



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA MEDIANTE
EL MÉTODO DE HIROSAWA DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA
SECUNDARIA COMERCIO 32 DE LA CIUDAD DE JULIACA -
2022**

TESIS

PRESENTADA POR:

Bach. GIUSEPPE ABIMAEEL CCALLE PUMA

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

PUNO – PERÚ

2024



NOMBRE DEL TRABAJO

EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA MEDIANTE EL MÉTODO DE HIROSAWA DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVAS

AUTOR

GIUSEPPE ABIMAEEL CCALLE PUMA

RECuento DE PALABRAS

20062 Words

RECuento DE CARACTERES

107410 Characters

RECuento DE PÁGINAS

115 Pages

TAMAÑO DEL ARCHIVO

3.6MB

FECHA DE ENTREGA

Aug 16, 2024 11:14 AM GMT-5

FECHA DEL INFORME

Aug 16, 2024 11:15 AM GMT-5

● **15% de similitud general**

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

- 13% Base de datos de Internet
- Base de datos de Crossref
- 11% Base de datos de trabajos entregados
- 1% Base de datos de publicaciones
- Base de datos de contenido publicado de Crossref

● **Excluir del Reporte de Similitud**

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


 Ing. Jaime Medina Leiva
DOCENTE UNIVERSITARIO
COD. UNA N° 910545
DIRECTOR PY

VCS:

 Ing. Jaime Medina Leiva
DOCENTE UNIVERSITARIO
COD. UNA N° 910545
SUBDIRECTOR DE INVESTIGACION EDIC 16/08/2024



DEDICATORIA

A mi padre Mariano y mi madre Tomasa.

A mi hija Angelle y mi pareja Pamela

A mis hermanas Thania, Yenny y Amparo.

A mi querida abuela Isabel Puma, a quien extraño demasiado y la recuerdo con mucho cariño.

Giuseppe Abimael Ccalle Puma



AGRADECIMIENTOS

A los ingenieros y profesionales que fueron parte de mi formación, durante mi paso por la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, por transmitir sus conocimientos y experiencias.

Al Mtr. Ing. Jaime Medina Leiva por su guía y apoyo durante el proceso de ejecución de la presente investigación.

A los miembros del jurado, Mtr. Ing. Nicolas Luza Flores, M.Sc. Ing. Silvia Leonor Ingaluque Arapa y M.Sc. Ing. Yasmani Vitulas Quille les agradezco su asesoría y aportes que fueron vitales para la culminación exitosa de esta investigación.

A mis amigos, que me dieron sus consejos que aportaron para sacar adelante esta investigación.

A todos, muchas gracias

Giuseppe Abimael Ccalle Puma.



ÍNDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA	
AGRADECIMIENTOS	
ÍNDICE GENERAL	
ÍNDICE DE TABLAS	
ÍNDICE DE FIGURAS	
ACRÓNIMOS	
RESUMEN	14
ABSTRACT.....	15
CAPÍTULO I	
INTRODUCCIÓN	
1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	17
1.1.1 Descripción del problema	17
1.2 FORMULACIÓN DE LA PREGUNTA DE INVESTIGACIÓN	18
1.2.1 Pregunta general	18
1.2.2 Preguntas específicas	18
1.3 HIPÓTESIS DE LA INVESTIGACIÓN	19
1.3.1 Hipótesis general.....	19
1.3.2 Hipótesis específicas.....	19



1.4	JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	19
1.5	OBJETIVOS.....	22
1.5.1	Objetivo general.....	22
1.5.2	Objetivos específicos	22
CAPÍTULO II		
REVISIÓN DE LITERATURA		
2.1	ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN	23
2.2	BASES TEÓRICAS	25
2.2.1	Sismicidad en Perú.....	25
2.2.2	Sismicidad en Puno.....	28
2.2.3	Vulnerabilidad Sísmica.....	28
2.2.4	Riesgo Sísmico	29
2.2.5	Métodos de Evaluación de Vulnerabilidad Sísmica.	30
2.3	MÉTODO DE HIROSAWA.	31
2.3.1	Cálculo del Índice Sísmico de la estructura (I_S)	32
2.3.2	Cálculo de Índice de Configuración Estructural (S_D)	38
2.3.3	Cálculo de índice de deterioro (T)	44
2.3.4	Cálculo de Índice de Demanda Sísmica (I_{SD}).....	47
2.4	ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (<i>Pushover</i>).....	48



2.4.1	Generalidades.....	48
2.4.2	No linealidad de los materiales.....	48
2.4.3	Niveles de desempeño sísmico	52
2.4.4	Rótulas plásticas	55
2.5	GLOSARIO DE TÉRMINOS.....	57
2.5.1	Sismos.....	57
2.5.2	Magnitud e Intensidad de un Sismo.....	59
CAPÍTULO III		
MATERIALES Y MÉTODOS		
3.1	METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN	60
3.1.1	Tipo de investigación.....	60
3.1.2	Nivel de la investigación.....	60
3.1.3	Enfoque de la investigación.....	61
3.1.4	Diseño de la investigación	61
3.1.5	Población y muestra.....	62
3.1.6	Técnicas de recolección de datos.....	62
3.2	UBICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN.....	64
3.2.1	Ubicación.....	64
3.2.2	Características de la Institución Educativa.....	65



3.2.3 Cargas	66
3.2.4 Recolección de información	68
3.2.6 Estudio de mecánica de suelos.....	70
3.2.7 Propiedades Físicas y Mecánicas de los Materiales	71
3.3 ESQUEMA DE EJECUCIÓN DE TESIS	72

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 RESULTADOS.....	74
4.1.1 Método de Hirosawa	74
4.1.2 Análisis estático no lineal Pushover	91
Curva de capacidad.	97
4.2 DISCUSIÓN	99
4.2.1 Prueba de hipótesis	100
4.3 CUMPLIMIENTO DE OBJETIVOS	103
4.4 DIFICULTADES ENCONTRADAS.....	104
V. CONCLUSIONES.....	105
VI. RECOMENDACIONES	106
VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	107
ANEXOS.....	113



ÁREA: ESTRUCTURAS

TEMA: EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL

FECHA DE SUSTENTACIÓN: 21 DE AGOSTO DE 2024



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Factores de zona sísmica	28
Tabla 2 Valores que toman los Coeficientes c_i	34
Tabla 3 Valores de G_i y R_i	40
Tabla 4 Valores del Índice T	44
Tabla 5 Clasificación de Daños Causados por Terremotos	46
Tabla 7 Cargas muertas	66
Tabla 8 Cargas vivas	67
Tabla 9 Propiedades mecánicas del acero de refuerzo	71
Tabla 10 Propiedades de la Albañilería	72
Tabla 11 Resistencia del concreto in-situ en la IES Comercio 32	75
Tabla 12 Parámetros de Suelo	76
Tabla 13 Índice de deterioro por tiempo	77
Tabla 14 Comparación entre BSLJ Y E.0.30	78
Tabla 15 Periodos de vibración	80
Tabla 16 Factor de amplificación sísmica (C)	82
Tabla 17 Resultados de la evaluación de vulnerabilidad sísmica	90
Tabla 18 Periodos y frecuencias del pabellón 03	92
Tabla 19 Prueba de correlación de Spearman	101



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Mapa Sísmico del Perú.....	26
Figura 2 Mapa de Zonificación Sísmica de Perú.....	27
Figura 3 Relación l y b.....	41
Figura 4 Relación entre Largo y Ancho.....	42
Figura 5 Contracción en Planta.....	42
Figura 6 Modelos idealizados de la curva de esfuerzo - deformación para el acero	49
Figura 7 Modelos de esfuerzo - deformación del concreto	51
Figura 8 Curva trilineal de límites de daños	52
Figura 9 Niveles de desempeño según importancia del edificio	53
Figura 10 Niveles de desempeño	54
Figura 11 Relación de fuerza-deformación generalizada para elementos de concreto... 55	
Figura 12 Parámetros de aceptación numérica para vigas y columnas.....	56
Figura 13 Teoría de Rebote Elástico.....	58
Figura 14 Imagen satelital IES Comercio 32.....	64
Figura 15 Vista Satelital de la IES Comercio 32 - Juliaca.....	66
Figura 16 Medición de los elementos de la edificación.....	68
Figura 17 Ensayo de Numero de rebote.....	69
Figura 18 Diagrama secuencial de ejecución de tesis.....	73
Figura 19 Zonificación sísmica Japón (Z)	79
Figura 20 Vulnerabilidad del Pabellón 01	85
Figura 21 Vulnerabilidad del Pabellón 02	86
Figura 22 Vulnerabilidad del Pabellón 03	86
Figura 23 Vulnerabilidad sísmica pabellón 01	88
Figura 24 Vulnerabilidad sísmica pabellón 02	89



Figura 25 Vulnerabilidad sísmica pabellón 03	90
Figura 26 Modelo estructural del Pabellón 02.....	92
Figura 27 Rotulas plásticas Push X - paso 1.....	94
Figura 28 Rotula plásticas push X – paso 3.....	94
Figura 29 Rotulas plásticas Push X - paso 8.....	95
Figura 30 Rotula plástica Push Y - Paso 3.....	95
Figura 31 Rotulas plásticas Push Y - Paso 10	96
Figura 32 Rotulas plásticas Push Y - Paso 19	96
Figura 33 Curva de capacidad - Push en X.....	97
Figura 34 Curva de capacidad - Push en Y.....	98



ACRÓNIMOS

ASCE	:	Americas Society of Civil Engineers
IES	:	Institución Educativa Secundaria
MINEDU	:	Ministerio de educación.
NTP	:	Norma Técnica Peruana
PAHO	:	Pan American Health Organization



RESUMEN

En la presente tesis se identificó el problema de vulnerabilidad sísmica de las construcciones de las instituciones educativas diseñadas antes de la implementación de una norma técnica, así objetivo fue evaluar la vulnerabilidad sísmica de la IES Comercio 32 de Juliaca, donde se esperaba resultados variados e independientes en cada pabellón que conforma la IES, para ello se planteó una investigación de tipo descriptiva con una dimensión transversal, a fin de obtener datos que representen la vulnerabilidad actual de la edificación . Así se recolectó la información in situ de las dimensiones de la edificación, deterioro de elementos estructurales y no estructurales, ensayos no destructivos para evaluar la resistencia a compresión del concreto en los pabellones y estudio de mecánica de suelos. Entonces se realizó la evaluación de vulnerabilidad sísmica aplicando el método de Hirosawa y la verificación por el análisis estático no lineal pushover, obteniendo que el pabellón 01, construido en 1976 es vulnerable en un 44% de su área total, los que está distribuido en sus dos niveles, presenta muros de albañilería confinada de gran espesor, además se tiene columnas cortas según la dirección de análisis esta falla es muy recurrente en edificios escolares antiguos. El pabellón 02, que data de 1985, presenta vulnerabilidad en el 100% de la edificación, además cuando se realiza un análisis no lineal, se observa que la estructura llega a superar el punto de prevención de colapso en ambas direcciones de análisis. El pabellón 03, data del 2010, el cual es un sistema aporticado, no presenta vulnerabilidad frente a demanda sísmica, además que el comportamiento sísmico en el eje X y el eje Y, son los mismos, ya que el mecanismo de falla está controlado por las columnas.

Palabras Clave: Análisis no lineal, Edificios escolares, Evaluación estructural, Hirosawa, Método de evaluación, Sismo-resistencia.



ABSTRACT

In this thesis, the issue of seismic vulnerability of educational institution buildings designed before the implementation of a technical standard was identified. The objective was to evaluate the seismic vulnerability of the IES Comercio 32 in Juliaca, where varied and independent results were expected for each pavilion that makes up the institution. A descriptive research study with a cross-sectional dimension was proposed to obtain data that represents the current vulnerability of the building. Information was collected on-site regarding the dimensions of the building, deterioration of structural and non-structural elements, non-destructive tests to evaluate the compressive strength of concrete in the pavilions, and soil mechanics studies. The seismic vulnerability assessment was conducted using the Hirosawa method and verification through nonlinear static pushover analysis, revealing that building 01, built in 1976, is vulnerable in 44% of its total area, distributed across its two levels, featuring thick confined masonry walls and short columns; this failure is common in older school buildings. building 02, dating from 1985, shows vulnerability in 100% of the building, and a nonlinear analysis indicates that the structure exceeds the collapse prevention point in both analysis directions. Building 03, constructed in 2010, is a framed system that does not exhibit vulnerability to seismic demand, with similar seismic behavior in both the X and Y axes, as the failure mechanism is controlled by the columns.

Keywords: Nonlinear analysis, School buildings, Structural evaluation, Evaluation method, earthquake resistance.



CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

El Perú, es un país expuesto a una alta actividad sísmica, ya que está ubicado en una zona de subducción de placas tectónicas, según Tavera (2014) “el proceso de subducción de la placa de nazca por debajo de la placa sudamericana, genera una acumulación de energía, la cual se libera en forma de muchos sismos de pequeña intensidad y algunos sismos de una intensidad mayor”.

Según Kuroiwa (2019), los desastres que afectan a los seres humanos se clasifican en desastres de causa geológica (terremotos, tsunamis, vulcanismo), de causa climática (inundaciones), y de causa geológico – climática (deslizamientos), de origen tecnológico y medio ambiente (degradación de la capa de ozono, lluvias acidas, etc.), de las cuales terremotos son los que más daño causan, tanto a nivel de pérdida de vidas humanas y daños económicos.

La región Puno, se encuentra en la zona sísmica 3, de la clasificación que realiza la Norma E.030 Diseño Sismorresistente, (2018), lo que significa que la aceleración probable máxima horizontal será de 0.35g, con una estimación de ser superada de 10%, en 50 años. Mientras más al norte de la región, la aceleración probable se va atenuando.

El tema de vulnerabilidad sísmica de edificaciones cobra importancia debido a la sismicidad de nuestro país, siendo aún más importante conocer el nivel de amenaza que presentan estructuras importantes como pueden ser centros de salud y centros educativos, ya que albergan una gran cantidad de vidas humanas en simultaneo.

La problemática de muchas instituciones educativas construidas anteriormente es que, se construyeron bajo normas poco desarrolladas, o en ausencia de las mismas. En la



institución educativa que se analizó, se tiene presencia de columnas cortas, grietas producto de su deterioro y de los pequeños movimientos sísmicos.

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1.1 Descripción del problema

Domaneschi et al. (2021), indica que un evento sísmico independiente de la intensidad afecta áreas urbanas teniendo consecuencias desastrosas donde las edificaciones han sido diseñados sin un código sísmico adecuado. Lo cual es crítico cuando se trata de edificaciones estratégicas como las escuelas, haciendo mención al caso italiano que consiste en más de 47,000 estructuras educativas, de las cuales 60% fueron construidos antes de la implementación de la regulación técnica para edificios escolares. Además 50% de los edificios escolares están en zonas donde ocurrieron terremotos con un nivel de riesgo medio-alto.

“Según el Ministerio de Educación (Minedu), hasta diciembre de 2023, la deficiencia estimada en infraestructura educativa en el Perú alcanzó los S/ 174,603 millones. Esta cifra representa la cantidad necesaria para abordar las carencias en la construcción, mantenimiento y otros en instituciones educativas además señala que los departamentos con el mayor porcentaje de locales educativos en riesgo de colapso son Cajamarca (73%), Cusco (69%) y Puno (68%)”. (Redacción Gestión, 2024)

La institución educativa Comercio 32 de Juliaca, es uno de los centros educativos con mayor cantidad de población estudiantil de la ciudad esto según la web del MINEDU, esto debido a la ubicación en la que se encuentra y la capacidad de albergar estudiantes de su infraestructura. Esta infraestructura se encuentra deteriorada y presenta errores constructivos o de diseño según lo que se aprecia



en una rápida inspección visual a la edificación. Sin embargo, no toda la edificación presenta deterioro, únicamente dos pabellones se encuentran deteriorados los que fueron construidos en 1976 y 1985, mientras que el pabellón más reciente (2010) se encuentra visiblemente en buenas condiciones.

Por lo tanto, el problema de vulnerabilidad de las instituciones educativas es un tema muy importante, por ello es necesario realizar una evaluación de vulnerabilidad sísmica y esto debería realizarse con mayor importancia en edificios escolares diseñados y construidos previamente a la difusión e implementación de la norma de diseño sismorresistente, por ello se plantea realizar la evaluación de vulnerabilidad sísmica es la institución educativa secundaria Comercio 32 de la ciudad de Juliaca.

1.2 FORMULACIÓN DE LA PREGUNTA DE INVESTIGACIÓN

1.2.1 Pregunta general

¿Cuál es la vulnerabilidad sísmica por el método de Hirosawa de la Institución Educativa Secundaria Comercio 32 de Juliaca?

1.2.2 Preguntas específicas

- a) **¿Cuál es el nivel de deterior según lo establecido por el método de Hirosawa de la Institución Educativa Secundaria Comercio 32 de Juliaca?**
- b) **¿Cómo se comporta a nivel de desempeño sísmico el pabellón más crítico de la Institución Educativa Secundaria Comercio 32 de Juliaca?**



1.3 HIPÓTESIS DE LA INVESTIGACIÓN

1.3.1 Hipótesis general

La vulnerabilidad sísmica por el método de Hirosawa de la IES Comercio 32 de Juliaca, varía para cada pabellón, teniendo que el pabellón 01 si es vulnerable a efectos sísmicos, lo mismo ocurre con el pabellón 02, mientras que el pabellón 03 no es vulnerable.

1.3.2 Hipótesis específicas

- a) El nivel de deterioro según el método de Hirosawa de la IES Comercio 32 de Juliaca, es alto lo que se representa con un índice de deterioro por tiempo (T) bajo.
- b) El nivel de desempeño sísmico evaluando por el análisis estático no lineal Pushover del pabellón más crítico de la IES Comercio 32 de Juliaca, está cerca al colapso.

1.4 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

El estudio de evaluación de vulnerabilidad sísmica de edificios escolares realizado en India (Ahmedabad, Vadodara y Surat) donde se evaluó un total de 160 escuelas, determinando que el 90% fueron sistemas de albañilería confinada, en donde las causas posibles más recurrentes son altura, irregularidad vertical, piso blando, torsión, irregularidad del plano, golpeo, columnas cortas, capacidad de resistencia lateral y mal estado, bajo el contexto que muchas escuelas fueron construidas sin ningún requisito de diseño sísmico. Se determino que 19.29% de las estructuras son muy vulnerables, 41.23% son vulnerables, 31.01% medianamente vulnerables, 8.47% tienen baja vulnerabilidad. (Bhakuni, 2005)



En la 13th World Conference on Earthquake Engineering (2004), en una investigación en colegios de Lima, se menciona que la mayoría de los edificios escolares no cumplen las especificaciones y requisitos sísmicos establecidos por la norma de diseño sismorresistente. Por lo tanto, es necesario evaluar su vulnerabilidad sísmica para desarrollar medidas de mitigación del riesgo sísmico. Además, menciona que los criterios metodológicos usados para este estudio fueron (1) la gran población, (2) la existencia de edificios educativos tradicionales, etc. Identificaron así tipologías estructurales variadas, teniendo pórticos de concreto con muros de albañilería confinada (C3), estructuras de albañilería confinada (CM), albañilería no reforzada, columnas cortas, el mal estado del suelo y la irregularidad de la planta son las características más frecuentes que afectan negativamente a un comportamiento sísmico aceptable. Tras realizar el análisis de vulnerabilidad sísmica utilizando el método desarrollado por ATC 21, muestra cuatro grados diferentes de vulnerabilidad para las estructuras C3 y CM (estas estructuras no sólo son las más comunes en estos dos distritos encuestados, sino en todo el país). El 35% de los edificios escolares se consideran muy vulnerables (VH), el 18 vulnerable alto (H), el 32% vulnerable medio (M) y el 15% vulnerable bajo (L). vulnerable (L). Estos grados de vulnerabilidad son la base para establecer las prioridades de diseño y ejecución de las intervenciones estructurales y de mitigación del riesgo sísmico (Meneses-loja & Aguilar, 2004).

Podemos decir que “la Tierra libera más del 80% de la energía acumulada en su interior produciendo sismos y actividad volcánica.”(Tavera, 2014) haciendo referencia al cinturón de fuego del pacifico.

Tras los sismos de setiembre de 2017, el primero en Tehuantepec (8.2 Mw) y el segundo en Puebla Morelos (7.1 Mw) se vieron afectados 19,144 instituciones educativas,



y el coste de reconstrucción se estimó en 1,000 millones de dólares inicialmente, además se menciona que aunque el comportamiento de las edificaciones fue el adecuado esto no implica que se debe descuidar el correcto diseño de las edificaciones escolares, ya que son de mucha importancia por la población a la que sirven (Alcocer, 2018).

