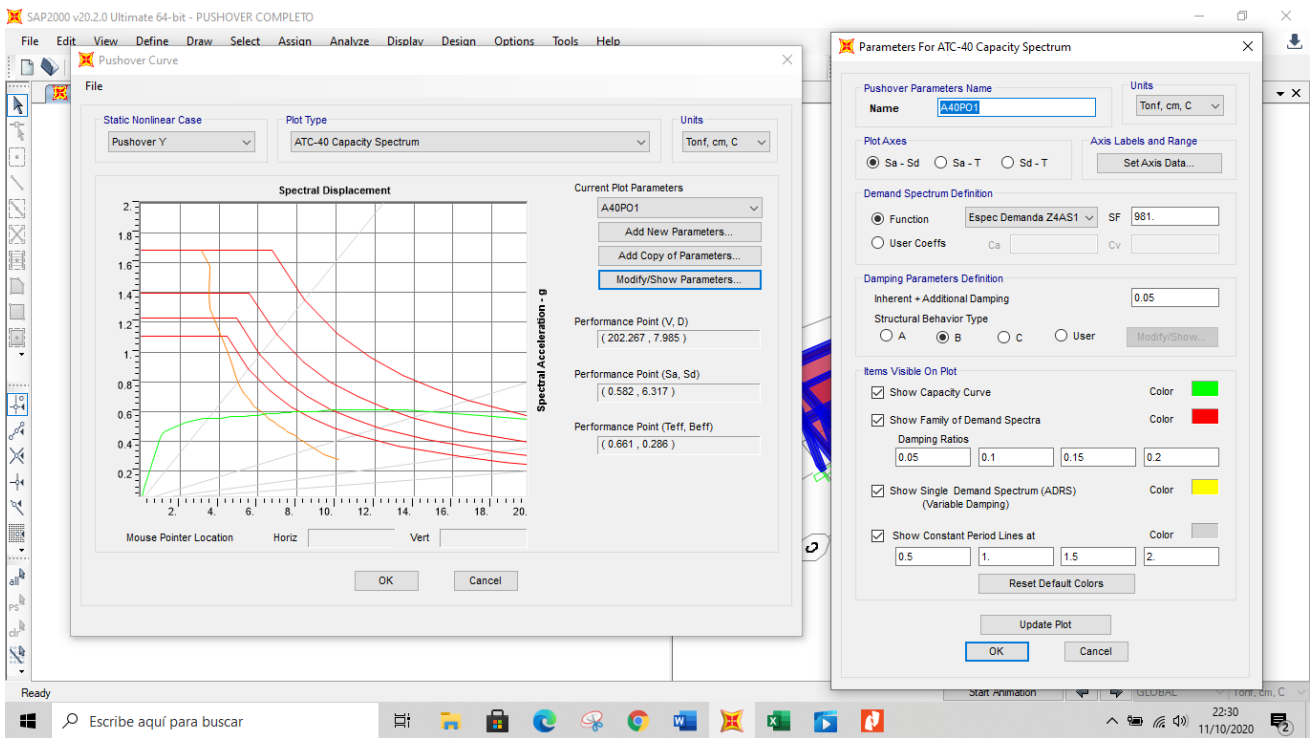
- Para un sismo de 43 años



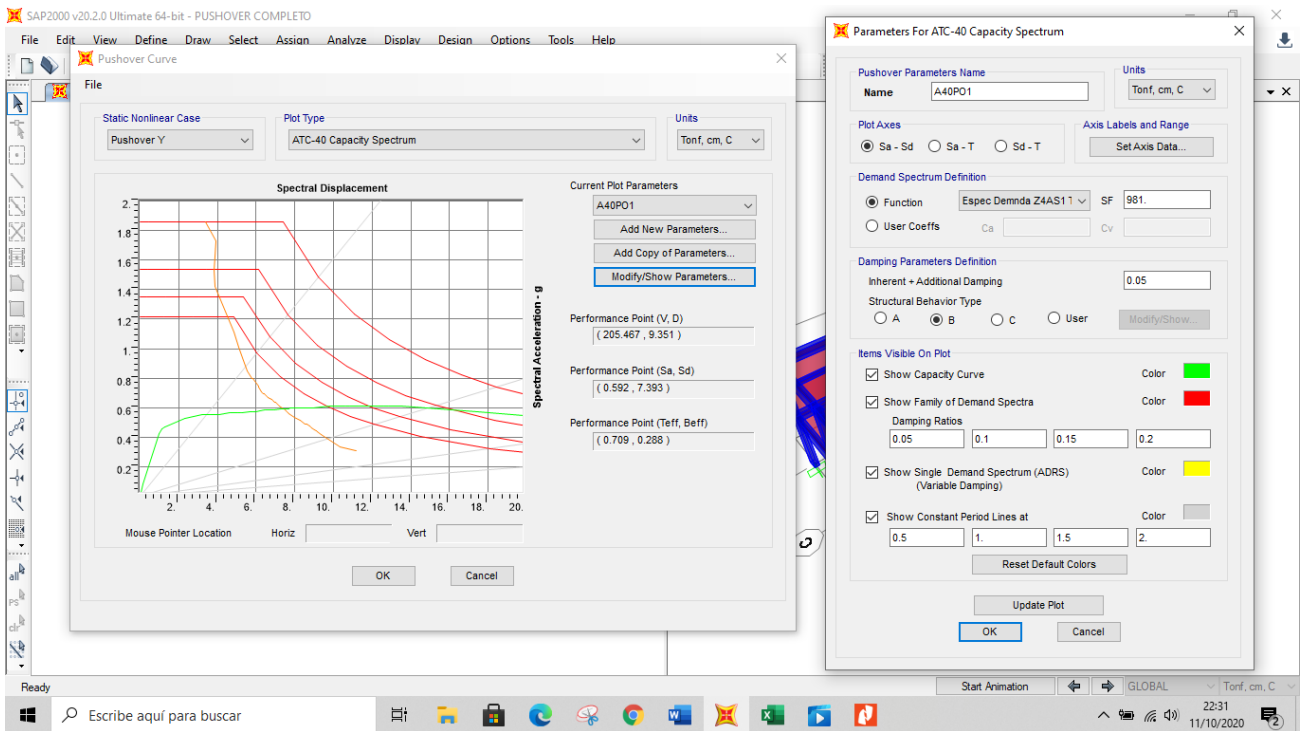
- Para un sismo de 72 años



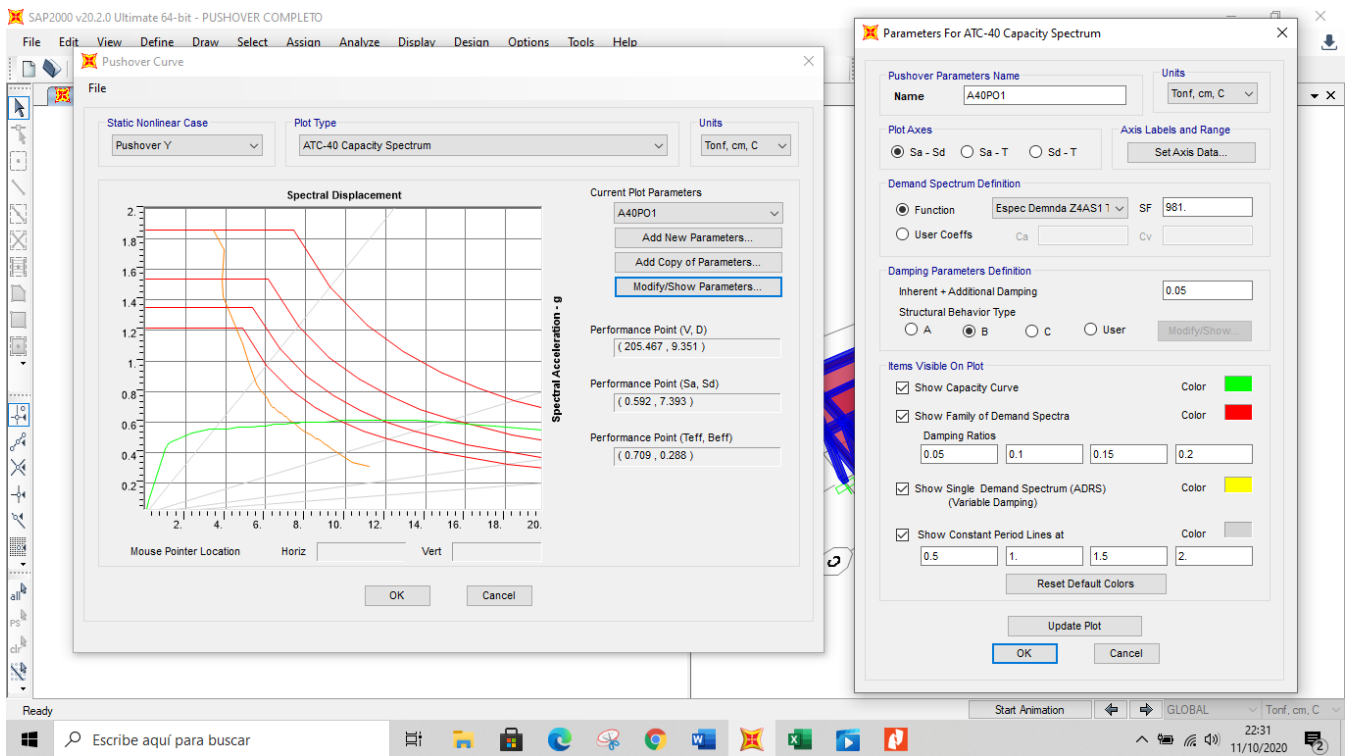
- Para un sismo de 475 años



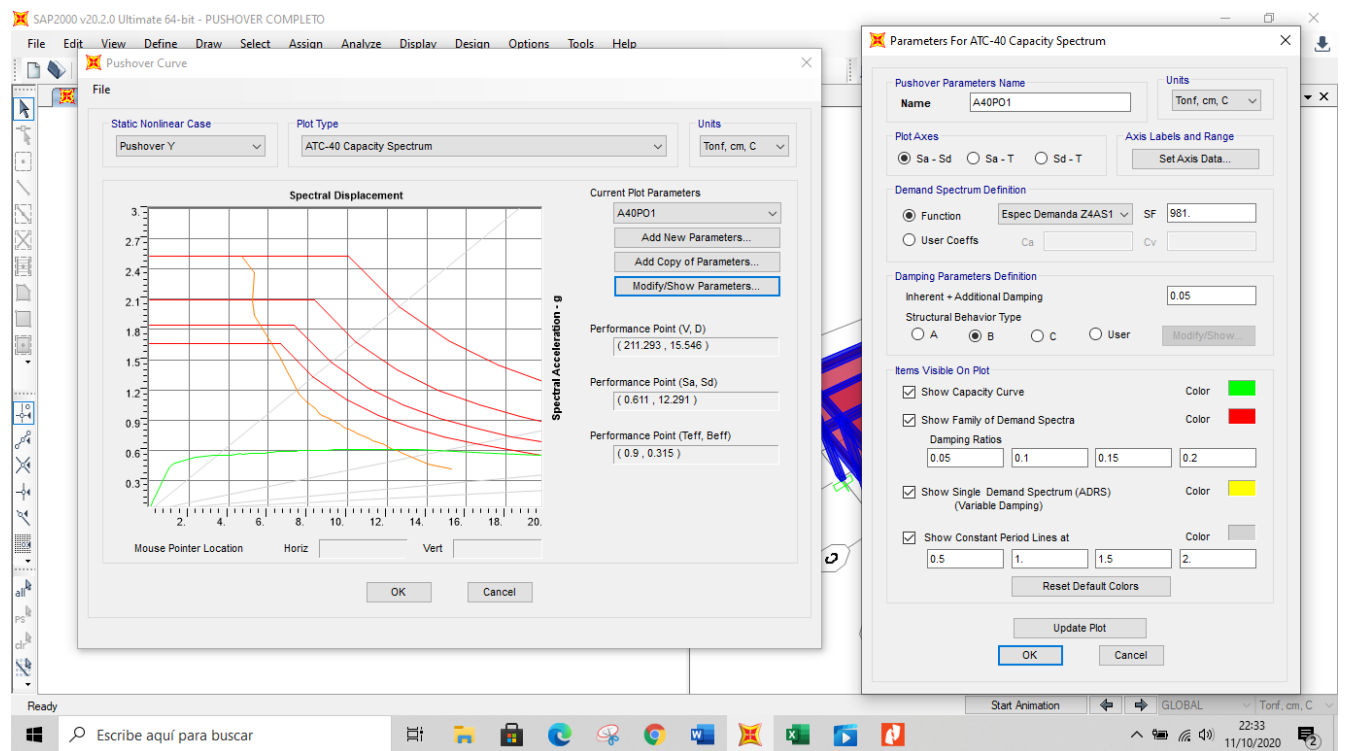
- Para un sismo de 975 años



- Para un sismo de 1500 años





- Para un sismo de 2500 años



Anexo 3 Análisis Hirosawa

	UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN		
	FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA		
	Escuela Profesional de Ingeniería Civil		
EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD SISMICA POR MÉTODO HIROSAWA			
Tesis:	Evaluación Cualitativa y Cuantitativa de la Vulnerabilidad Sísmica Estructural de una infraestructura educativa aporricada de concreto armado		
Evaluador:	Josue Milton Hanampa Mamani		
Ubicación:	Carapongo, distrito de Lurigancho-Chosica, Lima		
Edificación evaluada:	I. E. N°0051 José Faustino Sánchez Carrión		
Modulo evaluado:	Módulo 7		
DATOS DE LA EDIFICACIÓN			
Resistencia a la compresión del concreto	(kg/cm ²)	210	
DIMENSIONES BASICAS			
Número de pisos de la edificación	np	2	
Altura de entrepiso	1er piso	he1 (m)	2.97
	2do piso	he2 (m)	2.87
Altura de la edificación	ht (m)	5.84	
Area de la techo/losa	1er nivel	Alosa (m ²)	239.37
	2do nivel	A cobertura (m ²)	239.37
Espesor de la losa	1er nivel	elosa (m) "peso p.	0.2
	2do nivel	elosa (m) "peso p.	no tiene losa
Columnas	sección	Número de columnas	Área (m ²)
	0.50 x 0.35 m	6	0.175
	0.50 x 0.25 m	8	0.125
	0.35 x 0.25 m	4	0.0875