Según la web del MINEDU, en Juliaca hay 04 centros educativos que sobrepasan los 2000 estudiantes, estos son: JAE (2760), Politécnico (2087), Comercio 32 (2081), Las Mercedes (2070), siendo el centro educativo planteado en el estudio uno de los más grandes del distrito de Juliaca. Además, la Norma de diseño sismorresistente E.030, clasifica a las instituciones educativas como edificaciones esenciales por lo cual se debe asegurar que no sufrirán daños que impidan su utilización después de un terremoto.

Por lo mencionado tenemos que, la evaluación de vulnerabilidad sísmica permite ver la debilidad estructural de algunas zonas, pudiendo así plantear un reforzamiento estructural, siendo un factor importante durante la planeación de las inversiones y asignación de recursos de manera efectiva. También los centros educativos son estructuras de importancia y sin embargo en su mayoría son vulnerables debido a que fueron construidos bajo normas poco desarrolladas o sin seguir ningún criterio de diseño sismorresistente, ya que podemos ver que presentan fallas muy comunes en los edificios antiguos, como son columnas cortas, irregularidad en planta, problemas en el terreno de fundación y deficiente mantenimiento de la estructura. Por ello, es fundamental entender la condición actual de los edificios escolares, en este caso la institución que es objeto de estudio es uno de los más grandes de la ciudad de Juliaca. Finalmente, un estudio de vulnerabilidad permite conocer las zonas de mayor peligro y así plantear un plan de evacuación en caso fuerza necesario.



1.5 OBJETIVOS

1.5.1 Objetivo general

Evaluar la vulnerabilidad sísmica que presentan los pabellones de la institución educativa secundaria Comercio 32 de la ciudad de Juliaca, mediante el método de Hirosawa.

1.5.2 Objetivos específicos

- a) Evaluar el nivel de deterioro según el método de Hirosawa de los pabellones de la IES Comercio 32 de Juliaca.
- b) Verificar el nivel de desempeño sísmico aplicando el análisis estático no lineal Pushover del pabellón más crítico de la IES Comercio 32 de Juliaca.



CAPÍTULO II

REVISIÓN DE LITERATURA

2.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

Parodi & Letelier G. (2018) en su artículo: "Applications of Hirosawa Method to compare Seismic Performance of reinforced concrete Buildings during the Earthquake of 2010 in Chile", que realizaron una evaluación a un total de 116 edificaciones de concreto armado construidas entre 1951 y 2009 mediante el método de Hirosawa en el centro de la ciudad de Concepción, haciendo una comparación con daño real que sufrieron las edificaciones tras el terremoto de 2010. Clasificaron las edificaciones por número de pisos (estos van desde 4 hasta 10) y nivel de daño (ninguno, ligero, severo y serio) en donde determinaron que el 22% fueron clasificadas como "seguras", mientras que el 78% restante se clasificaron como "inseguras", además del total de las edificaciones clasificadas como seguras, se obtuvo que solo el 4% sufrió daño severo y más del 95% no sufrió ningún tipo de daño, lo que demuestra que el método de Hirosawa modificado es exitoso cuando se compara con un comportamiento real.

Zora & Acevedo (2019) en su artículo de investigación "Índice de vulnerabilidad sísmica de escuelas del Área Metropolitana de Medellín, Colombia", realizaron una evaluación a 82 estructuras de centros educativos, haciendo una comparación entre el índice prioritario y la amenaza sísmica de la ciudad de Medellín, además la distribución de su muestra fue que 33% fueron construidas antes de 1984, 33% entre 1984 y 1998, 34% después de 1998, y tomando de referencia los años 1984 y 1998, años en los que se implementaron y modificaron las normas de diseño sismo resistente en Colombia. Encontraron que el 61% de las estructuras analizadas tenían una alta probabilidad de



esperar daño severo o incluso colapsar, un 30.5% de edificios analizados podrían sufrir daño moderado y solo un 8.5% no sufrirían daño o sufrirían daño leve.

Aguirre & Sandoval (2019) en su tesis "Vulnerabilidad sísmica aplicando el método Hirosawa en la institución educativa Elvira García y García - Chiclayo - Peru", llevaron a cabo un estudio con el propósito de determinar la vulnerabilidad sísmica aplicando el método de Hirosawa, logrando evaluar 18 módulos en toda la edificación del centro educativo, para ello realizaron un levantamiento con cinta métrica y visualizaron las grietas en la edificación. Llegando a la conclusión que la I.E. Elvira García es vulnerable en cuatro módulos, además aplica el método cuantitativo del Análisis dinámico lineal, obteniendo así que ocho módulos son vulnerables.

Astorga Mendizábal & Aguilar Velez (2006) en la tesis "Evaluación de riesgo sísmico de edificaciones educativas peruanas" identifico 05 tipos de estructuras representativas, y a falta de una base de datos sobre daños estructurales en edificaciones escolares a causa de terremotos, utilizaron el juicio de expertos (método Delphi) en donde logro determinar que para sismos de intensidad VII MM, 60% de edificios de adobe quedarían completamente inoperativos, mientras que para construcciones de concreto – albañilería construidos antes de 1998, con intensidad de IX MM querían con daños irreparables. Observaron también que los edificios anteriores a la norma de diseño sismorresistente de 1997, sufren fallas por la existencia de columna corta.

Bustinza Sancho (2022) en su tesis "Vulnerabilidad, Peligro y Riesgo sísmico de edificaciones de concreto armado y albañilería de la "urbanización enace" – Puno, simulados numéricamente en escenarios sísmicos" llega a la conclusión que las viviendas de concreto reforzado y albañilería confinada, presentan un considerable nivel de riesgo sísmico, este resultado lo logra a partir de un análisis no lineal, realizado a 450



edificaciones de 2, 3 o 4 pisos, y tras un muestreo probabilístico, reduce su muestra a 9 edificaciones representativas, obteniendo así que el 56% de viviendas tiene una vulnerabilidad alta, 20% una vulnerabilidad media y un 24% una vulnerabilidad baja. Este resultado satisface su objetivo planteado, que fue determinar el nivel de riesgo sísmico.

Nina Escobar, (2022), en su tesis “Evaluación de vulnerabilidad sísmica aplicando métodos cualitativos y cuantitativos en la institución educativa emblemática Santa Rosa, Puno – 2022” evaluó los pabellones de la IE Santa Rosa de Puno, que realizando una investigación de tipo aplicada con enfoque transversal, se plantea como objetivo determinar la vulnerabilidad sísmica de los edificios A, B y C de la IE Santa Rosa aplicando métodos cualitativos y cuantitativos de evaluación estructural, tras la recolección de datos y procesamiento por el método de FEMA 154 y Benedetti Petri, llega a la conclusión que los pabellones A, B y C presentan vulnerabilidad alta, sin embargo al realizar el análisis estático no lineal pushover determina que el pabellón B llega al punto de seguridad de vida en la dirección de análisis X, y al punto de totalmente operacional en la dirección de análisis Y.

2.2 BASES TEÓRICAS

2.2.1 Sismicidad en Perú.

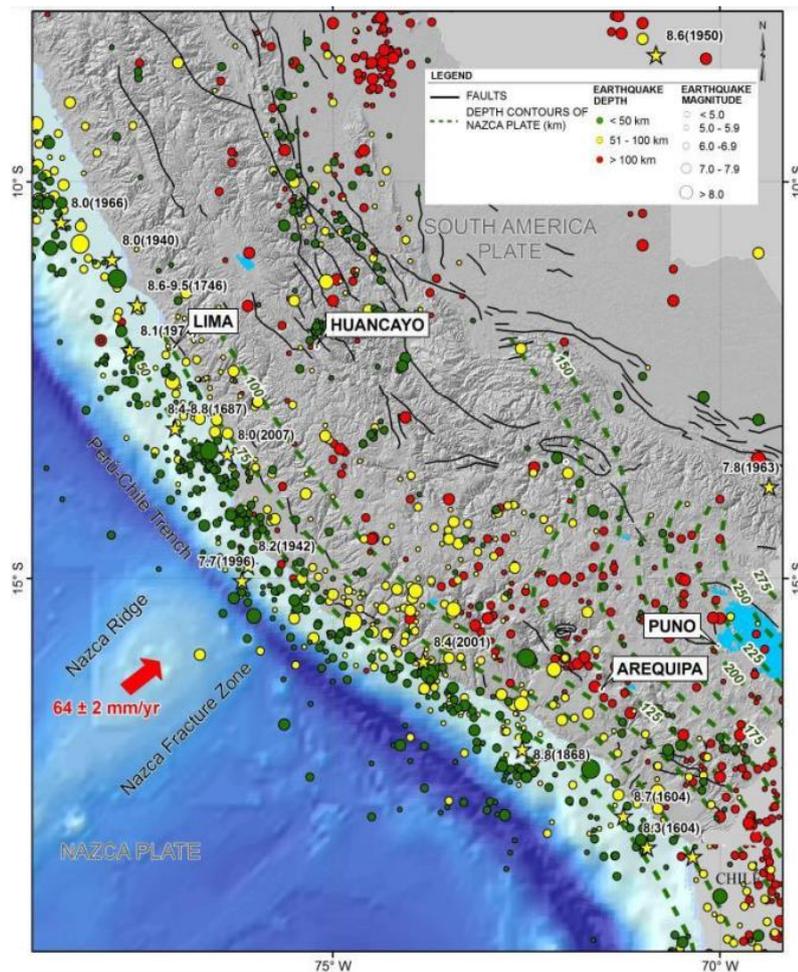
El proceso de convergencia y subducción de las placas tectónicas de Nazca por debajo de la Sudamericana se realiza con una velocidad promedio de 7.00 – 8.00 centímetros por año (cm/año), se desarrolla al borde occidental del Perú (Tavera, 2014).

Este fenómeno es la causa de diversos sismos de diferente magnitud, intensidad y focos ubicados a diferentes profundidades, en la Figura 1 se muestra

la sismicidad en la zona sur del Perú. Todos relacionados a la fricción de las placas tectónicas (oceánica y continental), a la deformación superficial de la corteza y a la deformación interna de la placa oceánica por debajo de la cordillera de los andes.(Tavera, 2014).

Figura 1

Mapa Sísmico del Perú.



Nota: Tomado de Monroy et al., (2011), donde podemos ver que la zona sur del Perú tiene mucha actividad sísmica.

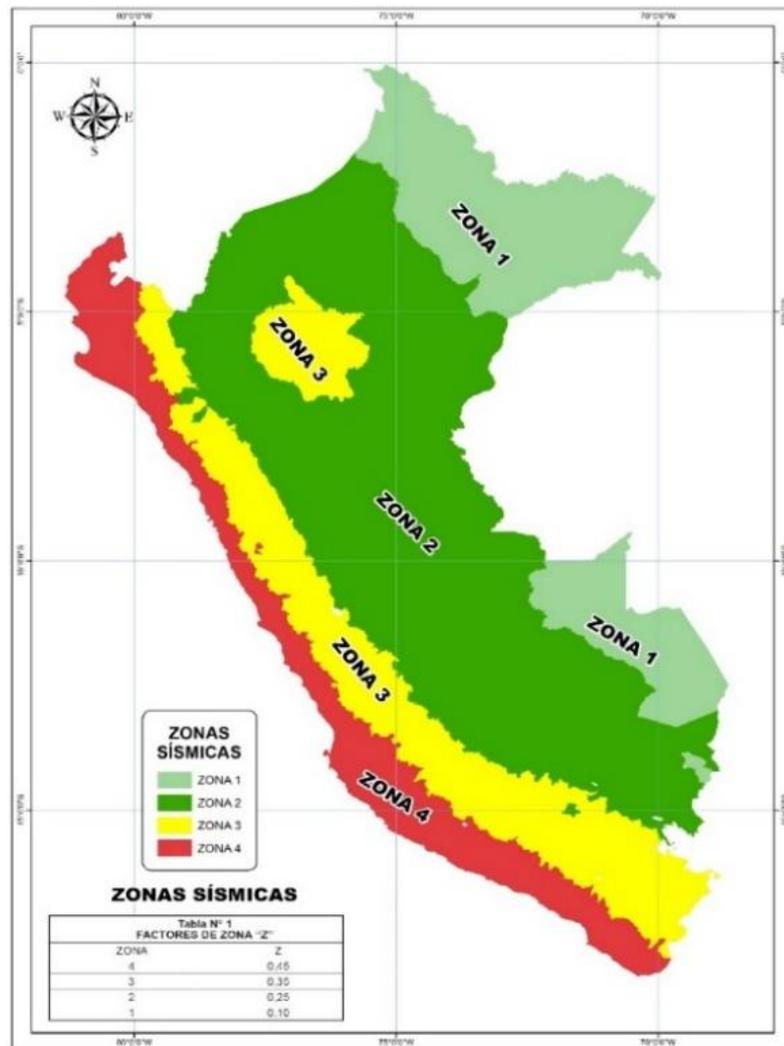
Según la Norma técnica E.030 de Diseño Sismorresistente, el Perú se clasifica en cuatro zonas en términos de aceleración sísmica que dependiendo de su ubicación alcanzan aceleraciones según Tabla 1 y Figura 2 en donde Puno corresponde a la Zona tres ($Z = 0.35$) y zona dos ($Z = 0.25$) en la parte norte de la

región, la que podemos ver con mayor detalle en los anexos de la Norma técnica E.030, el factor Z se clasifica según la máxima aceleración que podría alcanzar siendo estas una fracción de la aceleración de la gravedad.

“Este factor de zona (Z) se entiende como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con 10% de probabilidad de ser excedida en 50 años, es decir un periodo de retorno de 475 años” (Norma E.030, 2018).

Figura 2

Mapa de Zonificación Sísmica de Perú.



Nota: Tomado de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente - 2018.

Tabla 1

Factores de zona sísmica

Zona	Factor Z
04	0,45
03	0,35
02	0,25
01	0,10

Nota: Tomado de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente - 2018.

2.2.2 Sismicidad en Puno.

Según el sitio web thinkhazard.org, el riesgo sísmico de Puno se clasifica como medio, de acuerdo a la información disponible y haciendo referencia a la norma técnica E.030 esto significa un 10% de probabilidad de que se produzca un terremoto potencialmente dañino en la zona en los próximos 50 años.

2.2.3 Vulnerabilidad Sísmica

“La vulnerabilidad sísmica se define como la tendencia de la estructura a sufrir daños estructurales o no estructurales ante cualquier evento sísmico. En tales casos, los edificios pierden su capacidad de soportar los efectos repentinos de las fuerzas sísmicas”(Roy & Choudhury, 2022).

“La vulnerabilidad sísmica de una estructura es una cantidad asociada a su debilidad en el caso de terremotos de determinada intensidad, de modo que el valor de esta cantidad y el conocimiento de la peligrosidad sísmica nos permite evaluar los daños esperados en terremotos futuros” (Hammoum et al., 2016).



2.2.3.1 Vulnerabilidad Estructural

Se define en función a la predisposición de la estructura a experimentar daños en aquellos elementos estructurales que garantizan la estabilidad de la edificación durante un sismo intenso. Es decir, elementos estructurales como cimientos, vigas, columnas, losas y muros estructurales, (Pan American Health Organization., 2000)

2.2.3.2 Vulnerabilidad No Estructural.

Una vez terminado un evento sísmico, las edificaciones que están aparentemente aptos para seguir funcionando con normalidad, podrían presentar daños no estructurales, los que las dejaría en condiciones de inoperatividad. Los eventos sísmicos leves son los más frecuentes y podrían afectar más significativamente a toso aquellos elementos que son considerados como no estructurales, como son celdas, paneles, muros de tabiquería, puertas, ventanas, equipo mecánico, etc. (Pan American Health Organization., 2000)

2.2.4 Riesgo Sísmico

El riesgo sísmico que es causado por el sismo está basado en la localización de la estructura con respecto al foco del sismo, la geología regional y geología específica del sitio, y el nivel de riesgo sísmico especificado.(American Society of Civil Engineers, 2017)

El riesgo sísmico causado por el sismo puede ser definido como el espectro de aceleración de respuesta, o historia de movimientos sísmicos, determinados



con bases probabilísticas o determinísticas. (American Society of Civil Engineers, 2017).

2.2.5 Métodos de Evaluación de Vulnerabilidad Sísmica.

2.2.5.1 Métodos Cuantitativos

Según PAHO, (2000) “los métodos cuantitativos, se utilizan para profundizar y verificar los resultados obtenidos mediante métodos cualitativos, cuando estos no proporcionan resultados importantes en cuanto a la seguridad de la estructura”.

Además, PAHO, (2000) “para realizar análisis de vulnerabilidad, aplicando métodos cuantitativos, se deberá contar con información suficiente, ya sea: características físicas y mecánicas de los materiales utilizados en la edificación, tipo de suelo de fundación, planos estructurales”. Los métodos cuantitativos son realizando mediante modelos matemáticos de la estructura, en donde se considera lo siguiente:

- Interacción de los elementos estructurales y la relación que tienen con los elementos no estructurales.
- Las solicitaciones a las cuales se encuentra expuesta la estructura
- Análisis sísmico bajo diferentes espectros de respuesta.

2.2.5.2 Métodos Cualitativos.

Los métodos cualitativos, se utilizan para evaluar de forma rápida y simple un grupo de edificaciones, y así seleccionar de esas las que



requieren un análisis más detallado. (Pan American Health Organization., 2000)

Existen varios métodos de evaluación de vulnerabilidad sísmica de edificaciones, entre los que se tiene:

- Método de Benedetti Petrini
- Método de ATC 21
- Método de Navfac
- Método de Hirosawa.

El método desarrollado por Hirosawa, en su primer nivel de evaluación (más conservador) de los tres niveles que plantea, requiere de ciertos cálculos, que están relacionados con análisis de alto nivel, siendo así que el método de Hirosawa, se considera un método semi cuantitativo.

2.3 MÉTODO DE HIROSAWA.

El método de Hirosawa, es una técnica de evaluación de vulnerabilidad sísmica de estructuras, originalmente desarrollado en Japón en 1992, para evaluar estructuras de Hospitales de concreto armado, calibrado con valores del sismo de Tokachi Oki.

El método de Hirosawa, en su nivel 1, fue adoptado y modificado para la aplicación en países de américa latina, como son: Chile, Perú, México, Brasil, no solo para determinar la vulnerabilidad de hospitales, sino también para centros educativos, edificios municipales, grupos de viviendas, etc.

La vulnerabilidad sísmica se establece en base a la relación que existe entre, el Índice Sísmico de la Estructura (I_s) y en Índice de demanda sísmica (I_{s0}).



Después de realizar la comparación de los resultados, se establece que:

$$(I_s) \geq (I_{s0}) \rightarrow \text{Edificio Seguro}$$

$$(I_s) < (I_{s0}) \rightarrow \text{Edificio Inseguro.}$$

2.3.1 Cálculo del Índice Sísmico de la estructura (I_s)

Con el fin de determinar el índice sísmico de la estructura, será necesario realizar la aplicación de la ecuación (1):

$$I_s = E_0 * S_D * T \quad (1)$$

Donde: E_0 : Índice Sísmico Básico de comportamiento estructural

S_D : Índice de irregularidad estructural (configuración).

T : Índice de Tiempo (deterioro).

Cuando se realiza la evaluación, el índice E_0 se determina por un cálculo simple de fuerza cortante absoluta en cada nivel de la estructura. Esta resistencia es calculada para cada dirección del piso, por la suma del producto de muros o columnas por su fuerza cortante. Entonces este producto se reduce por un factor α_i , que representa la presencia de elementos que alcanzan su resistencia a un nivel de deformación menos que el resto de los elementos sismorresistentes (columnas cortas, muros de albañilería, comparado con muros y columnas de concreto). (Pan American Health Organization., 2000)

El índice E_0 , es proporcional al producto del índice de resistencia (C) y el índice de capacidad de deformación o ductilidad (F)



$$E_0 \propto C * F \quad (2)$$

Según, PAHO, 2000. Para calcular el índice E_0 , todos los elementos verticales que forman parte de la estructura que se está evaluando deben caer en una de estas categorías:

- ***Columnas cortas de concreto armado:*** elementos de tipo columna cuya relación entre h_0/D es menor o igual que 2.0, donde h_0 , es la altura libre de la columna es decir el espacio donde se deforma libremente, y D es el ancho de la sección transversal.
- Ocurre cuando se limita el desplazamiento lateral de la columna, generalmente a través de paredes de albañilería con ventanas en la parte superior, lo que genera tensiones cortantes muy elevadas en la parte libre, superiores a las que experimentaría la misma columna si estuviera libre a lo largo de toda su longitud.
- ***Columnas de concreto armado:*** Elementos verticales de concreto armado, cuya relación h_0/D , es mayor a 2.0.
- ***Muros de concreto armado:*** Son elementos tipo muro que llevan acero de refuerzo y están constituidas netamente de concreto, cuyo cociente entre el lado mayor y el lado menor de su sección transversal es está por encima de 3.0.
- ***Muros de albañilería:*** Son muros con ningún o pocos elementos de refuerzo, ubicados en los pórticos, sin ningún tipo de aislamiento de ellos.
- ***Muros de albañilería confinada:*** Muros de albañilería reforzados y aislados con elementos como columnetas y viguetas, los que son elementos de confinamiento.