Metrado de vigas						
Descripción	peso	Número de	ancho	altura	Largo	peso (kg)
Viga VS2	2400	8	0.25	0.45	3.33	7192.8
Viga VS1	2400	8	0.25	0.45	3.33	7192.8
Viga V-104	2400	2	0.25	0.45	1.85	999
Viga V-201	2400	3	0.35	0.7	7	12348
Viga V-101	2400	3	0.35	0.7	7	12348
Viga V-103	2400	3	0.35	0.45	1.85	2097.9
Viga V-102	2400	2	0.25	0.45	1.85	999
Viga V-2a	2400	6	0.25	0.45	3.65	5913
Viga V-2b	2400	6	0.25	0.3	3.65	3942
Viga V-1	2400	12	0.25	0.45	3.65	11826
Total						64858.5

	UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN	
	FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA	
	Escuela Profesional de Ingeniería Civil	
EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD SISMICA POR MÉTODO HIROSAWA		
Tesis:	Evaluación Cualitativa y Cuantitativa de la Vulnerabilidad Sísmica Estructural de una infraestructura educativa aporticada de concreto armado	
Evaluador:	Josue Milton Hanampa Mamani	
Ubicación:	Carapongo, distrito de Lurigancho-Chosica, Lima	
Edificación evaluada:	I. E. N°0051 José Faustino Sánchez Carrión	
Modulo evaluado:	Módulo 7	

PESOS DE VIGAS			
	Nivel	Peso	15% Peso
Peso de vigas	1er nivel	35462.7	5319.405
	2do nivel	29395.8	4409.37

CÁLCULO DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL



$$I_s = E_0 * SD * T$$

CÁLCULO DEL ÍNDICE SISMICO BÁSICO DE COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

$$E_0 = \frac{(n_p + 1)}{(n_p + i)} * (\alpha_1 * (C_{mar} + C_{sc} + C_a + C_{ma}) + \alpha_2 * C_w + \alpha_3 * C_c) * F$$

Factores	Valor
C _{mar} : Índice de resistencia proporcionada por los muros de relleno de albañilería	0
C _{sc} : Índice de resistencia proporcionada por las columnas cortas de concreto armado	0
C _a : Índice de resistencia proporcionada por los muros de albañilería no reforzada o parcialmente confinado	0
C _{ma} : Índice de resistencia proporcionada por los muros de albañilería confinada	0
C _w : Índice de resistencia proporcionada por los muros de concreto armado	0
C _c : Índice de resistencia proporcionada por las columnas no cortas de concreto armado	≠ 0

Nivel de evaluación	Peso de techo/losa	Peso de columna	Peso de vigas	Otros pesos	Peso del piso (W _j)
1	71811	17107.2	35462.7	5319.405	129700.31
2	23937	14121.405	29395.8	4409.37	71863.575

	UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN	
	FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA	
	Escuela Profesional de Ingeniería Civil	
EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD SISMICA POR MÉTODO HIROSAWA		
Tesis:	Evaluación Cualitativa y Cuantitativa de la Vulnerabilidad Sísmica Estructural de una infraestructura educativa aporricada de concreto armado	
Evaluador:	Josue Milton Hanampa Mamani	
Ubicación:	Carapongo, distrito de Lurigancho-Chosica, Lima	
Edificación evaluada:	I. E. N°0051 José Faustino Sánchez Carrión	
Modulo evaluado:	Módulo 7	

simplificando:

$$E_0 = \frac{(n_p + 1)}{(n_p + i)} * (\alpha_3 * C_c) * F$$



Wj (Peso por nivel)			
Nivel de evaluación	Peso de techo/losa	Peso de columna	Peso del piso (Wj)
1	71811	17107.2	129700.305
2	23937	14121.4	71863.5745

Cc					
Nivel	f'c (kg/cm2)	Ac1 (cm2)	Ac2 (cm2)	Wj (Kg)	Cc
1	210	0	3875	129700.305	0.141
2	210	0	3000	71863.5745	0.307

Valores del coeficiente α				
Tipo	α_1	α_2	α_3	Modo de falla
A	1	0.7	0.5	Columnas cortas y paredes portantes controlan la falla
B	0	1	0.7	Muro de concreto armado controlan la falla
C	0	0	1	Columnas de concreto armado controlan la falla

F (Índice de ductilidad asociado a los elementos verticales)		
F	1	Si Cmar, Ca y Csc son iguales a cero
F	0.8	Si Cmar, Ca y Csc son diferentes a cero

E_0 (Índice sísmico básico de comportamiento estructural)		
$E_0 = \frac{(n_p + 1)}{(n_p + i)} * (\alpha_3 * C_c) * F$		
Número de pisos a calcular		
E0 piso	1	0.141301359
E0 piso	2	0.230123538

	UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN	
	FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA	
	Escuela Profesional de Ingeniería Civil	

EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD SISMICA POR MÉTODO HIROSAWA

Tesis: Evaluación Cualitativa y Cuantitativa de la Vulnerabilidad Sísmica Estructural de una infraestructura educativa aporricada de concreto armado
Evaluador: Josue Milton Hanampa Mamani
Ubicación: Carapongo, distrito de Lurigancho-Chosica, Lima
Edificación evaluada: I. E. N°0051 José Faustino Sánchez Carrión
Modulo evaluado: Módulo 7

CÁLCULO DEL ÍNDICE SÍSMICO DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

$$SD = q_1 * q_2 * \dots * q_8$$

Dónde:



$$q_i = \{1.0 - (1 - G_i) * R_i\} \text{ para } i = 1,2,3,4,5,7,8$$

$$q_i = \{1.2 - (1 - G_i) * R_i\} \text{ para } i = 6$$

Item	Gi			Ri	SD	
	1	0.9	0.8			
1 Regularidad	Regular (a1)	Mediano (a2)	Irregular (a3)	1	1	2.35
2 Relación largo - ancho	B ≤ 5	5 < B ≤ 8	B > 8	0.5	1	
3 Contratación de planta	0.8 ≤ C	0.5 ≤ C ≤ 0.8	C < 0.5	0.5	-	
4 Atrio o patio interior	Rap = 0.1	0.1 < Rap ≤ 0.3	0.3 < Rap	0.5	-	0.07
5 Excentricidad de atrio o patio interior	f1 = 0.4 f2 = 0.1	f1 ≤ 0.4 0.1 < f2 ≤ 0.3	0.4 < f1 0.3 < f2	0.25	-	
6 Subterráneo	1 ≤ Ras	0.5 ≤ Ras < 1.0	Ras < 0.5	1	-	1
7 Junta de dilatación	0.01 ≤ s	0.005 ≤ s < 0.01	s < 0.005	0.5	1	
8 Uniformidad de altura de piso	0.8 ≤ Rp	0.7 ≤ Rh < 0.8	Rh < 0.7	0.5	1	
					1	