Así, el índice E_0 es calculado mediante la siguiente ecuación:

$$E_0 = \frac{(n_p + 1)}{(n_p + i)} * \{\alpha_1 * (C_{mar} + C_{sc} + C_a + C_{ma}) + \alpha_2 * C_w + \alpha_3 * C_c\} * F \quad (3)$$

Donde:

– α_i : factor que reduce la capacidad de resistencia en función del nivel de deformación al que los elementos que regulan el comportamiento sísmico llegan a su límite de resistencia. Para determinar el coeficiente α_i ver la tabla 02, estos dependen del mecanismo de falla.

Si el mecanismo de falla está controlada por los elementos más frágiles (Tipo A), los menos frágiles (Tipo B) y los dúctiles (Tipo C) respectivamente.

Tabla 2

Valores que toman los Coeficientes α_i

Tipo	α_1	α_2	α_3	Mecanismo de falla
A	1,0	0,7	0,5	Muros de relleno de albañilería, o columnas cortas o muros de albañilería sin reforzamiento y parcialmente confinada.
B	0,0	1,0	0,7	Los muros de concreto armado.
C	0,0	0,0	1,0	Las columnas de concreto armado.

Nota: valores del coeficiente α_i el cual define el mecanismo de falla de la estructura a ser evaluada, extraído de Pan American Health Organization, 2000.

- n_p : Cantidad de niveles de la estructura.
- i : Nivel a ser evaluado.
- C_{mar} : Índice de resistencia que brindan los muros de albañilería
- C_{sc} : Índice de resistencia de los elementos tipo columna corta.

- C_a : Índice de resistencia de muros de albañilería sin reforzamiento o parcialmente reforzados.
- C_{ma} : Índice de resistencia de los muros de albañilería confinada.
- C_w : Índice de resistencia de muros de concreto armado.
- C_c : Índice de resistencia de las columnas.
- F : Índice de ductilidad relacionado a los elementos verticales.

$F = 1.00$, si los valores de C_{mar} , C_a , C_{sc} son iguales a cero (0.00)

$F = 0.80$, si los valores de C_{mar} , C_a , C_{sc} son distintos de cero (0.00)

En caso que los muros de albañilería confinada controlen la capacidad resistente, se considera el índice de ductilidad igual a 1.00, ya que la capacidad de deformación inelástica se logra con los elementos de confinamiento. (PAHO, 2000).

La capacidad sísmica debe calcularse en primer lugar considerando la falla de elementos más frágiles; sin embargo, si la falla de este grupo no produce inestabilidad del sistema, la capacidad sísmica debe calcularse considerando el próximo grupo y despreciando la resistencia de los elementos que han fallado (PAHO, 2000).

El valor de $\frac{(n_p+1)}{(n_p+i)}$ representa la relación que hay entre el coeficiente de cortante basal y el coeficiente de corte en el piso i . cuando estas fuerzas son establecidas como una función del peso del edificio por el nivel de piso considerado.

Además, se requiere del cálculo de otros índices, como son: índice de resistencia de muros de albañilería, de los muros de concreto, de las columnas cortas, entre otras, para ello se utilizan las ecuaciones (4) hasta (11):

$$C_{mar} = \frac{0.6 * 0.85 * \tau_0 * \sum A_{mar}}{\sum_{j=i}^{n_p} W_j} \quad (4)$$

$$C_{SC} = \frac{f_c}{200} * \frac{15 * \sum A_{SC}}{\sum_{j=i}^{n_p} W_j} \quad (5)$$

$$C_{SC} = \frac{f_c}{200} * \frac{15 * \sum A_{SC}}{\sum_{j=i}^{n_p} W_j} \quad (6)$$

$$C_{ma} = \frac{0.6 * (0.45 * \tau_0 + 0.25 * \sigma_0) \sum A_{ma}}{\sum_{j=i}^{n_p} W_j} \quad (7)$$

$$C_{ma} = \frac{0.6 * (0.45 * \tau_0 + 0.25 * \sigma_0) \sum A_{ma}}{\sum_{j=i}^{n_p} W_j} \quad (8)$$

$$C_R = C_{ma} \quad (9)$$

$$C_w = \frac{f_c}{200} * \frac{30 * \sum A_{m_1} + 20 * \sum A_{m_2} + 12 * \sum A_{m_3} + 10 * \sum A_{m_4}}{\sum_{j=i}^{n_p} W_j} \quad (10)$$

$$C_c = \frac{f_c}{200} * \frac{10 * \sum A_{c_1} + 7 * \sum A_{c_2}}{\sum_{j=i}^{n_p} W_j} \quad (11)$$

Donde:

- f_c : Resistencia a compresión del concreto.
- $\sum A_{mar}$: Suma de las áreas transversales de todos los muros de albañilería, existentes en el nivel de evaluación, en la dirección de evaluación.



- $\sum A_{sc}$: Suma de áreas transversales de las columnas cortas, en el nivel de evaluación.
- $\sum A_{ma}$: Suma de todas las áreas transversales de los muros de albañilería confinada, en el nivel de evaluación.
- $\sum A_{m_1}$: Suma de las áreas transversales de muros de concreto armado, en el nivel que se evalúa. Con columnas en ambos extremos, cuantía de acero de refuerzo horizontal mayor o igual de 1.2 % y una relación de esbeltez mayor que 2.0, En estos muros, la resistencia al corte está definida por la resistencia al aplastamiento de la diagonal comprimida debido a su gran cuantía de acero de refuerzo horizontal.
- $\sum A_{m_2}$: Sumatoria de áreas transversales de muros de concreto armado en el nivel de evaluación, con columnas en ambos extremos, cuantía de refuerzo horizontal mínima. En estos muros, la resistencia a la cortante está dada por el acero de refuerzo.
- $\sum A_{m_3}$: Suma de áreas transversales de muros de concreto armado en el nivel de evaluación, sin columnas o con una columna en uno de sus bordes, un factor de esbeltez del muro igual o mayor que 2.0, y una cuantía de acero de refuerzo mínima.
- $\sum A_{m_4}$: Sumatoria de las áreas transversales de muros de concreto armado en el nivel de análisis, con columnas o sin columnas en sus bordes, cuya relación de esbeltez sea superior que 2. En este tipo de muros, la resistencia al corte está dada por las fórmulas que proporciona el ACI 318.



- $\sum A_{c_1}$: Sumatoria de las áreas transversales de columnas de concreto reforzado, cuya razón entre altura de columna (H) y el ancho (D) es menor que 6.
- $\sum A_{c_2}$: Sumatoria de las áreas transversales de columnas de concreto reforzado, cuya razón entre altura de columna (H) y el ancho (D) es igual o mayor que 6.
- W_j : Peso asociado al nivel de evaluación.
- τ_0 : Resistencia básica al corte de la albañilería.
- σ_0 : Enfuerzo normal, producido por las cargas verticales (cargas vivas y cargas muertas)
- L : Longitud del muro actuante.
- H : Altura del piso, si el largo del muro (L) resulta igual o mayor que 3.00 m. o altura libre del muro si L es mayor que 3.00 m,

En las ecuaciones anteriores, el área debe ser expresado en cm^2 , la resistencia y el esfuerzo en kgf/cm^2 , y el peso en kg. Los coeficientes que acompañan a las áreas corresponden a la resistencia al corte de los distintos tipos de elementos estructurales que conforman el sistema sismorresistente, expresado en kgf/cm^2 . (PAHO, 2000).

2.3.2 Cálculo de Índice de Configuración Estructural (S_D)

El índice de configuración estructural cuantifica la influencia de la irregularidad de la configuración estructural y de la distribución de la rigidez y de masa en el comportamiento sísmico de la edificación. (PAHO, 2000).

La información necesaria para el cálculo de S_D , se obtiene de los planos arquitectónicos, acompañados de una visita in situ de la edificación. (PAHO, 2000).

Lo que se verifica es la regularidad en planta, la relación entre el ancho y el alto de cada planta, dimensión de las juntas de dilatación, dimensiones y ubicación de patios interiores, existencia de sótanos, uniformidad en la altura de los pisos, excentricidad de rigidez en cada nivel analizado, irregularidades en la distribución de masas, rigidez de mezanines o pisos en altura. (PAHO, 2000).

Hirosawa, propone la siguiente ecuación para calcular el coeficiente S_D :

$$S_D = \prod_{i=1}^{i=8} q_i \quad (12)$$

Donde:

- $q_i = [1,0 - (1,0 - G_i) * R_i]$ Para $i = \{1, 2, 3, 4, 5, 7, 8\}$
- $q_i = [1,2 - (1,0 - G_i) * R_i]$ Para $i = \{6\}$

Donde, (G_i) y (R_i) , son los parámetros propuestos por Hirosawa, los cuales se detallan a continuación.

Los parámetros que se evalúan para determinar los valores de G_i y R_i que hacen referencia en la Tabla 3, donde se muestra los valores de G_i y R_i , en base las diferentes irregularidades que presenta la estructura, como:

Irregularidad en planta, relación largo-ancho, contracción en planta, la existencia o inexistencia de un patio interior, excentricidad del patio exterior, la existencia o

inexistencia de sótanos, juntas de dilatación, relacionado a las juntas de separación entre edificios y uniformidad de altura en piso.

Tabla 3

Valores de G_i y R_i

Descripción (q_i)	G_i			R_i
	1.0	0.9	0.8	
(1) Regularidad (a_i)	Regular (a1)	Medio (a2)	Irregular (a3)	1.0
(2) Relación largo / ancho ($B = n/m$)	$B < 5$	$5 < B < 8$	$B > 8$	0.5
(3) Contracción en planta $c = d_1/d_0$	$0.8 < c$	$0.5 < c < 0.8$	$C < 0.5$	0.5
(4) Patio interior	$R_{ap} = 0.1$	$0.1 < R_{ap} < 0.3$	$0.3 < R_{ap}$	0.5
(5) Excentricidad de patio exterior	$f_1 = 0.4$ $f_2 = 0.1$	$f_1 > 0.4$ $0.1 > f_2 > 0.3$	$0.4 < f_1$ $0.3 < f_2$	0.25
(6) Sótanos	$1.0 < R_{as}$	$0.5 < R_{as} < 1.0$	$R_{as} < 0.5$	1.0
(7) Juntas de dilatación	$0.01 < S$	$0.005 < S < 0.01$	$S < 0.005$	0.5
(8) Uniformidad de altura en piso	$0.8 < R_h$	$0.7 < R_h < 0.8$	$R_h < 0.7$	0.5

Nota: PAHO, 2000.

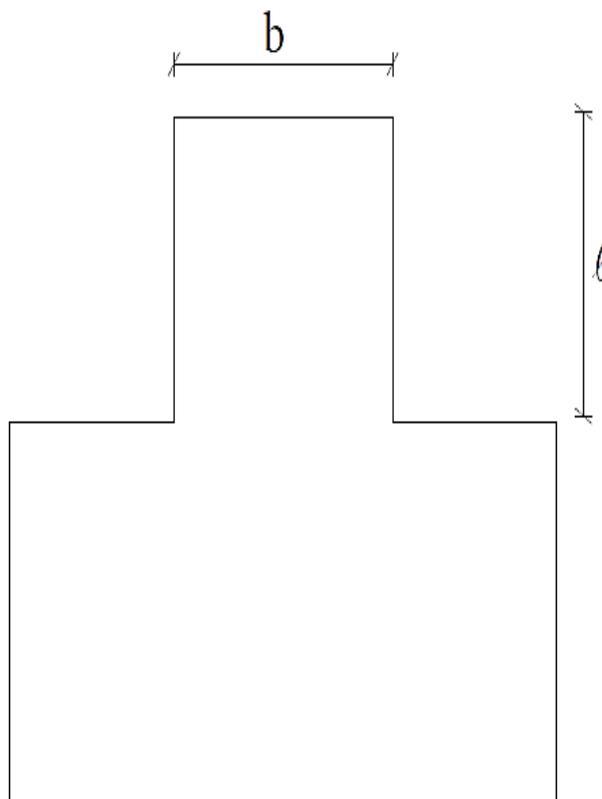
Regularidad a:

- a1: La planta es simétrica en cada una de las direcciones, y la superficie que sobresale es menor o igual al 10% del área total en planta. Estas proyecciones son consideradas donde $l/b \geq 0.5$.

- a2: La sección en planta es irregular, al área sobresaliente es igual o menor que el 30% del área total en planta, dentro de esta categoría se encuentran las plantas del tipo L, T, H, U y otras.
- a3: La planta tiene mayor irregularidad que en caso a2, y el área que sobresale es mayor que el 30% del área en planta.

Figura 3

Relación l y b



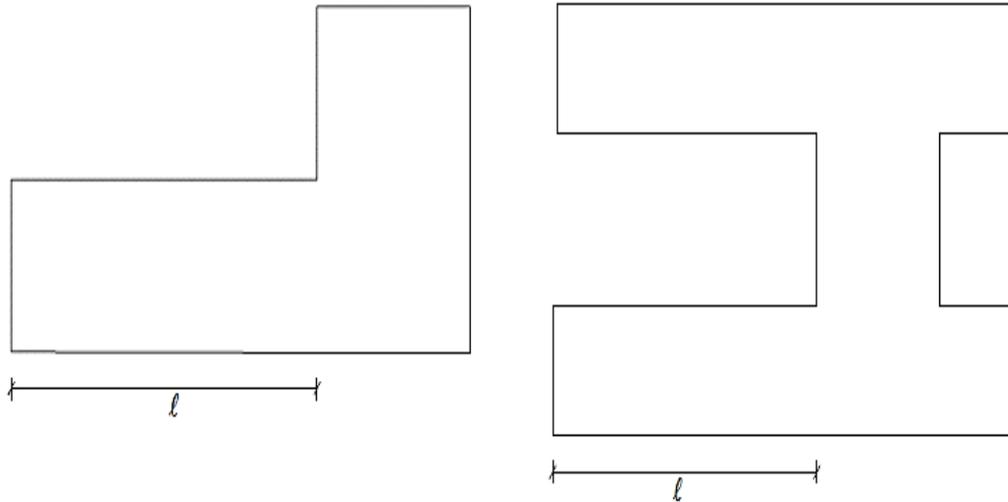
Nota: PAHO, 2000.

Relación Largo – Ancho (B):

La proporción entre la longitud mayor y la longitud menor en planta de la estructura, donde las plantas tienen una forma L, T, H, U, y otras, se toma el lado mayor como $2L$, para “l” señalado en la Tabla 5.

Figura 4

Relación entre Largo y Ancho



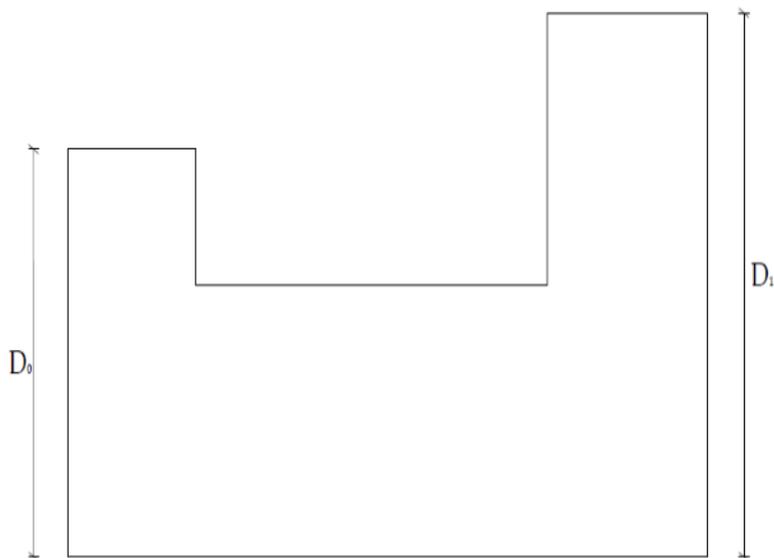
Nota: PAHO, 2000.

Contracción en Planta, C:

$$c = \frac{D_1}{D_0}$$

Figura 5

Contracción en Planta.



Nota: PAHO, 2000.



Patio Interior, Rap:

“Relación entre el área del patio y el área total en planta de la estructura, incluida el área del patio, para este análisis, el área de la caja de escaleras no se considera” (Pan American Health Organization., 2000).

Excentricidad del Patio Interior, f:

- f1: Relación entre la distancia del centro de la planta al centro del patio y la menor longitud de la planta.
- f2: Relación entre la distancia del centro de la edificación al centro del patio y la longitud mayor de la planta.

Sótanos, Ras:

Razón entre el área promedio de la planta de los niveles subterráneos y la superficie promedio de la

Juntas de Dilatación, s:

Este criterio se aplica a edificios que tienen juntas de dilatación, razón entre el espesor de la junta de dilatación sísmica y la altura del nivel sobre el suelo donde se encuentra.

Uniformidad de Altura en Piso, Rh:

La razón entre la altura de piso inmediatamente superior al analizado y la altura de piso analizado. Para el caso del piso superior, el piso inmediatamente inferior.

Además, según el método de Hirosawa, el coeficiente S_D se calcula usando el valor más desfavorable entre los obtenidos para las características en los diferentes niveles,

valor que es asumido como representativo de la edificación completa. (Pan American Health Organization., 2000)

2.3.3 Cálculo de índice de deterioro (T)

Este índice cuantifica los efectos causados por el paso del tiempo de vida de la misma, efectos de sismos precios o algún otro fenómeno. Este índice se calcula de la información recopilada in situ, y por la información que proporciona el responsable de la edificación. (Pan American Health Organization., 2000)

El índice T , se determina usando la Tabla 4 y Tabla 5, tomando en cuenta un índice T para cada estructura que se evalúa

El valor del índice T es el valor más bajo obtenido entre los valores de T_1 , T_2 , T_3 , T_4 y T_5 .

Tabla 4

Valores del Índice T

Características evaluadas	Valor de T
Deformación permanente (T_1)	
CARACTERÍSTICAS	T_1
La edificación presenta inclinación como resultado del asentamiento diferencial	0.7
La edificación está construida sobre relleno artificial	0.9
La edificación ha sido reparada a causa de deformaciones presentadas previamente	0.9
Presenta deformaciones notorias en vigas o columnas	0.9
No evidencia señales de deformación	1.0



Características evaluadas	Valor de T
Grietas en muros o columnas debido a corrosión del acero de refuerzo (T2)	
CARACTERÍSTICAS	
Evidencia filtraciones con corrosión visible en armaduras	0.8
Evidencia grietas inclinadas visibles en columnas	0.9
Evidencia grietas visibles en muros	0.9
Evidencia filtraciones, pero no corrosión de armaduras	0.9
Ninguna de las anteriores	0.9
Historial de incendios (T3)	
CARACTERÍSTICAS	
Se registraron incendios que no fueron reparados	0.7
Se registraron incendios, pero fueron reparados correctamente	0.8
No presenta incendios	1.0
Uso del edificio (T4)	
CARACTERÍSTICAS	
Se almacenan sustancias químicas	0.8
No se almacenan sustancias químicas	1.0
Tipo de daño estructural (T5) ⁽¹⁾	
CARACTERÍSTICAS	
Evidencia daño estructural alto (severo)	0.8
Evidencia daño estructural medio (fuerte)	0.9
Evidencia daño estructural bajo (no estructural)	1.0

Nota: Tomado de PAHO, 2000.

Tabla 5

Clasificación de Daños Causados por Terremotos

TIPO	DESCRIPCIÓN
Daño no estructural	Daños exclusivamente no estructurales.
	Daño se presenta en elementos no estructurales.
Daño estructural leve	Grietas de menos de 0.5 mm de espesor, en elementos de concreto armado.
	Grietas menores a 3.0 mm de espesor en muros de albañilería.
Daño estructural fuerte	Grietas de 0.5 a 1.0 mm de espesor en elementos de concreto armado.
	Grietas mayores a 1.0 mm de espesor, en elementos de concreto armado, Aperturas en muros de albañilería,
Daño estructural severo	Aplastamiento de concreto, ruptura de estribos, pandeo del reforzamiento en vigas, columnas y muros de concreto.
Rotura de vigas y columnas	Colapso de columnas: Colapso de la edificación, en más de 1% de su altura. Asentamiento mayor a 20 cm.

Nota: (Pan American Health Organization., 2000)

⁽¹⁾ Para la definición del índice T5 de daño estructural, se evaluará en base a los términos de la Tabla 5.

2.3.4 Cálculo de Índice de Demanda Sísmica (I_{S0})

Según (The Japan Building Disaster Prevention Association, 2001). El índice de demanda sísmica de la estructura I_S , se calcula utilizando la ecuación (13), esta es independiente del nivel de la edificación.

$$I_{S0} = E_{S0} \cdot Z \cdot G \cdot U \quad (13)$$

Donde:

- E_{S0} : Índice de demanda básica de la estructura, cuyo valor es independiente de la dirección de la edificación. ($E_S = 0.80$)
- Z : Índice de Zona, es decir, el factor de modificación que tiene en cuenta las actividades sísmicas y la intensidad sísmica esperada en la región.
- G : “Índice de suelo, es decir, el factor de modificación que tiene en cuenta los efectos de la amplificación de la superficie del suelo, las condiciones geológicas y la interacción suelo-estructura sobre los movimientos sísmicos esperados” (PAHO, 2000). El factor G es igual a 1.00 cuando se tiene zonas planas, y 1.1 cuando se tiene zonas con presencia de taludes.
- U : Índice de uso, dicho de otro modo, es el coeficiente de ajuste que toma en cuenta el uso que se da a la edificación, el mismo se toma en base a la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente.



2.4 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (*Pushover*)

2.4.1 Generalidades

El análisis estático no lineal pushover implica un análisis inelástico de la estructura, bajo un vector de fuerzas o desplazamientos que aumenta gradualmente, que representa el patrón esperado de fuerzas de inercia o desplazamientos de respuesta de la estructura. (Priestley et al., 2007)

El análisis estático lineal se asume que las estructuras tienen un comportamiento lineal, es decir, si se le aplica una carga y esta genera un desplazamiento, entonces si le aplicamos el doble de carga, el desplazamiento también será dos veces el desplazamiento inicial. Sin embargo, en la realidad las estructuras tienen un comportamiento no lineal desde un límite de aplicación de carga. (Jaramillo & Riveros, 2011)

“El comportamiento estructural puede simularse mediante metodologías distintas ya sean analíticas o numéricas en las que se aceptan relaciones lineales entre las variables estáticas y cinemáticas. Sin embargo, el comportamiento real de las estructuras se ve influenciado por factores que introducen efectos no lineales” (Crisafulli, 2018).

2.4.2 No linealidad de los materiales.

2.4.2.1 Modelos de comportamiento para el concreto armado

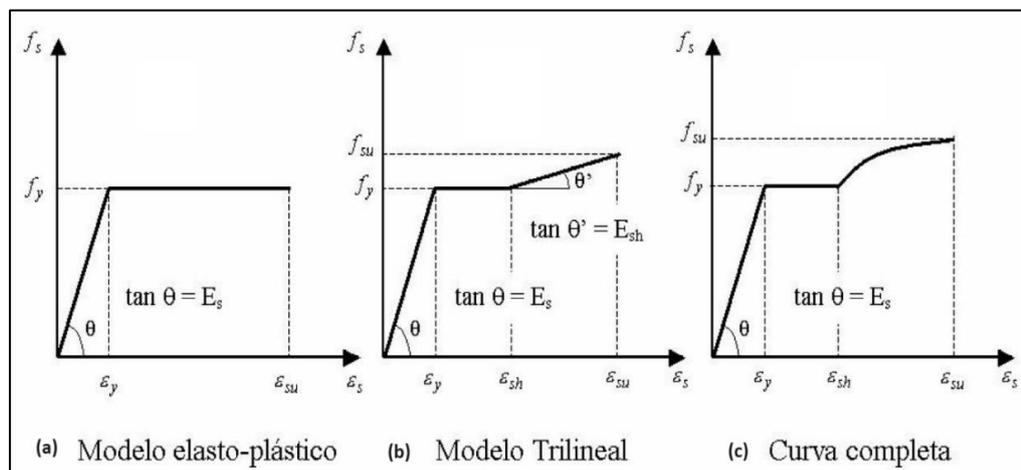
“El concreto armado es un material estructural heterogéneo y con un comportamiento complejo, conformado por dos elementos que se complementan: el concreto, de alta resistencia a la compresión, y el acero de refuerzo, de buen desempeño a tracción”. (Jurado & Mendoza, 2012)

a) Modelos de esfuerzo – deformación para el acero.

- **Modelo elastoplástico:** En este modelo es necesario idealizar el perfil de la curva de esfuerzo-deformación como dos líneas rectas así como se ve en la Figura 6 (a), omitiendo la resistencia superior de fluencia y el endurecimiento por deformación. (Park & Paulay, 1988)
- **Modelo trilineal y modelo de curva completa:** en la Figura 6 (b) y Figura 6 (c) estos modelos permiten ver de manera más exacta las curvas de esfuerzo y deformación. Para utilizar estas idealizaciones son necesarias utilizar los valores de esfuerzo y deformación al inicio de la fluencia, del endurecimiento por deformación y la ruptura. (Park & Paulay, 1988)

Figura 6

Modelos idealizados de la curva de esfuerzo - deformación para el acero



Nota: Adaptado de Park & Paulay, (1988)

b) Modelos de esfuerzo – deformación para el concreto

Las curvas de esfuerzo – deformación para el concreto son más complejas que para el acero, ya que se tiene en cuenta más factores como la geometría, carga, calidad de materiales. Los modelos de concreto no confinados son utilizados para

el diseño, mientras que los modelos no confinados son utilizados para la verificación de capacidad última. (Jurado & Mendoza, 2012).

Así tenemos algunos modelos para concreto confinado y concreto no confinado:

– **Modelo de Hognestad (1951):**

Es un modelo para concreto no confinado, como muestra la Figura 7 (a), el tramo AB, es parabólico, correspondiente a la elevación de la deformación en el concreto, hasta llegar a $\varepsilon_o = 0.002$, correspondiente al máximo esfuerzo de compresión ($f'_c = 0.85f'_c$), este tramo se aproxima a una parábola.

El tramo lineal BC, indica una disminución de la resistencia del concreto, causado por la fisuración interna que se ha producido en el elemento, la deformación seguirá incrementando hasta llegar a un máximo valor comprendido entre (ε_{cu} 0.003 y 0.004), el cual corresponde al punto de rotura del concreto en compresión.

– **Modelo de Mander**

A diferencia del modelo de Hognestad este modelo es para concreto confinado, este modelo tiene una curva inicial que asciende por encima de la resistencia del concreto no confinado f'_c , hasta llegar a la resistencia de compresión confinada f'_{cc} . Este segmento está seguido por una curva descendente que depende de los parámetros del acero de confinamiento, así como se muestra en la Figura 7 (b).

– **Modelo de Kent – Park**

Utilizado para concreto confinado, el confinamiento no ha modificado la resistencia del concreto, este modelo consta de tres tramos así como muestra la figura 7 (c), el primero es parabólico (tramos AB), el segundo

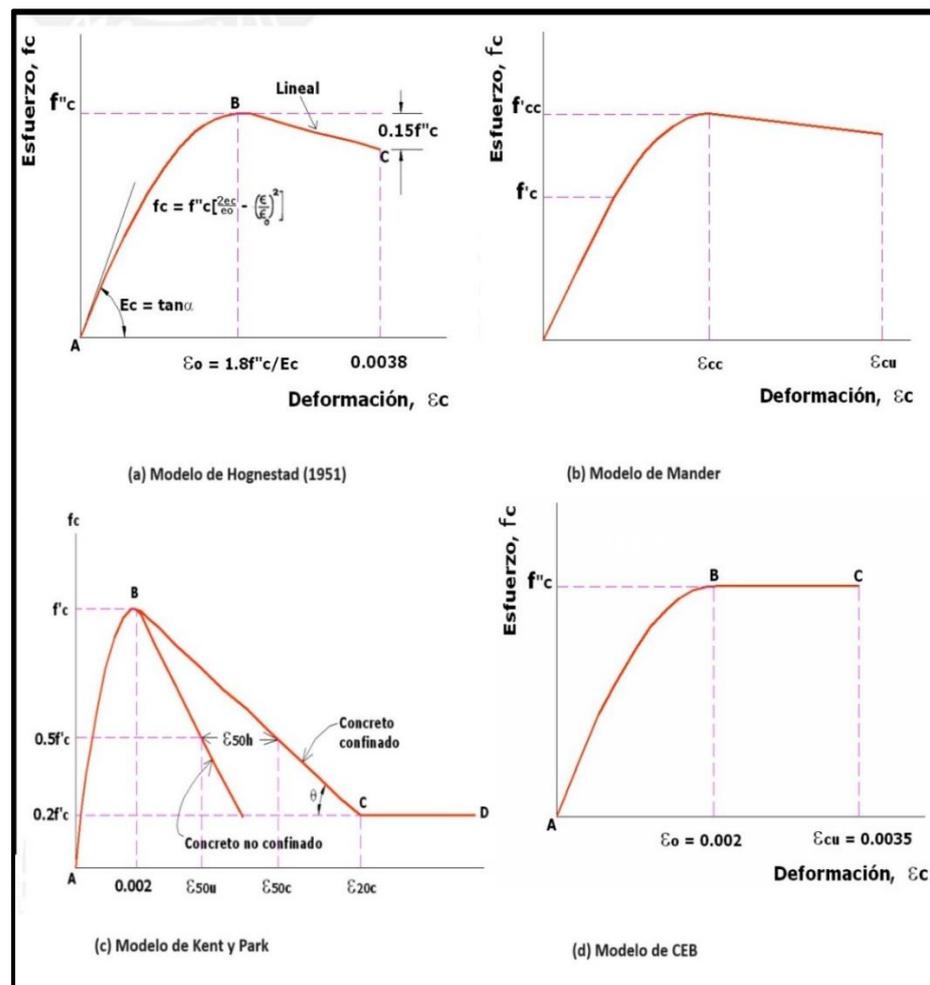
tramo es lineal (tramo BC), y el tramos tres indica que el concreto sufre deformación aun sin incremento de cargas.

– **Modelo europeo CEB**

Se utiliza en concreto no confinado, la propuesta del Comité Europeo del Concreto (CEB 1978), corresponde a un modelo inelástico perfectamente plástico. Se aplica para diseñar elementos de concreto armado en flexión simple. Es similar al modelo de Hognestad en el primer tramo AB, así como se muestra en la figura 7 (d).

Figura 7

Modelos de esfuerzo - deformación del concreto

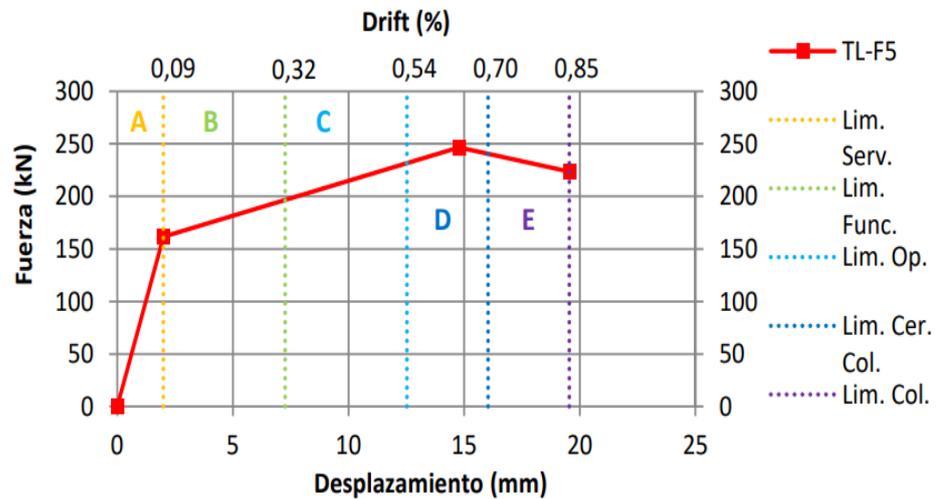


Nota: Adaptado de Jurado & Mendoza, (2012)

2.4.2.2 Comportamiento de muros de albañilería

Figura 8

Curva trilineal de límites de daños



Nota: Extraído de Coral, (2018) a fin de determinar la relación entre esfuerzo cortante y desplazamiento.

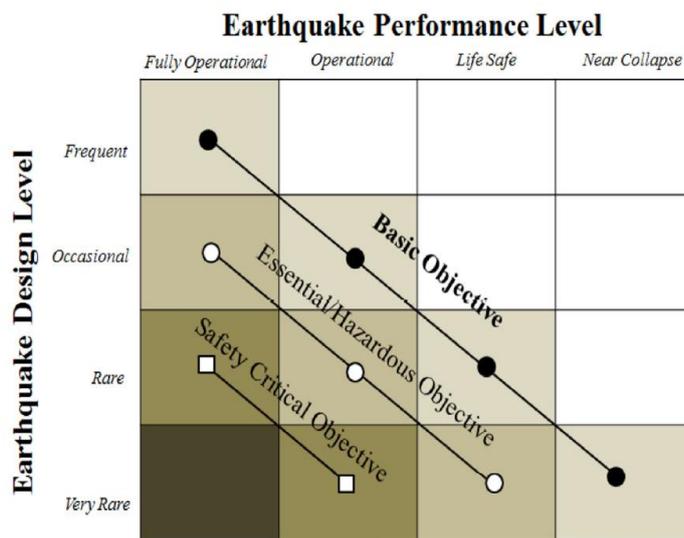
Para el análisis no lineal de muros de albañilería, tomaremos en cuenta los resultados que determinó Coral, (2018) en su tesis de grado (ver Figura 8) quien determina los intervalos de comportamiento de muros de albañilería, que fueron representados en una curva trilineal cuyos puntos definen límite de fluencia, la máxima, y el ultimo. También los valores de Espinoza, (2023) de quien tomaremos los parámetros de la albañilería artesanal, a fin de obtener resultados que estén más próximos a la realidad.

2.4.3 Niveles de desempeño sísmico

Los niveles de desempeño que se considera para el análisis estático no lineal pushover, están dados según SEAOC (Structural Engineers Association of California) en 1995, en la Figura 9 se muestra los niveles de desempeño esperados según la importancia de la edificación.

Figura 9

Niveles de desempeño según importancia del edificio



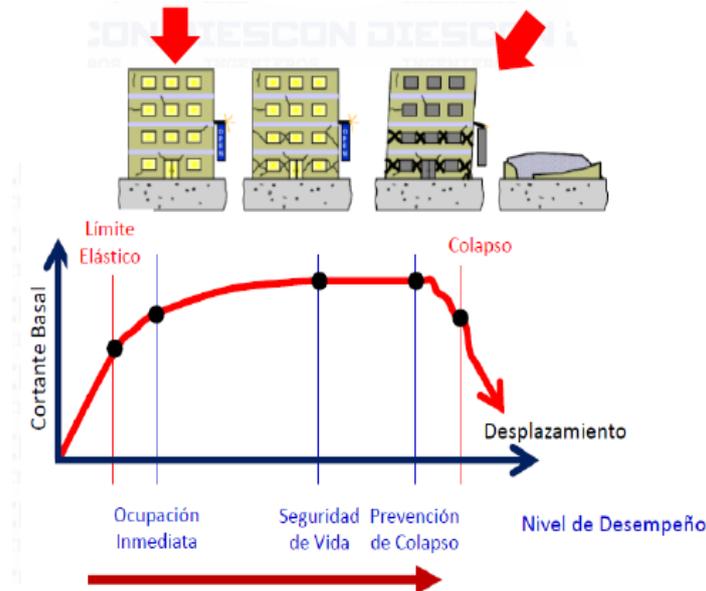
Nota: Tomado (Laghi et al., 2017), el cual se adaptó de SEAOC Vision 2000 Committee (1995).

- **Totalmente Operacional:** Presenta daños a nivel estructural y daños de nivel no estructural leve o ninguno, los servicios básicos y evacuación se encuentran operativos.
- **Operacional:** Presenta daños estructurales leves como agrietamiento en elementos estructurales, los sistemas de servicios y evacuación operan de manera normal.
- **Seguridad de vida:** Daño moderado en elementos, pérdida de resistencia y rigidez en componentes estructurales resistentes a cargas laterales, el edificio continúa funcionando, sin embargo, algunos elementos están dañados.
- **Pre colapso:** Daño grave en componentes estructurales, fallo de algunos componentes no estructurales, podría ser causal de demolición del edificio.

Una definición más simplificada de los niveles de desempeño, es abordado por Powell, (2010), la misma que presenta el software ETABS para mostrar los resultados.

Figura 10

Niveles de desempeño



Nota: Adaptado de Vision 2000 (SEAOC 1995)

- **Ocupación Inmediata (IO):** Solo se permite una pequeña cantidad de comportamiento inelástico, así como se indica en la Figura 10, hacer un análisis estático debería ser suficiente.
- **Seguridad de Vida (LS):** Permite mayor cantidad de comportamiento inelástico, un análisis elástico puede ser suficiente, pero un análisis inelástico debe estar justificado, un modelo inelástico debe considerar la fluencia y la resistencia última de los elementos estructurales y hacer suposiciones razonables sobre el endurecimiento por deformación, se puede esperar bucles histeréticos simples en este nivel de deformación con una degradación de fuerza y rigidez.

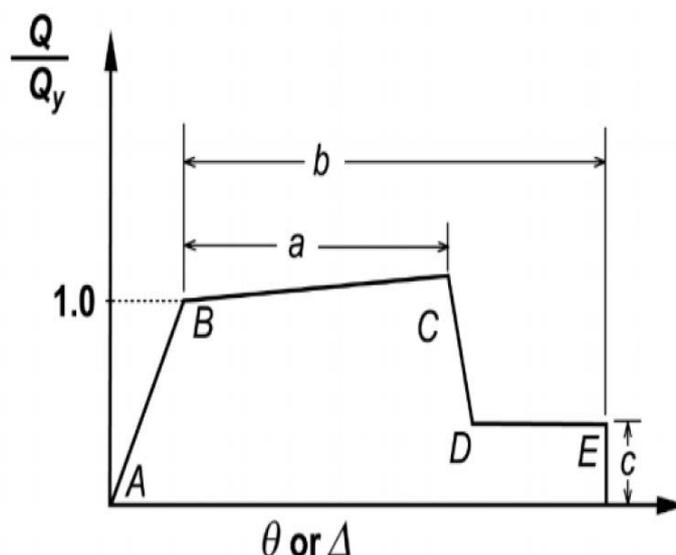
- **Prevención de Colapso (CP):** Se permite comportamiento inelástico sustancial cerca al límite dúctil, y es posible superarlo para algunos componentes. Un análisis inelástico puede ser necesario considerando la fluencia y las resistencias últimas, hacer suposiciones razonables sobre el endurecimiento por deformación, incluir el límite dúctil y tener en cuenta la resistencia de algunos elementos estructurales.

2.4.4 Rótulas plásticas

Las rotulas plásticas se definen para cada elemento estructural, según los requisitos del American Society of Civil Engineers, (2017), en la Figura 11 se observa el modelo simplificado y básico de una rotula plástica, en este caso $Q/Q_y = 1$ representa el valor de quiebre y el inicio del intervalo de comportamiento inelástico, le sigue el intervalo de endurecimiento por deformación, y en C inicia la degradación de la resistencia.

Figura 11

Relación de fuerza-deformación generalizada para elementos de concreto



Nota: Tomado de (American Society of Civil Engineers, 2017).