CÁLCULO DEL ÍNDICE DE DETERIORO DE LA EDIFICACIÓN

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

	UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN	
	FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA	
	Escuela Profesional de Ingeniería Civil	
EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD SISMICA POR MÉTODO HIROSAWA		
Tesis:	Evaluación Cualitativa y Cuantitativa de la Vulnerabilidad Sísmica Estructural de una infraestructura educativa aporricada de concreto armado	
Evaluador:	Josue Milton Hanampa Mamani	
Ubicación:	Carapongo, distrito de Lurigancho-Chosica, Lima	
Edificación evaluada:	I. E. N°0051 José Faustino Sánchez Carrión	
Modulo evaluado:	Módulo 7	



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

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

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

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

Resultados (T)	
T1	0.9
T2	0.9
T3	1
T4	1
T5	0.9
Valor mas bajo de deterioro (T)	0.9

	UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN	
	FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA	
	Escuela Profesional de Ingeniería Civil	
EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD SISMICA POR MÉTODO HIROSAWA		
Tesis:	Evaluación Cualitativa y Cuantitativa de la Vulnerabilidad Sísmica Estructural de una infraestructura educativa aporricada de concreto armado	
Evaluador:	Josue Milton Hanampa Mamani	
Ubicación:	Carapongo, distrito de Lurigancho-Chosica, Lima	
Edificación evaluada:	I. E. N°0051 José Faustino Sánchez Carrión	
Modulo evaluado:	Módulo 7	

Clasificación del daño producido por un sismo

Tipo de daño	Descripción
No estructural	Daños unicamente en elementos no estructurales
Estructural ligero	Grietas de menos de 0.5 mm de espesor en elementos de hormigón armado. Grietas de menos de 3mm de espesor en muros de albañilería.
Estructural fuerte	Grietas de 0.5 a 1mm de espesor en elementos de hormigon armado. Grietas de 3 a 10 mm de espesor en muros de albañolería.
Estructural grave	Grietas de más de 1 mm de espesor en elementos de hormigon armado. Aberturas en muros de albañilería. Aplastamiento del hormigon, rotura de estribos y pandeo de refuerzos en vigas, columnas y muros de hormigón armadura. Agrietamiento de capiteles y consolas. Desplome de columnas. Desplome del edificio en más de 1% de su altura. Asentamiento de más de 20 cm.

Is (resistencia provista para el edificio)	
$Is = E0 * Sd * T$	
Parámetro	Valor
E0 piso 2	0.2301
E0 piso 1	0.1413
SD	1.0
T	0.90
Is piso 2	0.21
Is piso 1	0.13
Is	0.13

	UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN	
	FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA	
	Escuela Profesional de Ingeniería Civil	
EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD SISMICA POR MÉTODO HIROSAWA		
Tesis:	Evaluación Cualitativa y Cuantitativa de la Vulnerabilidad Sísmica Estructural de una infraestructura educativa aporricada de concreto armado	
Evaluador:	Josue Milton Hanampa Mamani	
Ubicación:	Carapongo, distrito de Lurigancho-Chosica, Lima	
Edificación evaluada:	I. E. N°0051 José Faustino Sánchez Carrión	
Modulo evaluado:	Módulo 7	
CALCULO DEL ÍNDICE DE JUICIO ESTRUCTURAL		

Según la norma E-030

$$I_{so} = E_{so} * Z * G * U$$

ZONIFICACIÓN	
Zona	Z4
Z	0.45

ZONIFICACIÓN	
Perfil tipo	S1
S	1
Tp (S)	0.4
Tl (S)	2.5

CATEGORIA DE EDIFICACIÓN	
Categoría	A
U	1.5


esencial

FACTORES BÁSICOS DE REDUCCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS		
Sistema estructural	Porticos	
R0	8	
Irregularidad (No presenta irregularidades)	Ia	1
	Ip	1
R	8	

FACTORES TOPOGRÁFICOS	
Con pendiente	1.1
sin pendiente	1

FACTORES "C"	
Ct	45
hn	6.3
T	0.14
C	2.5

Resistencia sísmica "Eso"	
Eso	0.141

	UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN	
	FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA	
	Escuela Profesional de Ingeniería Civil	
EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD SISMICA POR MÉTODO HIROSAWA		
Tesis:	Evaluación Cualitativa y Cuantitativa de la Vulnerabilidad Sísmica Estructural de una infraestructura educativa aporricada de concreto armado	
Evaluador:	Josue Milton Hanampa Mamani	
Ubicación:	Carapongo, distrito de Lurigancho-Chosica, Lima	
Edificación evaluada:	I. E. N°0051 José Faustino Sánchez Carrión	
Modulo evaluado:	Módulo 7	

CÁLCULO DEL "Is"

$$I_{so} = E_{so} * Z * G * U$$

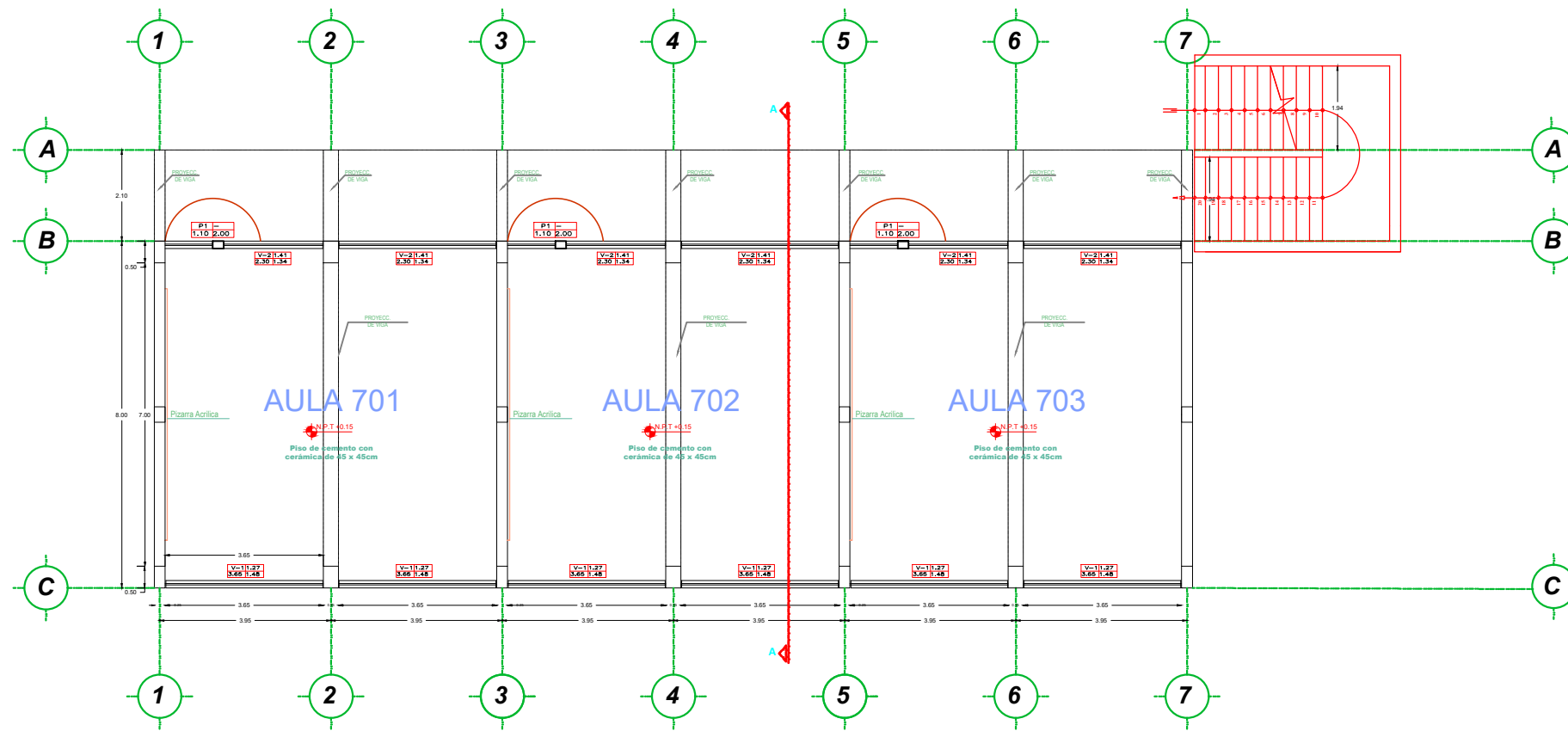
Parámetro	Valor
Eso	0.141
Z	0.5
G	1.1
U	1.5
Iso	0.10