Figura 12

Parámetros de aceptación numérica para vigas y columnas

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a				
	Plastic Rotation Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle (radians)				
	a	b		Performance Level				
			IO	LS	CP			
Condition i. Beams controlled by flexure^b								
$\frac{\rho - \rho_{min}}{100}$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{v_{pr}}{b_w d \sqrt{f_{cE}}}$						
≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear^b								
Stirrup spacing ≤ d2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span^b								
Stirrup spacing ≤ d2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint^b								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

Modeling Parameters	Acceptance Criteria			
	Plastic Rotation Angles, a and b (radians) Residual Strength Ratio, c	Plastic Rotation Angle (radians)		
		Performance Level		
		IO	LS	CP
Columns not controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^a				
$a = \left(0.042 - 0.043 \frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} + 0.63 \rho_t - 0.023 \frac{V_{yE}}{V_{ColOE}} \right) \geq 0.0$	0.15 a	0.5 b ^b	0.7 b ^b	
≤ 0.005				
For $\frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} \leq 0.5$ $\left\{ \begin{array}{l} b = \frac{0.5}{5 + \frac{N_{UD}}{0.8 A_g f_{cE}} \frac{1}{\rho_t} \frac{f_{cE}}{f_{yIE}}} - 0.01 \geq a^a \\ c = 0.24 - 0.4 \frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} \geq 0.0 \end{array} \right.$				
Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^c				
$a = \left(\frac{1 \rho_t f_{yIE}}{8 \rho_t f_{yIE}} \right) \geq 0.0$	0.0	0.5 b	0.7 b	
$\leq 0.025^d$				
$b = \left(0.012 - 0.085 \frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} + 12 \rho_t \right) \geq 0.0$				
≤ 0.06				
$c = 0.15 + 36 \rho_t \leq 0.4$				

Nota: Adaptado de (American Society of Civil Engineers., 2010), representa los parámetros de modelamiento y criterios de aceptación numérica para rotulas plásticas en vigas (arriba) y columnas (abajo).

Los valores de a , b y c , son definidos en base a lo indicado por el ASCE 41-17, los que son necesarios para el modelado de vigas y columnas, podemos ver que en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, los valores de a , b y c están en función del ángulo de rotación y la resistencia residual, dando así valores para la aceptación de los niveles de desempeño.

Además, en la parte inferior de la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se aprecia los criterios de aceptación para las columnas. Donde vemos que los valores de a , b y c están determinados por la existencia de empalmes en la longitud a lo largo de la altura libre.

2.5 GLOSARIO DE TÉRMINOS

2.5.1 Sismos

Los sismos son vibraciones del suelo que se producen principalmente por la fractura de la corteza de la tierra o por el movimiento repentino a lo largo de una falla ya existente (terremotos tectónicos). Muy raramente, los terremotos pueden ser causados por erupciones volcánicas. (Kappos & Penelis, 2010)

Según Kuroiwa (2019), existen 3 tipos de sismos por su origen, estas son:

Tectónico, generados por el desplazamiento relativo de las placas geológicas, que a su vez se clasifican en sismo de tipo dorsal oceánica, sismo tipo transformación, sismo en zona de subducción, los sismos de tipo tectónico, representan casi la totalidad de los sismos.

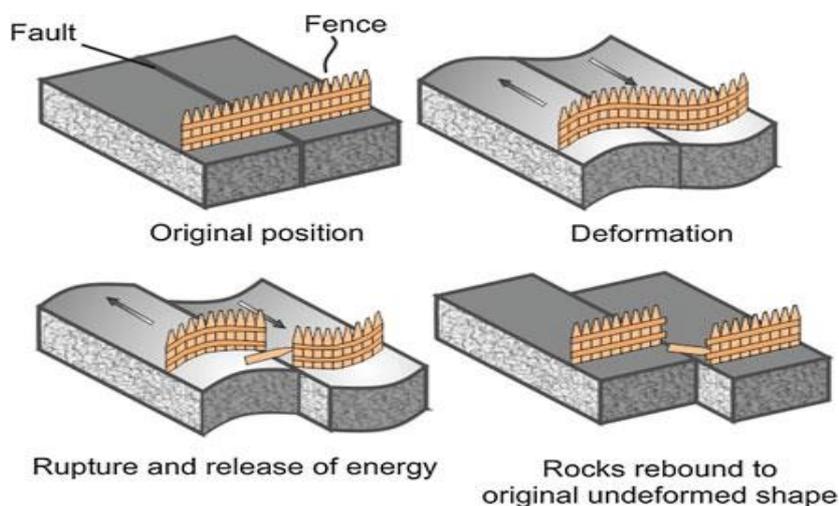
Volcánicos, originados por la ruptura de paredes de las chimeneas de los volcanes, y explosiones piroclásticas, que llegan a ser destructivas, como se muestra en la imagen.

Colapso, por hundimiento de grandes extensiones, sobre los volúmenes vacíos bajo la misma.

Según la teoría de rebote elástico de Reid, establece que hay áreas en la corteza terrestre donde se acumulan grandes tensiones que son soportadas por los materiales rocosos que la componen. Estas tensiones provocan deformaciones elásticas en las rocas, que aumentan progresivamente hasta que se supera su resistencia, lo que resulta en una liberación casi instantánea de la energía acumulada a lo largo del tiempo (Tavera, 2014). Este proceso da lugar a la propagación de la energía liberada en forma de ondas sísmicas y al retorno de la zona afectada a un estado de equilibrio elástico, a menudo acompañado de una fractura o falla geológica que puede ser visible en la superficie terrestre.

Figura 13

Teoría de Rebote Elástico



Nota: Extraído de *Basic Earthquake Engineering* (p. 15), por Sucuoğlu & Akkar, 2014, Springer.

La actividad sísmica es intensa en regiones de subducción, como es el caso de las dorsales oceánicas debido a las altas deformaciones producto de la colisión

de las placas. La actividad volcánica es la otra característica específica observada en las regiones de subducción (Sucuog̃lu & Akkar, 2014)

2.5.2 Magnitud e Intensidad de un Sismo

Magnitud: Es la cantidad total de energía que se libera, por medio del estudio de las ondas sísmicas generados durante el evento sísmico, estas se pueden estimar a partir de las amplitudes de las ondas sísmicas registrados en el sismógrafo, que se coloca sobre el suelo rocoso. (Kuroiwa Hirouchi, 2019)

La escala más conocida es la de Richter, que se expresa con aproximaciones de hasta decimos, por ejemplo, el sismo de Ancash del 31 de mayo de 19770, fue de una magnitud Richter de 7.8. (Kuroiwa, 2019).

En una propuesta de Hiroo Kanamori (1977), se ha definido la magnitud en función del momento sísmico (M_w), que depende del área de contacto de ruptura entre placas, y la aspereza del contacto de las placas, es una medida directa de la energía liberada. En cambio, la escala de Richter, M_s , M_b , M_l , se determina en función de los registros sísmicos y estos hacen que se saturan para magnitudes altas, es así que para magnitudes mayores a 7.0 Richter, es mucho mejor utilizar la escala de Kanamori (magnitud de momento M_w). (Kuroiwa Hirouchi, 2019)

Intensidad: Es el potencial destructivo de un sismo, aunque esta parcialmente relacionado a su magnitud, además está en función de la profundidad focal del sismo, la distancia al epicentro, las condiciones del suelo y las propiedades mecánicas de las estructuras (resistencia, periodo natural, ductilidad, etc), “El termino intensidad de un sismo es la medida subjetiva de las consecuencias que ese sismo tiene en las personas y las estructuras de cierta área” (Penelis & Kappos, 2010).



CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1.1 Tipo de investigación

Como menciona Kothari, (2004) una investigación de tipo descriptivo incluye consultas de investigación de diferentes tipos, el objetivo principal de la investigación de tipo descriptivo es describir el estado del objeto, así como se encuentra en la actualidad, la característica principal de este método es que el investigador no controla las variables; el solo brinda información sobre lo que está pasando o pasó.

Entonces decimos que la investigación desarrollada es de tipo descriptivo, debido a que realizamos levantamiento de datos tipo encuesta en la IES Comercio 32, a fin de determinar las dimensiones de los componentes estructurales como columnas y muros de albañilería y no estructurales como muros de relleno, la resistencia del concreto, el deterioro por tiempo que presenta la edificación y muchos otros parámetros necesarios para la evaluación de vulnerabilidad sísmica.

3.1.2 Nivel de la investigación

Hernández et al., (2014) menciona que “una investigación de alcance o nivel descriptivo es aquella que busca especificar las propiedades, las características y perfiles de la población que es objeto de estudio, es decir pretende medir la información de manera independiente o conjunta de las variables”



Entonces la investigación desarrollada es de nivel descriptivo, ya que se ha medido la vulnerabilidad sísmica, en base a las propiedades y características de los pabellones de la institución educativa.

3.1.3 Enfoque de la investigación

Una investigación desarrollada es de enfoque cuantitativo, si “refleja la necesidad de medir y estimar magnitudes de los fenómenos o problemas de investigación” (Hernández et al., 2014). Además, la recolección de datos se basa en la medición cuantificable, y que la información recolectados en la medición, deben ser analizados con procedimientos estadísticos.

Con lo mencionado en el párrafo anterior, podemos decir que nuestra investigación será de enfoque cuantitativo, ya que la información recopilada fue realizada en base a la medición de parámetros como: distancia, resistencia a compresión, tipo de suelo.

3.1.4 Diseño de la investigación

Según Arias & Covinos (2021) “el diseño no experimental no tiene alguna alteración a sus variables de estudio, los sujetos son evaluados en condiciones naturales, sin alterar ninguna situación, así mismo las variables de estudio no son manipuladas”. El diseño no experimental se clasifica a su vez en dos tipos, transversal y longitudinal. La de tipo transversal es la que recopila la información en una ubicación espacio temporal específica.

De acuerdo con el párrafo anterior decimos que, la investigación presente es de diseño no experimental – transversal.

3.1.5 Población y muestra

La población y la muestra coinciden en los pabellones de la institución educativa Comercio 32, entonces al decir que población y muestra son la misma, podemos decir que estamos frente a un estudio de caso.

La institución educativa cuenta con 03 pabellones, los cuales fueron construidos en diferentes épocas, durante el funcionamiento de la institución educativa, el primer pabellón, fue construido en 1976 (norma de diseño sísmico de 1970 o sin ella), el segundo pabellón fue construido entre 1985 (norma de diseño sísmico de 1977), y finalmente el último pabellón fue construido en 2010 (norma de diseño sísmico de 2003).

3.1.6 Técnicas de recolección de datos.

Entrevista: La entrevista es un encuentro cara a cara entre personas que conversan con la finalidad, al menos de una de las partes, de obtener información respecto de la otra. (Moran & Alvarado, 2010).

Se realizó la entrevista a los docentes de la institución educativa, a fin de determinar la antigüedad de la edificación, ya que no se tiene dicho registro aparte de un texto en donde se relata la historia de la institución educativa. Además, se realizó preguntas a algunos vecinos de la institución educativa, con ello se verifica la antigüedad de cada uno de los pabellones de la institución educativa.

Observación: Consiste en prestar atención detallada a un objeto con el objetivo de adquirir una mayor cantidad de información sobre él. El proceso de la observación no sólo aparece al principio, sino a lo largo de una investigación, y es algo más complejo que el simple ver con atención. (Moran & Alvarado, 2010)



(Campos & Lule, 2012), la observación es una forma sistematizada y lógica para el registro visual y verificable de lo que se quiere conocer; es decir, es captar de una forma objetiva lo que ocurre en el mundo real, con el objetivo de describirlo, analizarlo o explicarlo desde una perspectiva científica.

Se realizó el levantamiento de la edificación, haciendo mediciones con cinta métrica y flexómetro a fin de determinar las dimensiones reales de la estructura es decir la condición actual, y de los diferentes elementos estructurales y no estructurales, como columnas, muros, vigas y otros, teniendo como resultado el plano de la edificación.

Se verifico la resistencia del concreto con ayuda de los ensayos no destructivos, haciendo uso del esclerómetro y correlacionando el número de rebote (ASTM C805) con la resistencia aproximada del concreto, para determinar la muestra nos basamos en el siguiente texto: “Una muestra por conveniencia es una que no se extrae por algún método aleatorio bien definido”(Navidi, 2006).

Finalmente, se verifico las grietas, daños estructurales y no estructurales para poder definir el índice de deterioro por tiempo (T).

Material bibliográfico: Para realizar la correcta verificación, se verifico en la bibliografía, normas, tesis, informes técnicos, artículos de investigación.

Modelamiento de software: Se realizó el modelado de la información recolectada en la institución educativa y la verificación de los resultados obtenidos por el método de Hirosawa. Utilizando la versión 19 de ETABS, en su versión de prueba.

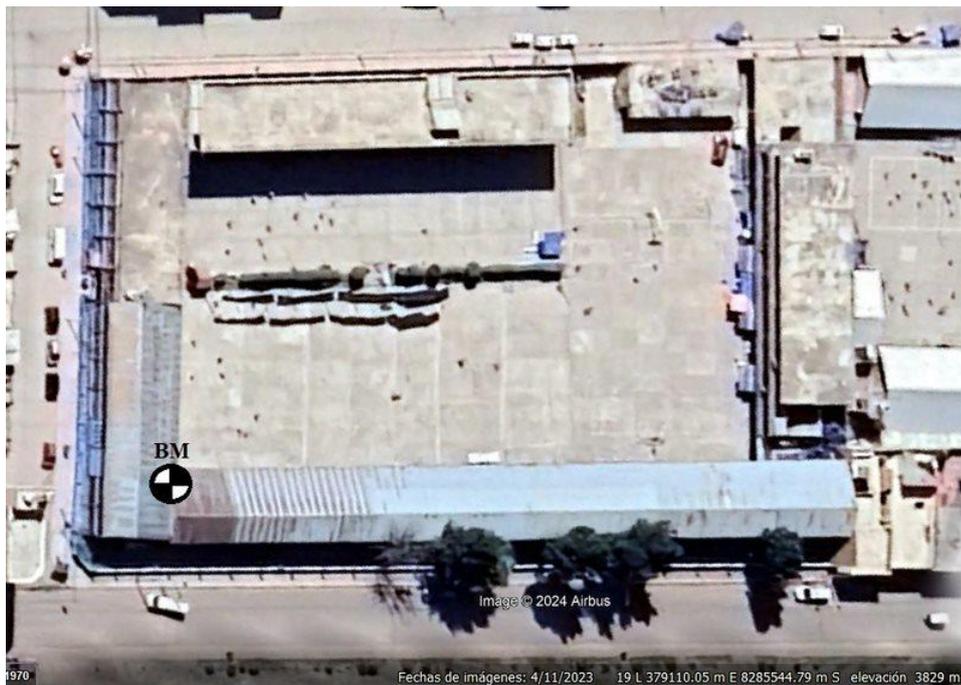
3.2 UBICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN.

3.2.1 Ubicación.

- Coordenadas UTM : 19L 379, 110 E 8' 285, 544 S
- Altitud : 3, 829 m s.n.m.
- Región : Puno
- Provincia : San Román
- Distrito : Juliaca
- Lugar : Barrio Cerro Colorado, Jr. Independencia 426.

Figura 14

Imagen satelital IES Comercio 32



Nota: Imagen extraída de Google earth, se muestra las coordenadas y los pabellones que serán descritos posteriormente con mayor detalle.

3.2.2 Características de la Institución Educativa.

Después de la verificación in situ de la institución educativa, se tiene que, la institución educativa Comercio 32 – Juliaca, en la Figura 15 se muestra los pabellones que conforman la institución.

El pabellón 01, cuenta con un total de 1467.57 m² de área en cada nivel, distribuida entre los cinco sub pabellones existentes, la tipología estructural no está bien definida ya que no cumple con la definición de sistema de albañilería confinada, pero tampoco cumple con la definición de un sistema de pórticos, en la dirección X-X se consideró como un sistema de albañilería confinada, y albañilería confinada en una dirección Y-Y, presenta también columnas cortas a lo largo de toda la zona que da hacia los patios y las ventanas exteriores. Además, el pabellón 1, esta subdividido en 05 pabellones, los mismos no presentan ninguna junta de separación sísmica.

El pabellón 02, cuenta con 365.67 m² de área construida, la misma que se repite en los 03 niveles. En donde se puede ver que hay zonas con gran deterioro, principalmente en el primer nivel, la edificación también presenta fisuras y grietas que podrían comprometer el desempeño de la estructura en caso de un evento sísmico, el sistema estructural que predomina no cumple con ninguna de las definiciones de la norma E.030, sin embargo, se asemeja a un sistema de albañilería confinada.

Finalmente, el pabellón 03, cuenta con 479.47 m² de área construida, la que se repite en los 03 niveles. El sistema estructural es un sistema de pórticos en ambas direcciones, con juntas sísmicas de 1.0 in, presenta también el ducto para escaleras en un sistema aporticado independiente de los pabellones.

Figura 15

Vista Satelital de la IES Comercio 32 - Juliaca



Nota: Imagen tomada de Google Earth, se visualiza los pabellones destinados al uso de estudiantes, personal docente y administrativo, se aprecia además el pabellón de servicios higiénicos y almacén, los cuales no son objeto de la evaluación.

3.2.3 Cargas

“Las cargas muertas, consiste en el peso generado por los materiales de construcción añadidos a la edificación, incluido muros, pisos, techos, cielo raso, escaleras, enlucidos y otros elementos estéticos y estructurales agregados de forma similar, también incluye el peso de equipos de servicio fijo, como grúas y ascensores” (American Society of Civil Engineers., 2010), en la Tabla 6 se muestra la carga que genera cada elemento de la edificación.

Tabla 6

Cargas muertas

Elemento	Carga	Und.	Referencia
Concreto	2,400.00	kg/ m ³	
Albañilería	100.00	kg/ m ²	(E.020 Cargas, 2006)



Elemento	Carga	Und.	Referencia
Albañilería (cabeza)	311.89	kg/ m ²	UAC, 2021
Aligerado	300.00	kg/ m ²	(E.020 Cargas, 2006)
Armadura y calamina	50.00	kg / m ²	Chambi, 2021
Piso terminado	100.00	kg/ m ²	(E.020 Cargas, 2006)

Nota: Cargas muertas actuantes en la IES Comercio 32 - Juliaca.

Por otro lado. *Las cargas vivas*, son aquellas cargas generadas por el uso al que se destina la edificación y ocupación del edificio u otra estructura que no incluye cargas ambientales o cargas muertas. (American Society of Civil Engineers., 2010), en la Tabla 7 se puede ver las cargas vivas actuantes en instituciones educativas, basado en la norma E.020 Cargas.

Tabla 7

Cargas vivas

Elemento	Carga	Und.	Referencia
Aulas	250.00	kg/m ²	E.020
Corredores y escaleras	400.00	kg/m ²	E.020
Laboratorios	300.00	kg/m ²	E.020
Oficinas / archivos	500.00	kg/m ²	E.020
Auditorio	400.00	kg/m ²	E.020

Nota: Cargas vivas actuantes, según el uso de cada ambiente, extraído de la norma E.030 Diseño Sismorresistente.

Según la Norma E.030 de diseño sismorresistente, el peso sísmico de la edificación será calculado, agregando a la carga permanente o carga muerta un cierto porcentaje de la carga viva, al ser esta una edificación de categoría A, se le adicionará el 50% de la sobrecarga. Además, en azotea, solo se añade un 25% de la carga viva.

3.2.4 Recolección de información

Se realizó la medición de columnas, distancia entre ellas, altura de entrepiso, dimensiones de vigas, casi de toda la edificación y de cada pabellón, la única limitante fue el ingreso restringido a algunas aulas y ambientes destinados al uso de personal administrativo. Estas mediciones fueron realizadas a fin de determinar las dimensiones reales de la estructura cuyo resultado final se plasma en los planos actuales de la edificación (ver anexos) y hacer la evaluación de manera que se refleje de mejor forma posible la realidad.

Figura 16

Medición de los elementos de la edificación.



Nota: Medición de los elementos estructurales, no estructurales, columnas cortas, dimensión entre ejes, cuyo resultado final serán los planos de la edificación, en la imagen se muestra la recolección del pabellón 01.

3.2.5 Estudios no destructivos en concreto

Para determinar la resistencia del concreto no es posible realizar ensayos que comprometan la integridad de la estructura o impliquen el daño a un bien público, por ello se aplicó un método no destructivo, el que correlaciona la resistencia del concreto con el número de rebote de este, el cual se determina mediante el uso del esclerómetro.

Debido a la antigüedad de la edificación, la resistencia a la compresión del concreto incrementa considerablemente a la resistencia inicial del diseño, según (Al-Khaiat & Fattuhi, 2001), en su investigación titulada Long-term strength development of concrete in arid conditions, en la cual se realiza un análisis de concreto de edades de 1,800 días, demostrando que la resistencia del concreto incrementa en hasta un 38% de la resistencia de diseño.

Figura 17

Ensayo de Numero de rebote





Los datos obtenidos a través del ensayo de Numero de rebote, se pueden ver en los Anexos, y los resultados de la relación entre en número de rebote y la resistencia a compresión ($f'c$) se puede ver más adelante en el capítulo de RESULTADOS Y DISCUSIÓN, en la Tabla 10.

Es así que se obtiene los valores de resistencia a compresión del concreto en los diferentes pabellones, obteniendo resistencias a compresión poco utilizadas en diseño, sin embargo, este comportamiento es esperado, debido a que teóricamente se conoce que la resistencia a compresión incrementa con la edad del concreto, valores que se ven reflejados en la Tabla 10, estos valores de resistencia a compresión fueron obtenidos a partir del ensayo de número de rebote o esclerómetro en donde se mide el número de rebote del concreto, y se correlaciona con la resistencia del concreto.

Adicionalmente, se muestran los valores del módulo de elasticidad, basado en la ecuación 19.2.2.1b (SI: $E = 15100 * \sqrt{f'c}$) del ACI 318 – 19 Requisitos del concreto estructural.

3.2.6 Estudio de mecánica de suelos.

El estudio de mecánica de suelos se realizó con el objetivo de conocer las condiciones geotécnicas, para ello se realizó los ensayos de:

- Contenido de humedad.
- Clasificación por granulometría.
- Límites de consistencia
- Compresión simple o USC por sus siglas en inglés.

Para ver los resultados de los ensayos del estudio de mecánica de suelos ver Anexo D.

De los ensayos realizados el más importante para la evaluación de vulnerabilidad sísmica es el ensayo de resistencia a corte en condición no drenada, ya que nos permite conocer el tipo de perfil de suelo.

Los resultados del estudio de mecánica de suelos los podemos ver en el capítulo de RESULTADOS Y DISCUSIÓN, en la Tabla 11.

3.2.7 Propiedades Físicas y Mecánicas de los Materiales

Acero de Refuerzo:

El acero de refuerzo es visible en las terminaciones de columnas o zonas donde hubo incorrecto acomodo de las partículas del concreto (cangrejeras), el acero utilizado es el acero comercial en Perú, acero corrugado de grado 60, lo que indica el límite de fluencia que es 60 ksi (4, 200 kg/cm²)

Tabla 8

Propiedades mecánicas del acero de refuerzo

Descripción	Valor	Und.
Esfuerzo a la fluencia (f_y)	4, 200	kg/cm ²
Módulo de elasticidad (E)	2x10 ⁶	kg/cm ²

Nota: Esfuerzo de fluencia y módulo de elasticidad del acero de refuerzo.

Albañilería:

Los elementos de albañilería utilizados en los pabellones 01 y 02 de la institución educativa fueron bloques de albañilería artesanal, con

excepción del pabellón 03 en la que se utilizaron bloques de albañilería mecanizada, cuyas propiedades mecánicas extraemos de Espinoza, (2023).

Los parámetros de las unidades de albañilería King Kong mecanizado, fueron tomados de la Norma E.070 Albañilería, (2006) ya que las fichas técnicas de los principales proveedores en Perú coinciden en ese valor.

Tabla 9

Propiedades de la Albañilería

Albañilería	Largo (cm)	Ancho (cm)	Alto (cm)	f'm (kg/cm ²)
King Kong Artesanal	22.71	12.61	8.69	49.37
King Kong Mecanizado	24	14	10	130
Pandereta artesanal	23	12	10	20

Nota: Adaptado de Espinoza (2023), valores que serán necesarios para realizar el análisis de vulnerabilidad por el método de Hirosawa y el análisis no lineal (Pushover)

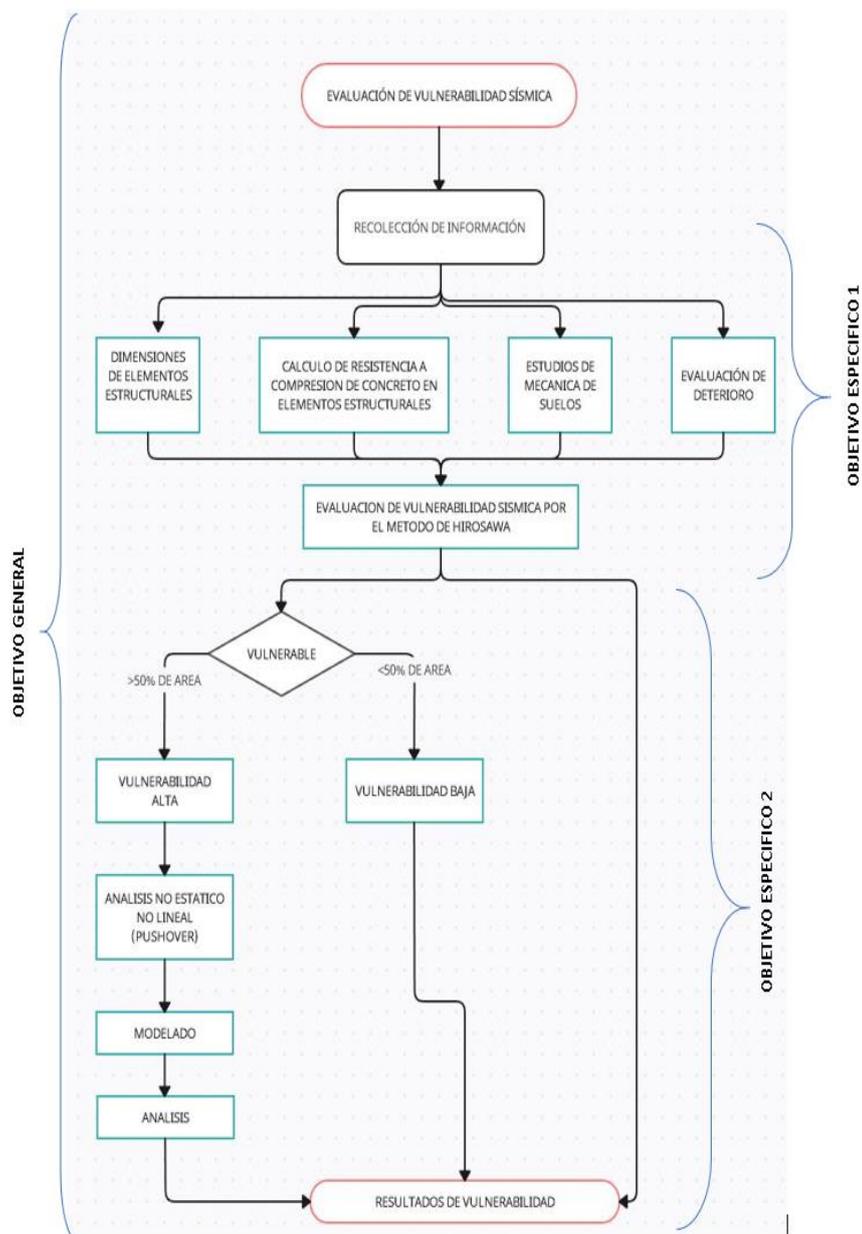
3.3 ESQUEMA DE EJECUCIÓN DE TESIS

La presente tesis se ejecutó según el siguiente esquema mostrado en la Figura 18, en donde se puede ver que para la realización de una evaluación de vulnerabilidad sísmica es necesario iniciar con la recolección de información, obteniendo las dimensiones de los elementos estructurales, calculando la resistencia del concreto in situ, evaluando las propiedades del suelo en condiciones naturales actuales, evaluando el deterioro por tiempo de la edificación, para posteriormente determinar si la estructura es vulnerable o no vulnerable.

En caso de encontrar un pabellón que presente una vulnerabilidad alta, se aplica métodos mas avanzados de evaluación, en nuestro caso el pabellón 02 es vulnerable, para ello fue necesario utilizar el análisis estatico no lineal pushover.

Figura 18

Diagrama secuencial de ejecución de tesis



Nota: Diagrama de ejecución de tesis, según cumplimiento de objetivos

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 RESULTADOS

4.1.1 Método de Hirosawa

4.1.1.1 Generalidades

Para evaluar la vulnerabilidad sísmica se realizó la recolección de información in situ, así como se describe en el CAPÍTULO III subtítulo de Técnicas de recolección de datos. para después proceder a aplicar el Método de Hirosawa, a fin de determinar el Índice sísmico de la estructura (I_s) (ver Anexo E) para realizar la comparación con el Índice de demanda sísmica (I_{so}). Es así que se evaluó la vulnerabilidad sísmica de la IES Comercio 32 de Juliaca, obteniendo los resultados que se observan más adelante en la Tabla 16.

También podemos ver que el análisis estático no lineal pushover muestra resultados similares a los obtenidos por el método de Hirosawa en lo referente al pabellón 02, que se determinó que es vulnerable en todo sentido y todos los niveles.

4.1.1.2 Concreto evaluado in situ.

El concreto, presenta resistencias a compresión no convencionales, debido a edad del mismo, como se menciona anteriormente, en una investigación realizada por Al-Khaiat & Fattuhi, (2001), el concreto incrementa su resistencia hasta en un 33% a los 1,800 días respecto a la resistencia de diseño (28 días), es así que los pabellones que fueron

evaluados tienen un concreto endurecido por 47 años (17,000 días aproximadamente) en el caso del pabellón 01 cuya antigüedad data de 1976, para el pabellón 02 construido en 1985, el concreto tiene una antigüedad de 38 años (13,800 días aproximadamente). Finalmente, para el pabellón 03, construido en 2010, tiene una edad de 13 años (4,700 días), lo cual nos dice con seguridad que el concreto presente en las estructuras evaluadas tiene una resistencia superior con relación a la que fueron diseñados.

Después de realizar en ensayo de esclerometría cuyos resultados podemos ver con detalle en la Tabla 10, se determinó que la resistencia compresión está por debajo de 210 kg/cm², en el pabellón 01 – A y pabellón 01 – B. Lo que nos indica que el control de calidad del concreto fue deficiente, en el caso del pabellón 01 – C y pabellón 01 -D, la resistencia sobrepasa los 300 kg/cm², de lo que podemos decir que el concreto en las estructuras tuvo un mayor control y probablemente un diseño. Para el pabellón 01 – E, la resistencia a la compresión del concreto es de 236 kg/cm².

Tabla 10

Resistencia del concreto in-situ en la IES Comercio 32

Descripción	Valor	Unidad
Esfuerzo a la compresión (f ^c) Pabellón 01-A	128.00	kg/cm ²
Esfuerzo a la compresión (f ^c) Pabellón 01-B	195.00	kg/cm ²
Esfuerzo a la compresión (f ^c) Pabellón 01-C	303.67	kg/cm ²
Esfuerzo a la compresión (f ^c) Pabellón 01-D	302.67	kg/cm ²
Esfuerzo a la compresión (f ^c) Pabellón 01-E	236.00	kg/cm ²



Descripción	Valor	Unidad
Esfuerzo a la compresión (f_c) Pabellón 02	241.00	kg/cm ²
Esfuerzo a la compresión (f_c) Pabellón 03	299.00	kg/cm ²
Módulo de elasticidad - Pabellón 01-A	169, 816.87	kg/cm ²
Módulo de elasticidad - Pabellón 01-B	209, 438.26	kg/cm ²
Módulo de elasticidad - Pabellón 01-C	261, 144.63	kg/cm ²
Módulo de elasticidad - Pabellón 01-D	254, 187.77	kg/cm ²
Módulo de elasticidad - Pabellón 01-E	229, 646.71	kg/cm ²
Módulo de elasticidad - Pabellón 02	231, 068.88	kg/cm ²
Módulo de elasticidad - Pabellón 03	258, 724.12	kg/cm ²

Nota: Resistencia a compresión del concreto, resultado del ensayo de numero de rebote, además vemos el módulo de elasticidad calculado.

4.1.1.3 Estudio de suelo in situ.

Se realizó el estudio de mecánica de suelos con el objetivo de determinar las características físicas, y condiciones geotécnicas presentes, determinando lo siguiente:

Tabla 11

Parámetros de Suelo

Factor	Resultado	Detalle
Factor de Zona (Z)	0.45	Zona 03
Factor de Uso (U)	1.00	Categoría A
Factor de Suelo (S)	1.20	S3
Periodo de vibración del suelo (Tp)	1.00	-

Nota: Parámetros de suelo, resultados obtenidos tras los estudios de mecánica de suelos.

4.1.1.4 Índice de deterioro por tiempo (T)

Para el calcular el Índice sísmico de la estructura (I_s), un parámetro importante es el Índice de deterioro por el tiempo (T), ello se evaluó según lo mencionado en la Tabla 4 del capítulo II, haciendo recuerdo a lo mencionado, se evalúa cada una de las características y se asume el menor valor encontrado como Índice de deterioro. Los resultados de la evaluación del deterioro por tiempo se pueden ver en la Tabla 12.

Tabla 12

Índice de deterioro por tiempo

	Pab. 01 - A	Pab. 01 - B	Pab. 01 - C	Pab. 01 - D	Pab. 01 - E	Pab. 02	Pab. 03
T1 Deformación permanente	1.00	1.00	1.00	0.70	1.00	1.00	1.00
T2 Grietas en muros o columnas debido a corrosión del reforzamiento	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.90	0.90
T3 Incendios	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
T4 Uso del pabellón (sustancias químicas)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
T5 Tipo de daño estructural	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Nota: Para T1, el valor de 1.0 significa que la estructura no presenta signos de deformación, 0.7 representa que presenta inclinación por asentamiento diferencial. Para T2, el valor de 0.8 significa que la estructura presenta filtración con corrosión visible del acero de refuerzo, 0.9 significa que la estructura muestra grietas visibles en muros. Para T3 1.0 significa que no tiene historial de incendios, T4 1.0 representa que no se almacenan sustancias químicas y para T5 1.0 representa que la estructura presenta daño estructural leve o no estructural.

4.1.1.5 Cálculo de Índice de demanda sísmica (I_{50})

Para el cálculo del Índice de Demanda Sísmica de la edificación, se realizará una comparación entre la pseudo – aceleración de la norma E.030 de Perú y la norma BSLJ – 2013 de Japón.

Tabla 13

Comparación entre BSLJ Y E.0.30

	BSLJ - 2013	E.030 - 2018
Pseudo-aceleración	$S_a = Z * R_t * A_i * C_0 * g$	$S_a = \frac{Z * U * C * S}{R} * g$
Detalle	<p>-Z: Zona sísmica (0.7 – 1.0)</p> <p>-R_t: Coeficiente espectral de diseño (1.0 si edificio es menor de 40 m)</p> <p>-A_i: Factor de distribución de corte lateral (1.0 para colegios y hospitales)</p> <p>-C₀: Coeficiente de corte estándar (0.2 para sismo moderado, 1.0 para sismo severo)</p>	<p>Z: Zona sísmica (0.1 – 0.45)</p> <p>U: Factor de uso de la edificación.</p> <p>C: Factor de amplificación sísmica.</p> <p>S: Factor de suelo</p> <p>R: Factor de reducción sísmica</p>
Comentario	El método de Hirosawa se desarrolló en Japón, ya que fue calibrado en base al sismo de Tokachi Oki, además sus coeficientes están detallados acorde a la norma BSLJ	Para determinar el Índice sísmico básico para la aplicación del método de Hirosawa, se realiza una comparación entre las normas peruana y japonesa

Nota: Comparación entre la norma japonesa y la norma peruana en cuanto a la Pseudo-aceleración, esto a fin de determinar el índice sísmico básico.

Posteriormente se hará una relación entre el Índice de Demanda Sísmica de Perú y el Índice de Demanda Sísmica de Japón.

– Código Japonés (Building Standard Law of Japan)

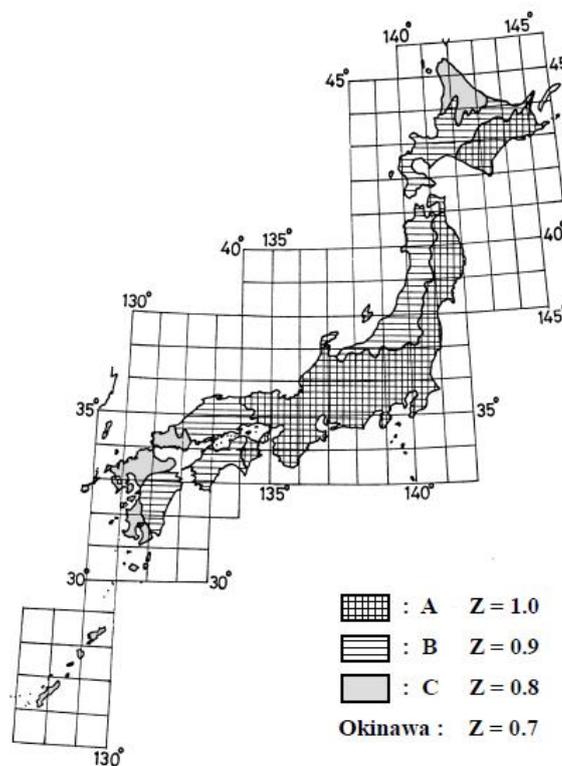
$$S_a = Z * R_t * A_i * C_0 * g \quad (14)$$

Donde:

Z: Zonificación de peligro sísmico, El mismo principio del código peruano E.030, sin embargo, los valores varían entre 0.7 en zonas con menor sismicidad, y 1.0 en zonas con sismicidad alta, así como lo muestra la Figura 19.

Figura 19

Zonificación sísmica Japón (Z)



Nota: Tomado de Ishiyama, (2012)



Rt: Coeficiente de diseño espectral; se determina en base al tipo de suelo y el periodo fundamental de la edificación, para edificios menores a 40 m de altura, podemos asumir que $R_t = 1.0$.

$$Z = 1.00 \quad 0.7 - 1.0$$

$$R_t = 1.00$$

$$A_i = 1.00$$

$$C_0 = 1.00 \quad * \text{ para sismo severo}$$

$$C_0 = 0.20 \quad * \text{ para sismo moderado}$$

$$\text{Periodo Fundamental:} \quad 0.02 \cdot h$$

Tabla 14

Periodos de vibración

Pabellón	H (m)	T	Tc
PAB 01 – A, B, C, D	7.05	0.14	0.8
PAB 01 – E	6.50	0.13	0.8
PAB 02	9.80	0.20	0.8
PAB 03	9.34	0.19	0.8

Nota: Periodos de vibración de los diferentes pabellones de la IES Comercio 32 de Juliaca.

*norma peruana: Suelo Blando (S3)

*Norma Japonesa: Suelo suave, es decir $T_c = 0.8$



Finalmente: Como $T < T_c$

$$R_t = 1.00$$

A_i: Factor de distribución de corte lateral; se refiere a distribución vertical de fuerzas sísmicas, en el caso de edificios como hospitales o centros educativos es igual a 1.0

C₀: Coeficiente de corte estándar; Su valor varía en función al sismo, para sismos moderados es de 0.2, y para sismo severo es de 1.0

Así obtenemos que:

$$S_a = 1.00 * g \quad \text{Para sismo severo}$$

$$S_a = 0.20 * g \quad \text{Para sismo moderado}$$

– Norma E.030 – 2018 Diseño Sismorresistente

$$S_a = \frac{Z * U * C * S}{R} * g \quad (15)$$

Z: Factor de zona sísmica en el caso que se está evaluando, la estructura se encuentra en la Zona 3, según el marco de la norma E.030, en tal caso el valor de $Z = 0.35$.

U: Uso de la edificación, el uso de la edificación, corresponde a un centro educativo, en cuyo caso, corresponde a la categoría A (Edificaciones esenciales), en ese caso, el valor de $U = 1.5$.

C: El factor de amplificación sísmica, se determina en función al periodo de la edificación y el periodo del suelo. Para nuestro caso $C = 2.5$

$$Z = 0.35$$



U	=	1.5	
C	=	2.5	
S	=	1.2	
R	=	3	* Edificación de albañilería confinada
R	=	8	* Edificación sistema aporticado

– Periodo fundamental de vibración

* Cálculo de C

Tabla 15

Factor de amplificación sísmica (C)

Descripción	H (m)	C _T	T	T _P	T _L
PAB 01 - A, B, C, D	7.05	60	0.12	1.00	1.60
PAB 01 - E	6.50	60	0.11	1.00	1.60
PAB 02	9.82	60	0.16	1.00	1.60
PAB 03	9.34	35	0.27	1.00	1.60

Nota: Como en cada caso $T < T_p$, asumimos el valor de $C = 2.50$

S: Factor suelo, El factor suelo depende de la zonificación sísmica y el tipo de suelo, para el caso corresponde a la zona sísmica 03, y un suelo S3. Así determinamos que el factor suelo S, es 1.2.