CONCLUSIÓN

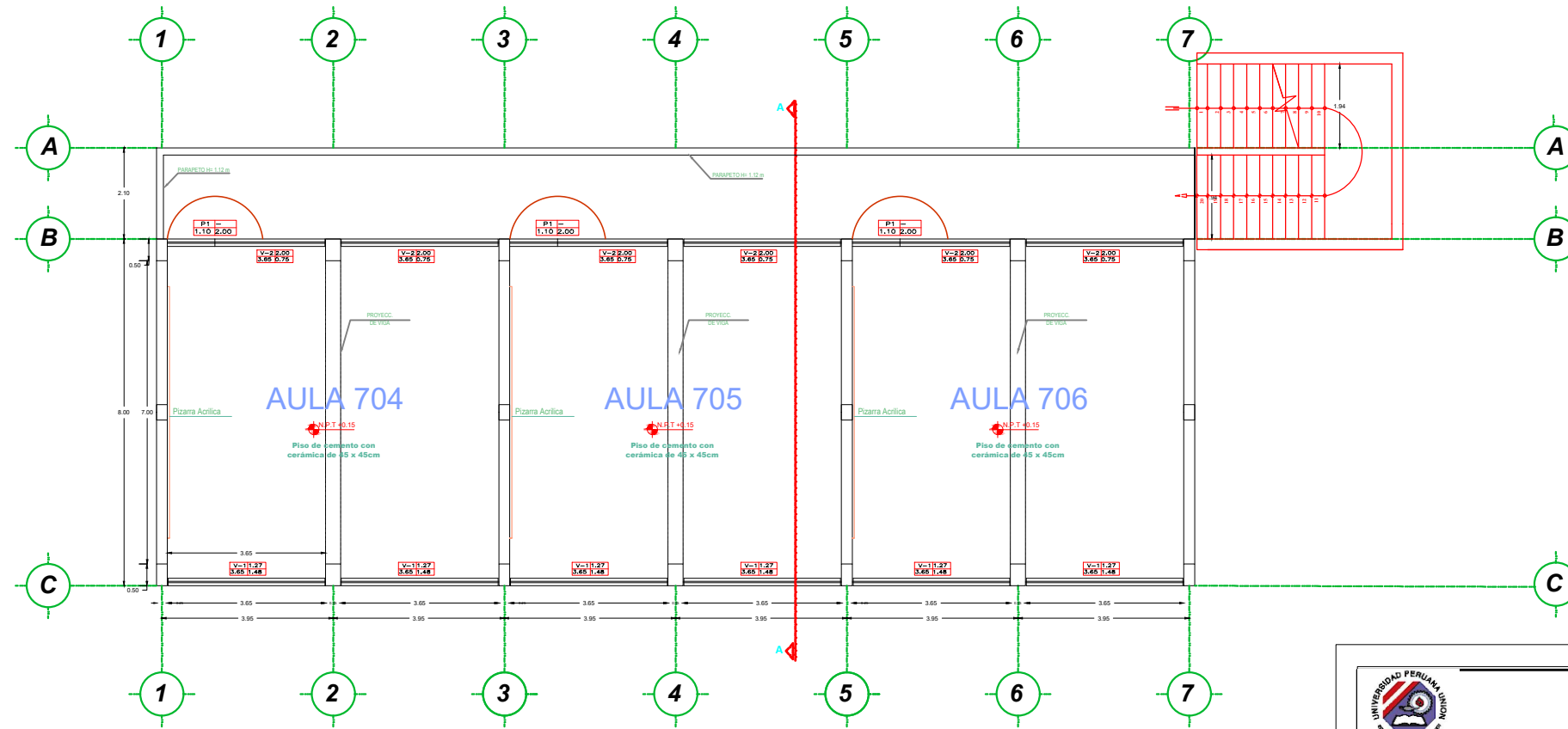
Is	>	Iso
0.13		0.10

TENDRÁ UN COMPORTAMIENTO SEGURO FRENTE A UN EVENTO SISMICO "NO ES VULNERABLE"