Con la información anterior obtenemos que:

$S_a = 0.525 \text{ g}$ * Para albañilería confinada

$S_a = 0.197 \text{ g}$ * Para sistema aporticado



- Índices básicos de demanda sísmica (i_{s0})

I_{s0} DE JAPÓN:

$$E_{s0} = 0.8 \text{ (Para el primer nivel de evaluación de Hirosawa)}$$

$$Z = 0.8$$

$$G = 1.0$$

$$U = 1.0$$

$$I_{s0} = 0.64$$

I_{s0} DE PERÚ:

$$Z = 0.35$$

$$G = 1.00$$

$$U = 1.50$$

$$I_{s0} = 0.53 * E_{s0}$$

Comparando los índices de demanda y los espectros de diseño, para edificios con sistema de albañilería confinada.

$$I_{s0} - \text{PERÚ} : 0.525g$$

$$I_{s0} - \text{JAPÓN} : 1.00g$$

$$\frac{I_{s0-PERU}}{I_{s0-JAPON}} = \frac{S_{a-PERU}}{S_{a-JAPON}}$$

$$\frac{0.525 * E_{s0}}{0.64} = \frac{0.525g}{1.0g}$$



$$E_{S0} = 0.64$$

Entonces, el valor de $I_{S0} = 0.336$, para edificaciones de albañilería confinada.

Comparando los índices de demanda y los espectros de diseño, para edificios con sistema aporticado.

$$I_{S0} - \text{PERÚ} : 0.525g$$

$$I_{S0} - \text{JAPÓN} : 1.00g$$

$$\frac{I_{S0-PERU}}{I_{S0-JAPON}} = \frac{S_{a-PERU}}{S_{a-JAPON}}$$

$$\frac{0.525 * E_{S0}}{0.64} = \frac{0.197g}{1.0g}$$

$$E_{S0} = 0.24$$

Así, el valor de $I_{S0} = 0.240$, para edificaciones de pórticos de concreto armado.

4.1.1.6 Análisis de resultados.

Realizando un análisis de las áreas de cada pabellón y de los resultados encontrados tras la evaluación de vulnerabilidad sísmica de la Institución Educativa Secundaria Comercio 32 de Juliaca, tenemos que:

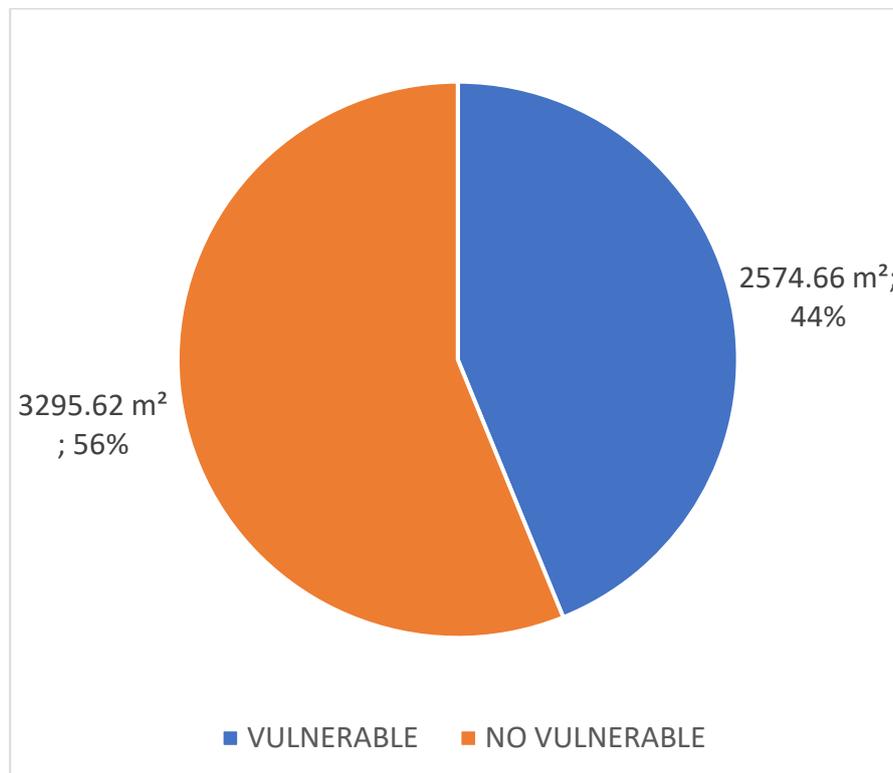
En el caso del pabellón 01, se tiene que 2574.66 m² (44%) del área construida es vulnerable, mientras que el 3295.62 m² (56%) no es vulnerable, esto nos da la certeza de decir que la menor parte del pabellón 01 es vulnerable, esto debido al gran espesor de los muros ya que son muros de ladrillo King Kong artesanal, en una disposición de cabeza los que proporcionan mucha rigidez, tal como muestra la Figura 20.

En el caso del pabellón 02 según la Figura 21 puede ver que toda la edificación es vulnerable, por ello requiere un análisis más profundo y detallado. El cual fue planteado en uno de los objetivos específicos, siendo necesario el análisis estatico no lineal pushover.

Finalmente, algo muy distinto ocurre en el caso del pabellón 03 en donde la Figura 22 muestra que la edificación no es vulnerable en ningún caso, ya que es un sistema aporticado y que diseño en base a la norma E.030 del 2003, podemos ver que los edificios diseñados y construidos bajo normas elaboradas son más seguros.

Figura 20

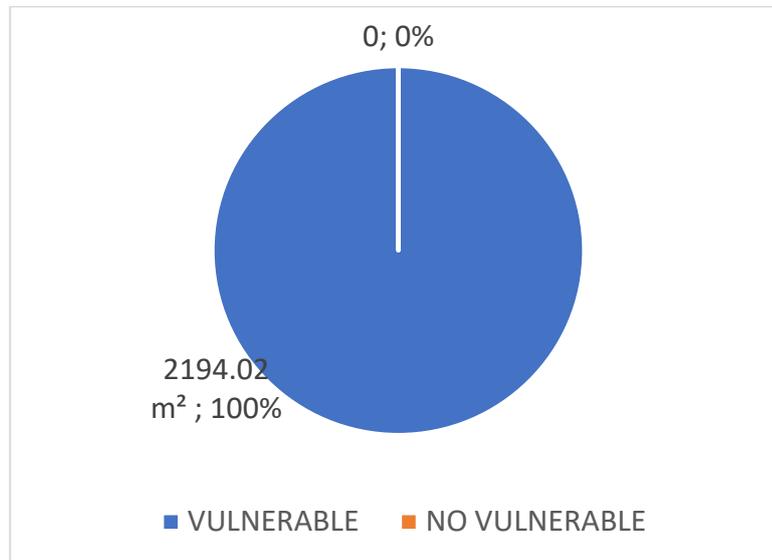
Vulnerabilidad del Pabellón 01



Nota: Vemos que 44% es vulnerable, los que nos indica que a pesar de la antigüedad del pabellón todavía existen mayor cantidad de zonas no vulnerables.

Figura 21

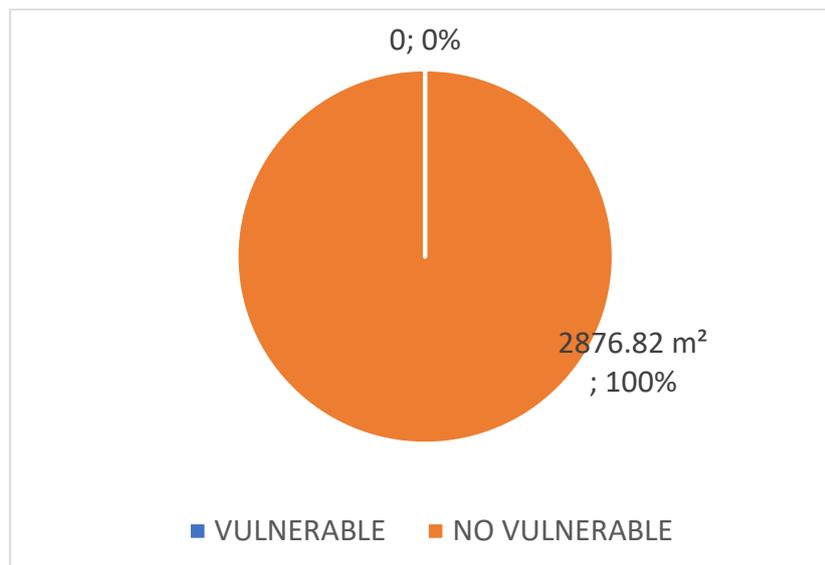
Vulnerabilidad del Pabellón 02



Nota: Se observa que la totalidad del pabellón es vulnerable, esto debido probablemente a la falta de vigas en la dirección Y, la discontinuidad de muros y columnas, la diferencia entre bloques de albañilería utilizados.

Figura 22

Vulnerabilidad del Pabellón 03



Nota: Se muestra que todo el pabellón 03 no es vulnerable, esto debido al sistema estructural utilizado.



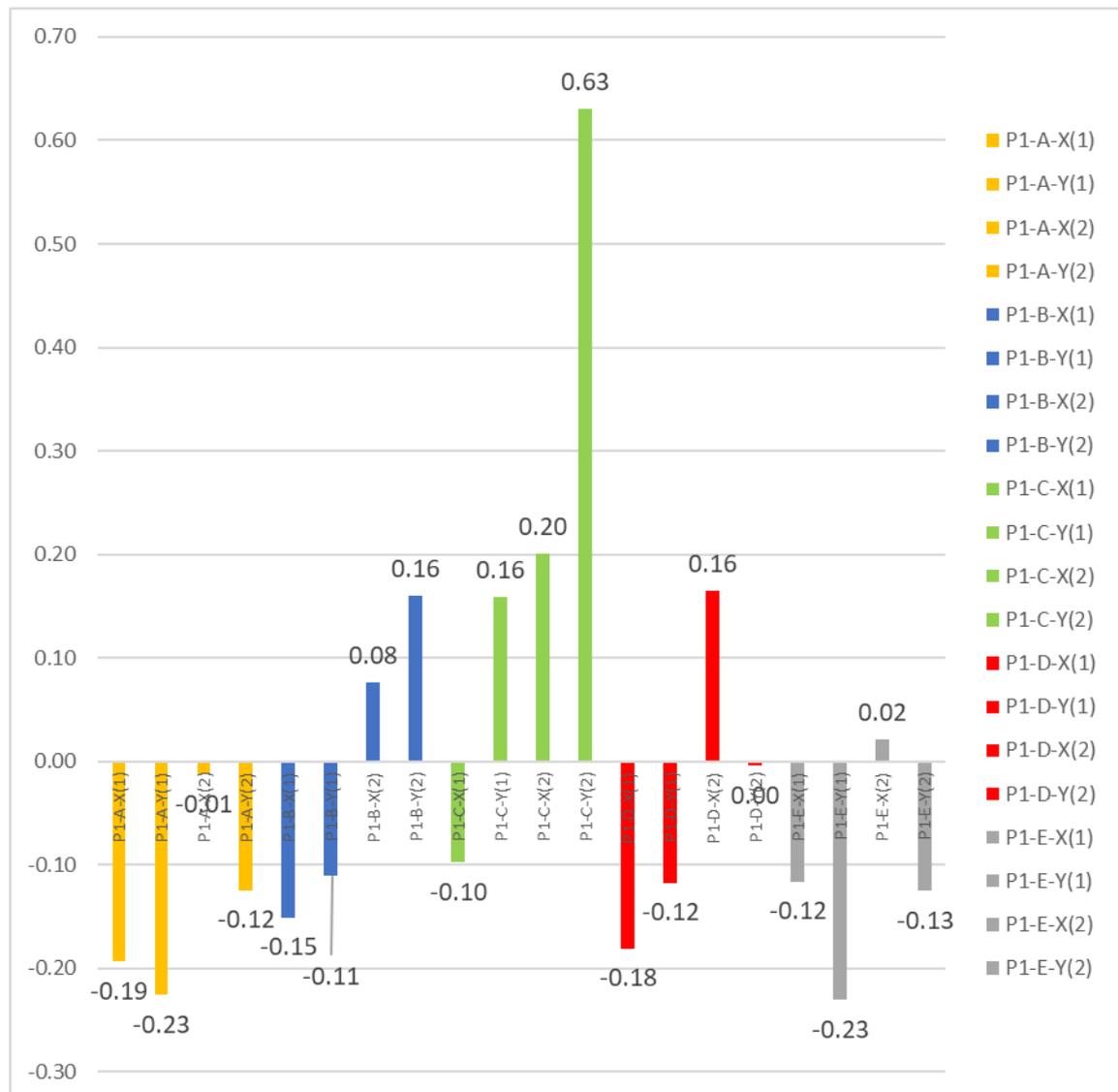
Además, podemos analizar que el pabellón 01 – A, es vulnerable a eventos sísmicos con un índice I_S de 0.162 contra un índice I_{S0} de 0.336 en el caso más crítico, debido a la baja resistencia del concreto, al deterioro que tiene la edificación, ya que presenta zonas en donde el acero de refuerzo está expuesto y con signos de corrosión. Además, en las zonas mismas de acero expuesto, vemos que los estribos de las columnas no fueron colocados siguiendo algún diseño, ya que se encuentran espaciadas a 20 cm. en toda su longitud. El pabellón 01 – B, presenta vulnerabilidad en el primer nivel únicamente, en donde se tiene un índice I_S de 0.272, contra un índice I_{S0} de 0.336 en el caso más crítico. El pabellón 01 – C, no presenta vulnerabilidad, debido a que la resistencia a compresión del concreto en las columnas es muy alta con relación a resistencia de otros pabellones, con un índice I_S de 0.350, contra un índice I_{S0} de 0.336 en dirección X. En el pabellón 01 -D, es vulnerable casi en un 50% del área del edificio, con un índice I_S de 0.229, contra un índice I_{S0} de 0.336. Finalmente se determinó que, el Pabellón 01 – E, es vulnerable en ambos niveles, teniendo que el índice I_S es de 0.168 contra un I_{S0} de 0.336 en el primer nivel, y un I_S de 0.211 contra un I_{S0} de 0.336 en el segundo nivel.

De igual forma, en el pabellón 02, se tiene que es vulnerable en toda su extensión, en donde el índice I_S más cercano a uno seguro es 0.335, contra el I_{S0} de 0.336. Esto se debe a falta de elementos que aporten resistencia a la fuerza cortante, como muros portantes, no hay continuidad en elementos tipo columna ni elementos de albañilería además se pudo verificar que los ladrillos utilizados son los bloques no portantes (ladrillos pandereta), mismos que no aportan resistencia real a la edificación, pero sirven como elementos de tabiquería.

En el pabellón 03, el cual es un sistema aporticado, no presenta vulnerabilidad en ningún nivel y ninguna dirección, sin embargo, esto es un resultado esperado, dado que la construcción se hizo en 2010, bajo la norma de diseño sismorresistente del año 2003.

Figura 23

Vulnerabilidad sísmica pabellón 01



Nota: Vulnerabilidad sísmica, donde vemos que el pabellón 01 – A (■) es vulnerable ya que al cuantificar la vulnerabilidad vemos que son valores negativos, en el pabellón 01 – B (■) observamos que solo el primer nivel es vulnerable mientras que el segundo nivel presenta valores aceptables, en el caso del pabellón 01 – C (■), muestra que solo es vulnerable el primer nivel en dirección X, mientras que la dirección Y y ambas direcciones del segundo nivel no son vulnerables, en el pabellón 01 – D (■) vemos que el primer nivel es vulnerable, mientras el segundo nivel no, el pabellón 01 – E (■) es vulnerable casi en su totalidad.

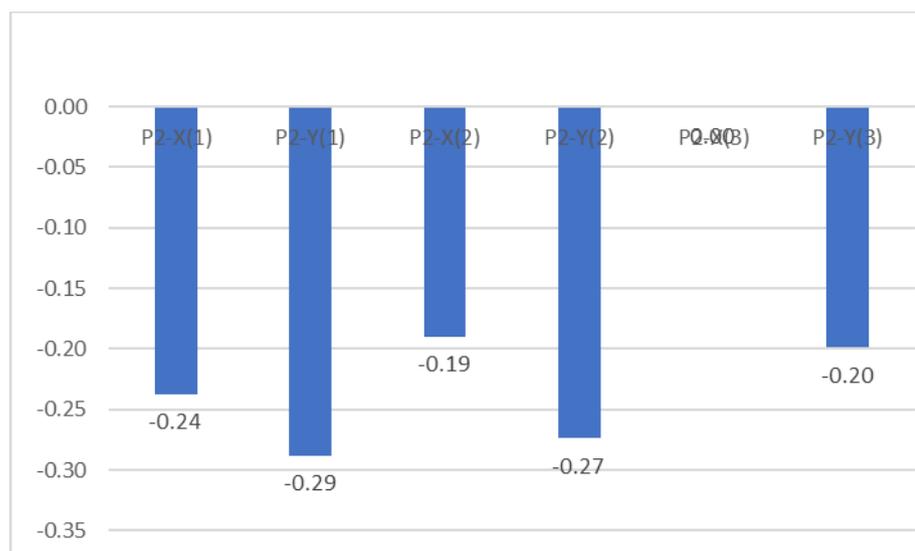
Para ver el nivel de vulnerabilidad en términos numéricos, restamos los valores de I_s y I_{s0} , así obtenemos un indicador de vulnerabilidad en términos cuantificables. De esta forma vemos que para el pabellón 01, existen zonas muy seguras como el segundo nivel del bloque D en el pabellón 01 y zonas muy vulnerables como el primer nivel del bloque D así como lo muestra la Figura 23.

Para el pabellón 02, como se puede ver en la Figura 24 toda la edificación es vulnerable, y en términos cuantificables el primer nivel es aún más vulnerable. Algo que llama la atención es que en el tercer nivel en dirección Y, presenta mayor vulnerabilidad que en el segundo nivel en dirección X, esto debido a la discontinuidad de una columna, que solamente fue construida hasta el segundo nivel.

En el pabellón 03, no hay ningún problema de vulnerabilidad, obteniendo resultados absolutos muy uniformes, así como se ve en la Figura 25.

Figura 24

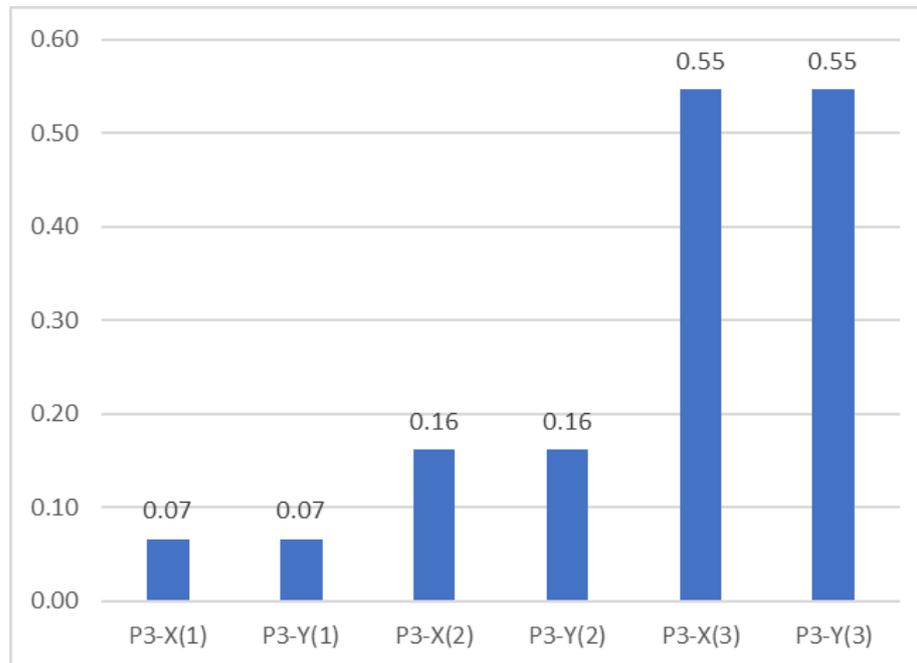
Vulnerabilidad sísmica pabellón 02



Nota: Vulnerabilidad sísmica donde se visualiza el nivel de vulnerabilidad del pabellón 02, vemos que es vulnerable en cada uno de las direcciones y niveles evaluados.

Figura 25

Vulnerabilidad sísmica pabellón 03



Nota: Vulnerabilidad sísmica del pabellón 03, donde vemos que no presenta vulnerabilidad, además los términos cuantificables muestran una relación entre el nivel de evaluación y el nivel de vulnerabilidad.