Anexo 4. Plano de planta del pabellón 7



PRIMER PISO
ESC 1/150

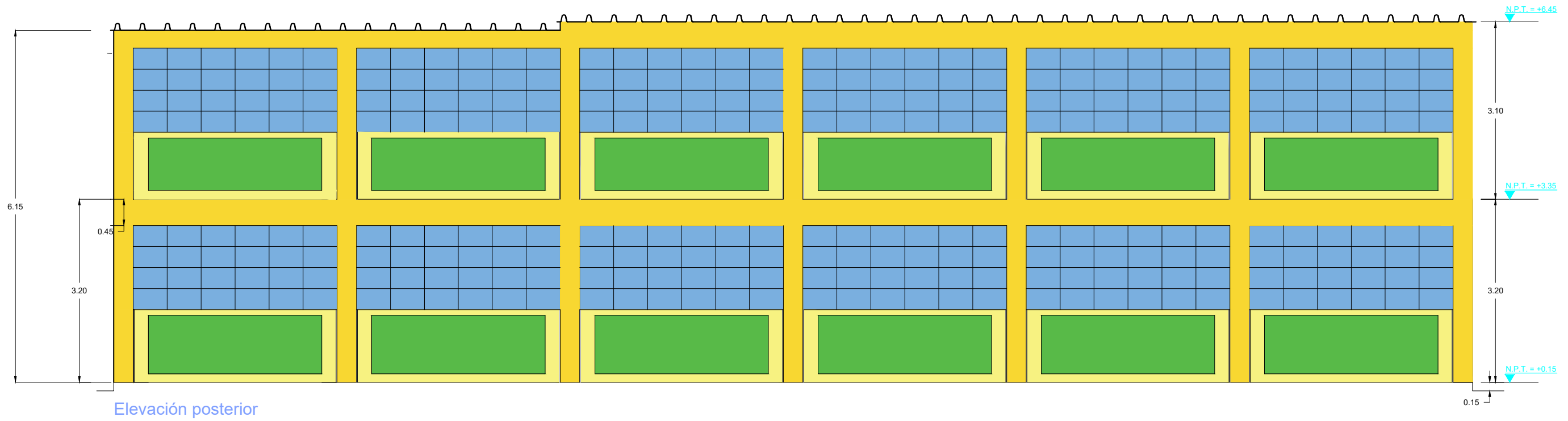


SEGUNDO PISO
ESC 1/150

		UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL		
TESIS: Evaluación Cualitativa y Cuantitativa de la Vulnerabilidad Sísmica Estructural de una infraestructura educativa aporticada de concreto armado			LAMINA:	
PLANO: ARQUITECTURA Pabellón 7 Planta		UBICACIÓN: Lima - Lurigancho-Chosica Mercado Carapongo		
NOMBRE: Josue Milton Hanampa Mamani		ASESOR: Ing. David Diaz Garamendi		ESCALA: 1/150
				FECHA: OCTUBRE - 2020

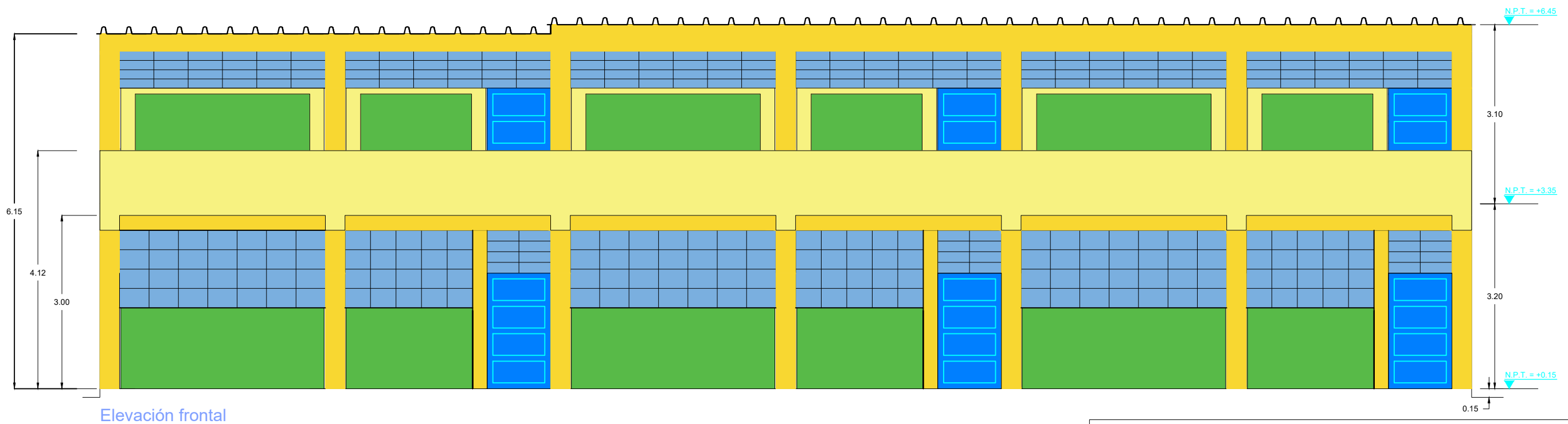
A-01

Anexo 5. Plano de elevación del pabellón 7





Elevación posterior

ELEVACION POSTERIOR ESC 1/75

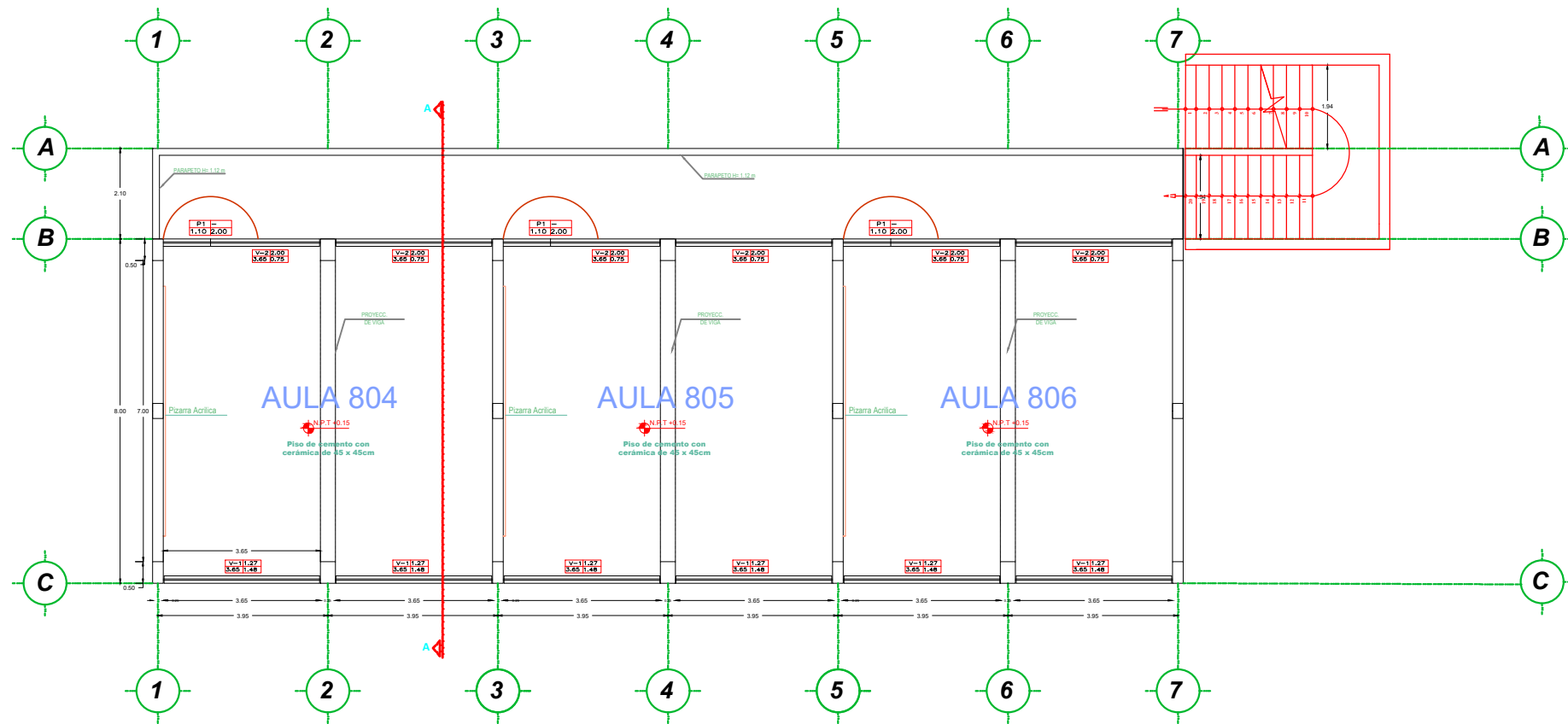


Elevación frontal

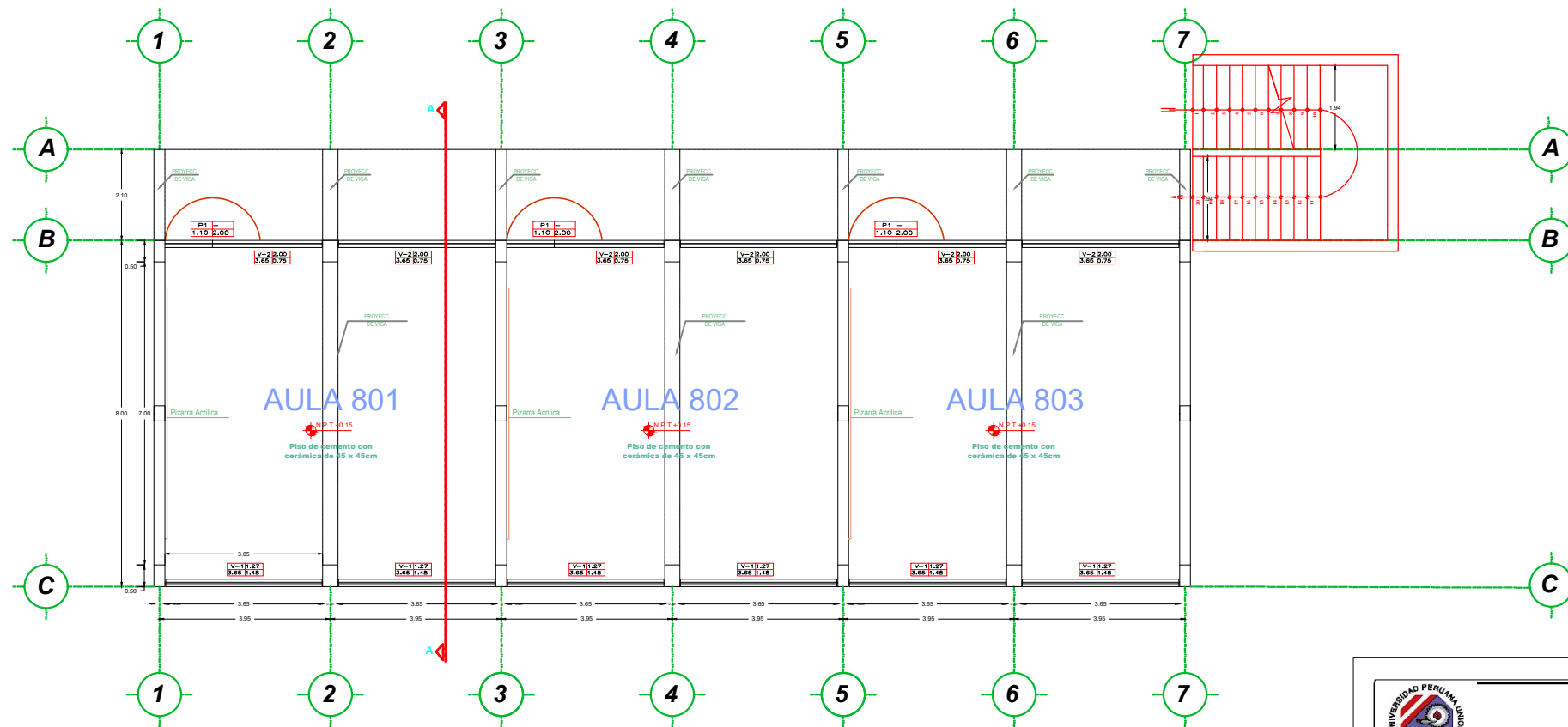
ELEVACION FRONTAL ESC 1/75

	UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	
TESIS: Evaluación Cualitativa y Cuantitativa de la Vulnerabilidad Sísmica Estructural de una infraestructura educativa aporticada de concreto armado		LAMINA: A-02
PLANO: ELEVACIONES Pabellón 7 Elevación frontal y posterior	UBICACIÓN: Lima - Lurigancho-Chosica Mercado Carapongo	
NOMBRE: Josue Milton Hanampa Mamani	ASESOR: Ing. David Díaz Garamendi	ESCALA: 1/75
		FECHA: OCTUBRE - 2020



Anexo 6. Plano de planta del pabellón 8



SEGUNDO PISO
ESC 1/150

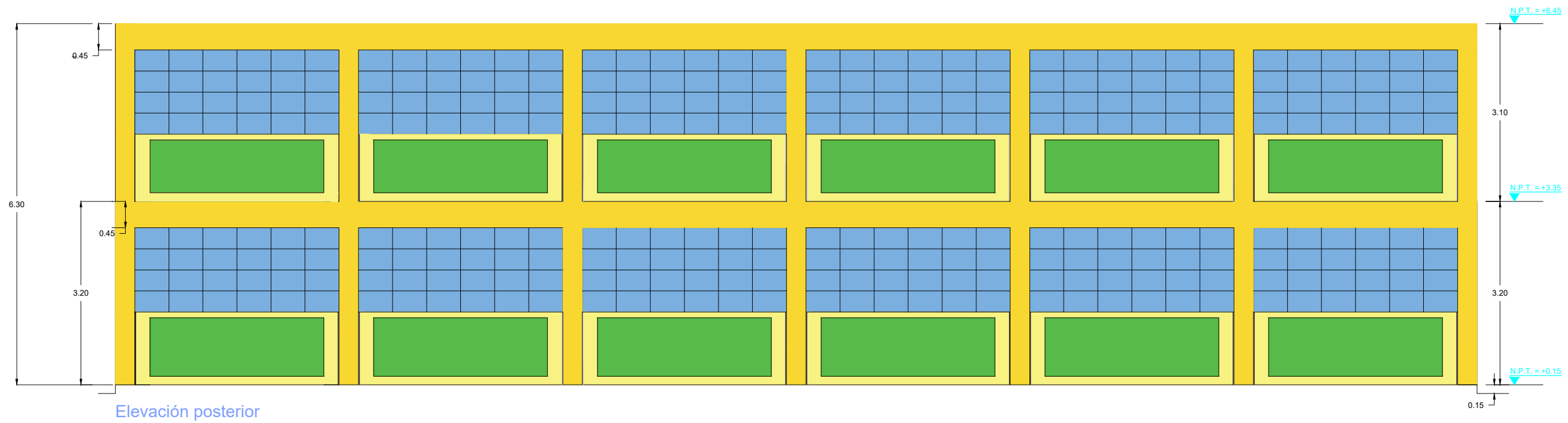


PRIMER PISO
ESC 1/150

 UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL		
TESIS: Evaluación Cualitativa y Cuantitativa de la Vulnerabilidad Sísmica Estructural de una infraestructura educativa aporticada de concreto armado		LAMINA:
PLANO: ARQUITECTURA Pabellón 8 Planta		UBICACIÓN: Lima - Lurigancho-Chosica Mercado Carapongo
NOMBRE: Josue Milton Hanampa Mamani		ASESOR: Ing. David Díaz Garamendi
ESCALA: 1/150		FECHA: OCTUBRE - 2020

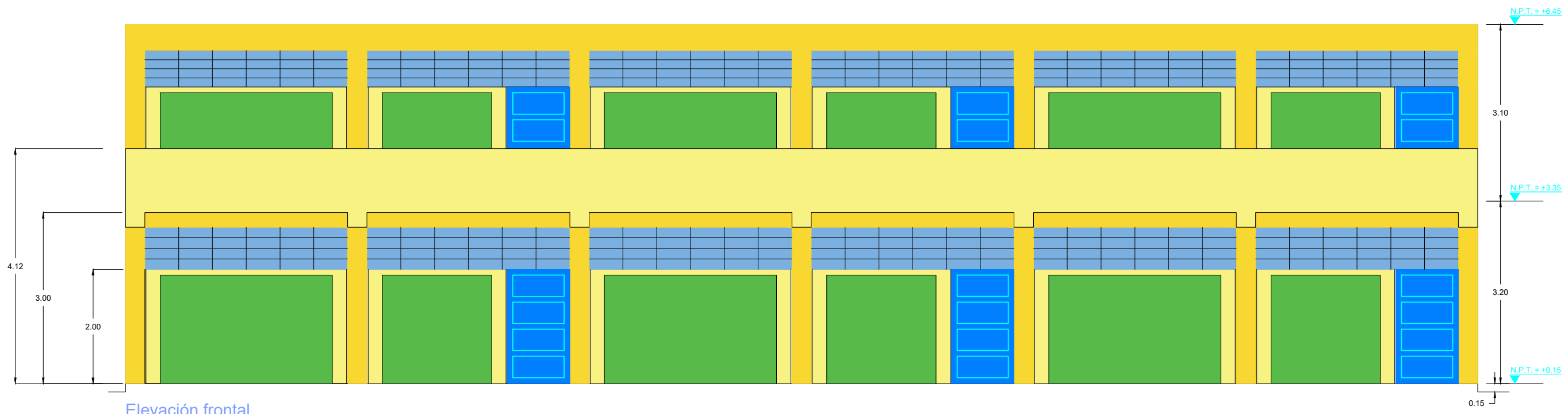
A-01

Anexo 7. Plano de elevación del pabellón 8





Elevación posterior

ELEVACION POSTERIOR ESC 1/75



Elevación frontal

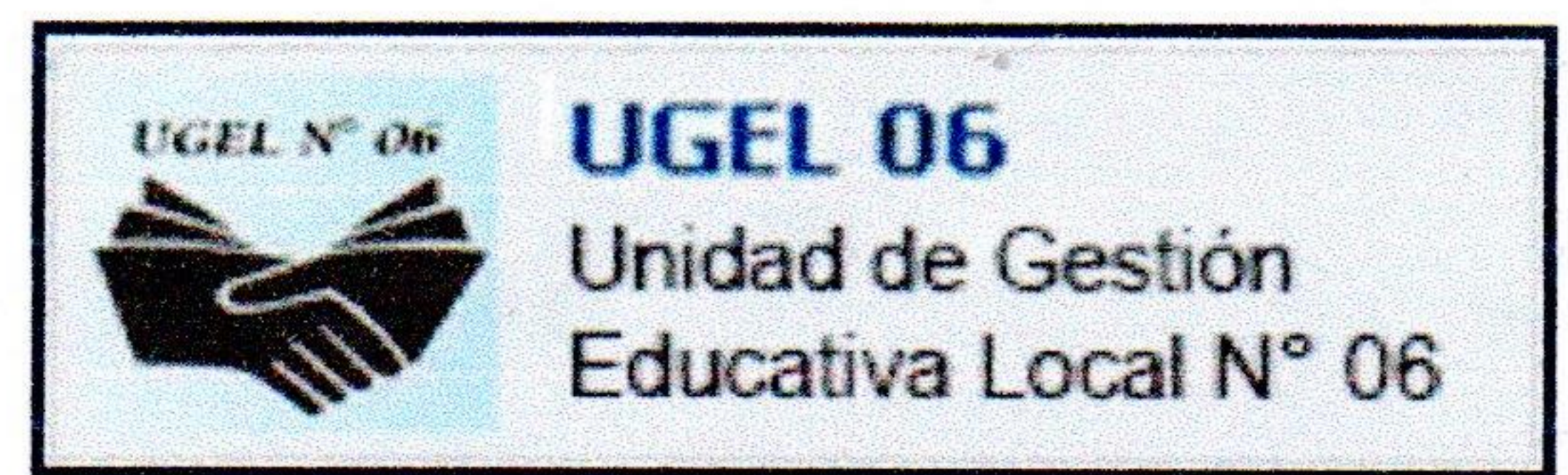
ELEVACION FRONTAL ESC 1/75

 UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL			
TESIS: Evaluación Cualitativa y Cuantitativa de la Vulnerabilidad Sísmica Estructural de una infraestructura educativa aportcada de concreto armado		LAMINA: <div style="font-size: 2em; font-weight: bold; text-align: center;">A-02</div>	
PLANO: Pabellón 8	ELEVACIONES Elevación frontal y posterior	UBICACIÓN: Lima - Lurigancho-Chosica Mercado Carapongo	
NOMBRE: Josue Milton Hanampa Mamani	ASESOR: Ing. David Díaz Garamendi	ESCALA: 1/75	FECHA: OCTUBRE - 2020

Anexo 8. Constancia de autorización de la I.E.



INSTITUCIÓN EDUCATIVA N° 0051
"JOSE FAUSTINO SANCHEZ CARRION"
CARAPONGO. CM 0705459



UGEL N° 06
Unidad de Gestión
Educativa Local N° 06

"AÑO DE LA LUCHA CONTRA LA CORRUPCION Y LA IMPUNIDAD"
"DECENIO DE LA IGUALDAD DE OPORTUNIDADES DE MUJERES Y HOMBRES"

CONSTANCIA

**EL DIRECTOR DE LA INSTITUCION EDUCATIVA N° 0051
"JOSE FAUSTINO SANCHEZ CARRION", JURISDICCION DE LA
UGEL N° 06 ATE VITARTE, QUE SUSCRIBE:**

HACE CONSTAR:

Que, la Sr. **Hanampa Mamai Josue Milton**, identificado con DNI N° 76541137, y código de matrícula N° 201522003, estudiante de la Escuela de Profesional de Ingeniería Civil de la UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN. **Se da la autorización para aplicar su proyecto de Tesis "Evaluación Cualitativa y Cuantitativa de la Vulnerabilidad Sísmica Estructural de esta institución educativa"**, para que lleve a cabo la ejecución y tome las acciones necesarias en los pabellones mencionados, de la Institución Educativa N°0051 "JFSC" UGEL N° 06 Ate Vitarte.

Se expide la presente constancia, a solicitud de parte del interesado para los fines que estime conveniente.

Carapongo, 04 de noviembre del 2019

Atentamente,



Lic. Abel Basilio Grijalva
DIRECTOR