Tabla 16

Resultados de la evaluación de vulnerabilidad sísmica

Pabellón		I_s	I_{s0}	Vulnerabilidad
PABELLÓN 01 - A	X	0.210	0.336	VULNERABLE
(PRIMER NIVEL)	Y	0.162	0.336	VULNERABLE
PABELLÓN 01 - A	X	0.323	0.336	VULNERABLE
(SEGUNDO NIVEL)	Y	0.212	0.336	VULNERABLE
PABELLÓN 01 - B	X	0.272	0.336	VULNERABLE
(PRIMER NIVEL)	Y	0.332	0.336	VULNERABLE
PABELLÓN 01 - B	X	0.412	0.336	NO VULNERABLE
(SEGUNDO NIVEL)	Y	0.496	0.336	NO VULNERABLE
PABELLÓN 01 - C	X	0.350	0.336	NO VULNERABLE
(PRIMER NIVEL)	Y	0.935	0.336	NO VULNERABLE
PABELLÓN 01 - C	X	0.537	0.336	NO VULNERABLE
(SEGUNDO NIVEL)	Y	0.967	0.336	NO VULNERABLE

Pabellón		I_s	I_{s0}	Vulnerabilidad
PABELLÓN 01 - D	X	0.229	0.336	VULNERABLE
(PRIMER NIVEL)	Y	0.413	0.336	NO VULNERABLE
PABELLÓN 01 - D	X	0.501	0.336	NO VULNERABLE
(SEGUNDO NIVEL)	Y	0.332	0.336	VULNERABLE
PABELLÓN 01 - E	X	0.350	0.336	NO VULNERABLE
(PRIMER NIVEL)	Y	0.168	0.336	VULNERABLE
PABELLÓN 01 - E	X	0.358	0.336	NO VULNERABLE
(SEGUNDO NIVEL)	Y	0.211	0.336	VULNERABLE
PABELLÓN 02	X	0.206	0.336	VULNERABLE
(PRIMER NIVEL)	Y	0.101	0.336	VULNERABLE
PABELLÓN 02	X	0.224	0.336	VULNERABLE
(SEGUNDO NIVEL)	Y	0.095	0.336	VULNERABLE
PABELLÓN 02	X	0.335	0.336	VULNERABLE
(TERCER NIVEL)	Y	0.137	0.336	VULNERABLE
PABELLÓN 03	X	0.413	0.126	NO VULNERABLE
(PRIMER NIVEL)	Y	0.413	0.126	NO VULNERABLE
PABELLÓN 03	X	0.447	0.126	NO VULNERABLE
(SEGUNDO NIVEL)	Y	0.447	0.126	NO VULNERABLE
PABELLÓN 03	X	0.673	0.126	NO VULNERABLE
(TERCER NIVEL)	Y	0.673	0.126	NO VULNERABLE

Nota: Resultados de la evaluación por el método de Hirosawa, donde se puede ver que hay zonas vulnerables y zonas no vulnerables. El análisis se realizó en cada dirección y en cada nivel.

4.1.2 Análisis estático no lineal Pushover

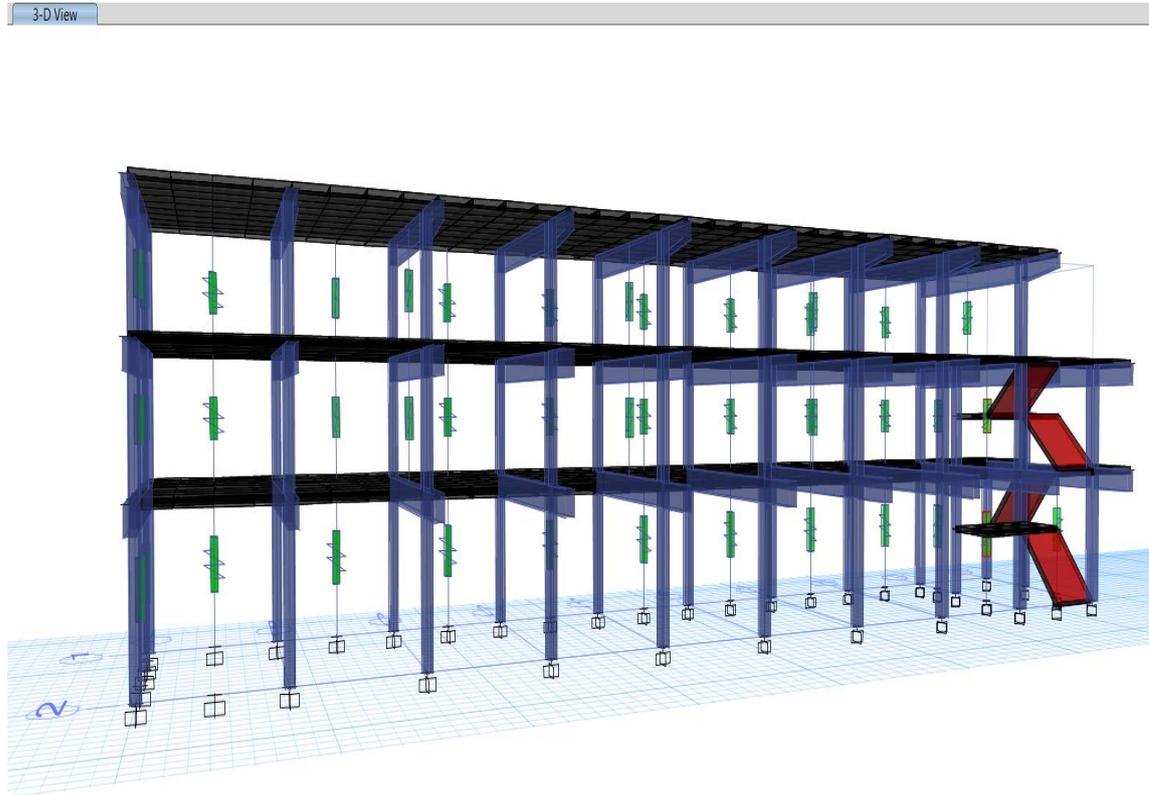
El análisis estático no lineal Pushover del pabellón 02, nos muestra que la estructura tiene un comportamiento muy inseguro, ya que llega al punto de colapso en ambas direcciones de análisis.

Para realizar el análisis estático no lineal pushover fue necesario realizar el modelamiento de la estructura en el software ETABS tal como se muestra en la

Figura 26, con lo cual se determinaron los periodos y frecuencias en un análisis de 21 modos de vibración, en la Tabla 17 se puede ver los resultados obtenidos.

Figura 26

Modelo estructural del Pabellón 02



Nota: Modelo estructural, se puede ver que los muros de albañilería fueron modelados como elementos *Link a tracción*.

Tabla 17

Periodos y frecuencias del pabellón 03

Caso de carga	Modo	Periodo	Frecuencia	Frecuencia circular	Eigen valores
		Seg.	cicl/seg	rad/seg	rad ² /seg ²
Modal	1	0.56	1.77	11.14	124.18
Modal	2	0.54	1.86	11.67	136.24
Modal	3	0.41	2.43	15.24	232.36
Modal	4	0.28	3.53	22.18	492.11

Caso de carga	Modo	Periodo	Frecuencia	Frecuencia circular	Eigen valores
		Seg.	cicl/seg	rad/seg	rad ² /seg ²
Modal	5	0.21	4.67	29.32	859.63
Modal	6	0.17	5.86	36.81	1355.22
Modal	7	0.15	6.74	42.34	1792.42
Modal	8	0.13	7.48	47.00	2208.96
Modal	9	0.10	9.77	61.39	3768.58
Modal	10	0.09	10.71	67.27	4525.70
Modal	11	0.09	11.02	69.24	4793.51
Modal	12	0.08	13.08	82.20	6756.22

Nota: Elaborado y extraído de ETABS por el autor.

Rótulas plásticas:

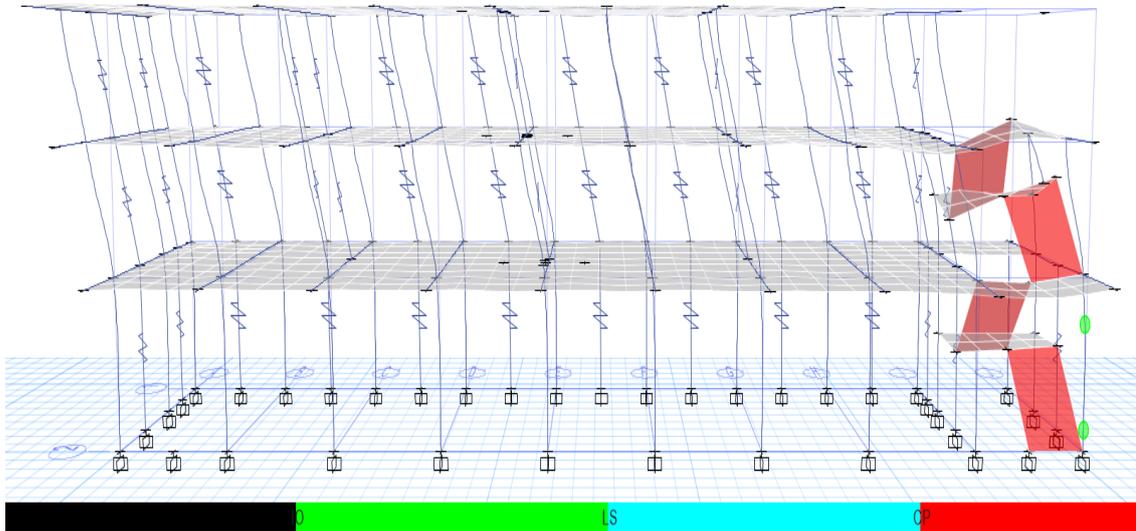
Para ver la formación y el comportamiento de las rotulas plásticas, se realizó un monitoreo de cada elemento estructural.

En la dirección X (pushover X) se forman rotulas plásticas en el primer nivel y primer paso las que están en un intervalo de seguridad de vida (LS) así como se muestra en la Figura 27 en un tercer paso se forman las rotulas plásticas en las columnas del segundo y tercer nivel las mismas que llegan a un intervalo de seguridad de vida así como muestra la Figura 28, estas mismas rotulas logran superar el punto de prevención de colapso hasta el octavo paso (Figura 29).

En la dirección Y (pushover Y) las primeras rotulas se forman en el primer nivel, en el tercer paso de aplicación de carga que se muestra en la Figura 30, para el décimo paso se forman rotulas plásticas casi en todas las columnas del primer nivel en donde estas llegan a superar el punto de seguridad de vida (LS) como se puede ver en la Figura 31, para el paso 19 las rotulas del primer nivel superan el punto de prevención de colapso (CP) como se puede ver en la Figura 32.

Figura 27

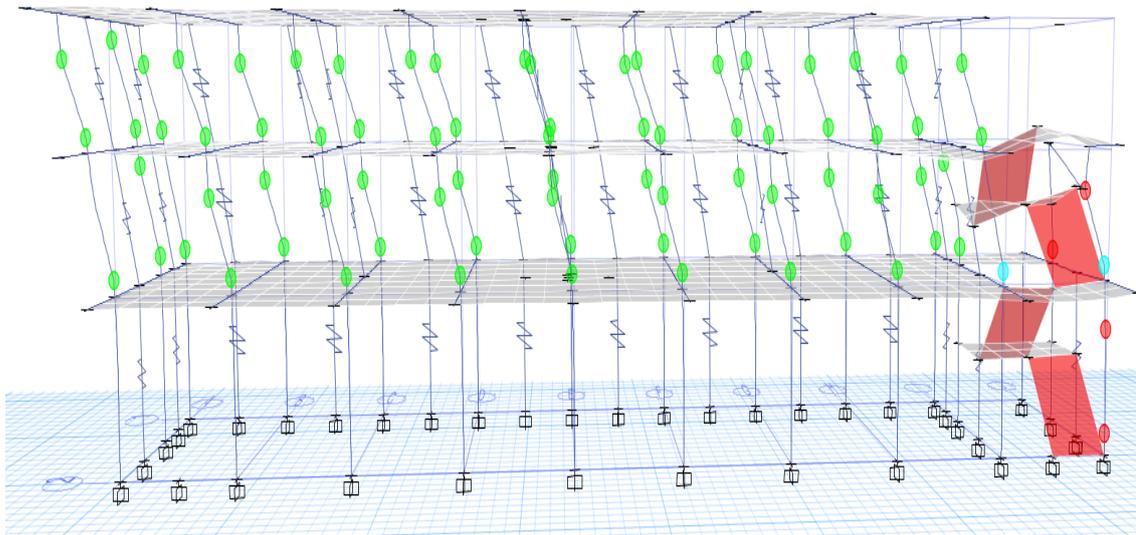
Rotulas plásticas Push X - paso 1



Nota: Se observa la formación de rotulas plásticas en el primer nivel.

Figura 28

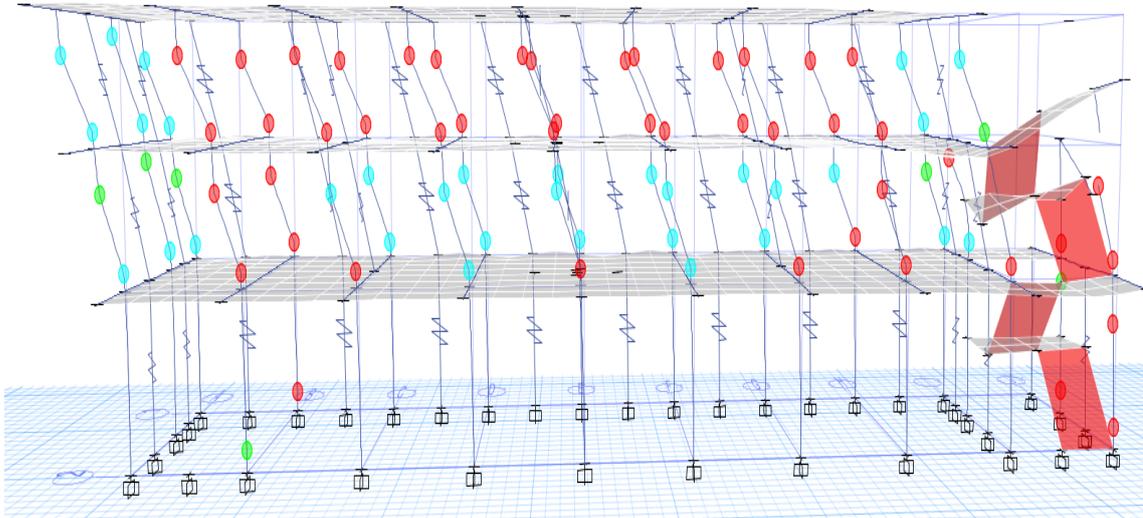
Rotula plásticas push X – paso 3



Nota: Formación de rotulas plásticas en columnas del segundo nivel, las columnas del primer nivel ya superan el intervalo de prevención de colapso (CP).

Figura 29

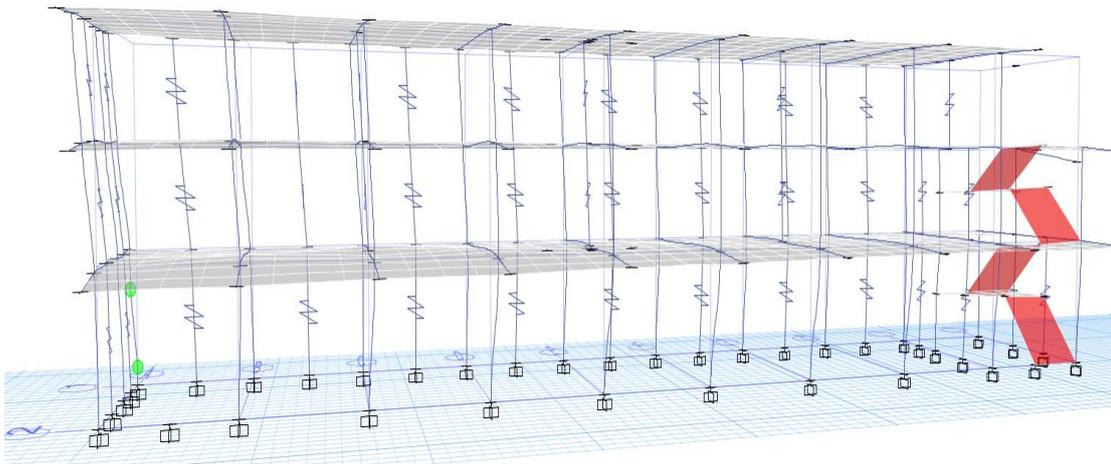
Rotulas plásticas Push X - paso 8



Nota: Se observa que las rotulas plásticas superan el punto de prevención de colapso (CP), además se observa que algunas rotulas llegaron a superar el punto de seguridad de vida (LS) mientras que muy pocas permanecen dentro del intervalo de seguridad de vida (LS) y operacional (O).

Figura 30

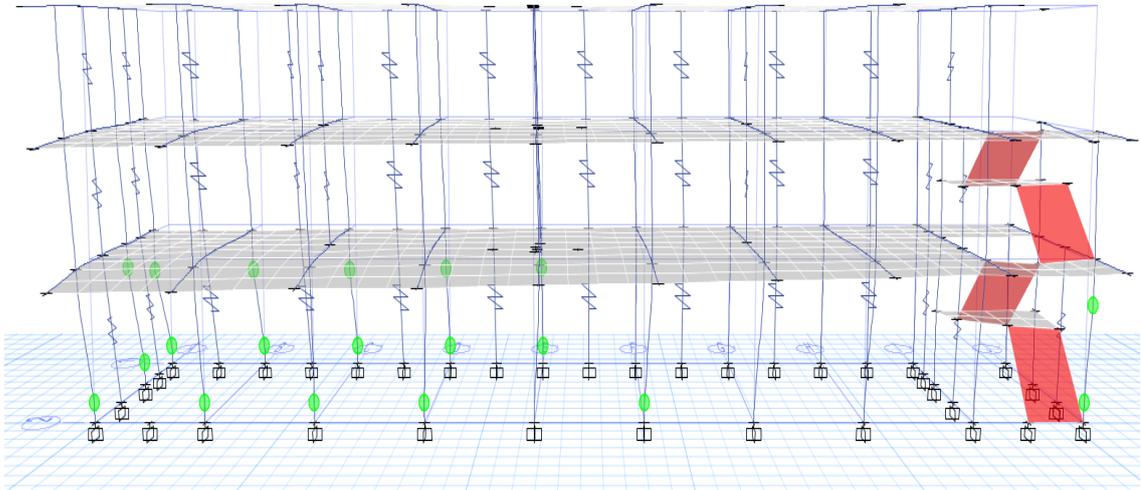
Rotula plástica Push Y - Paso 3



Nota: Se ve la aparición de las primeras rotulas plásticas. Las que corresponden al primer nivel de la edificación.

Figura 31

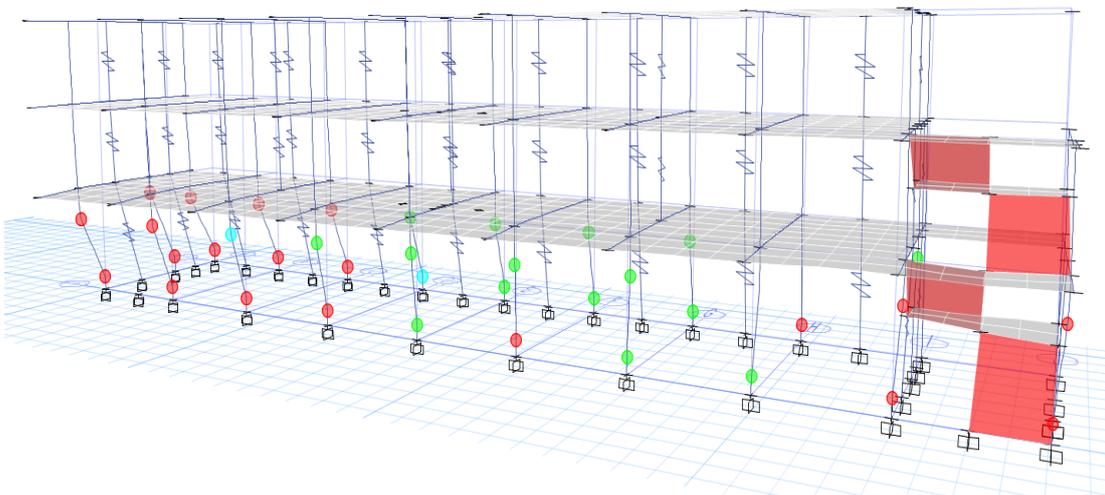
Rotulas plásticas Push Y - Paso 10



Nota: Las rotulas plásticas se forman casi en todas las columnas en el primer nivel.

Figura 32

Rotulas plásticas Push Y - Paso 19



Nota: Se observa que las rotulas plásticas se formaron en las columnas del primer nivel, llegando estas a superar el punto de prevención de colapso (CP), también se observa que no se tiene rotulas plásticas en el segundo ni tercer nivel.

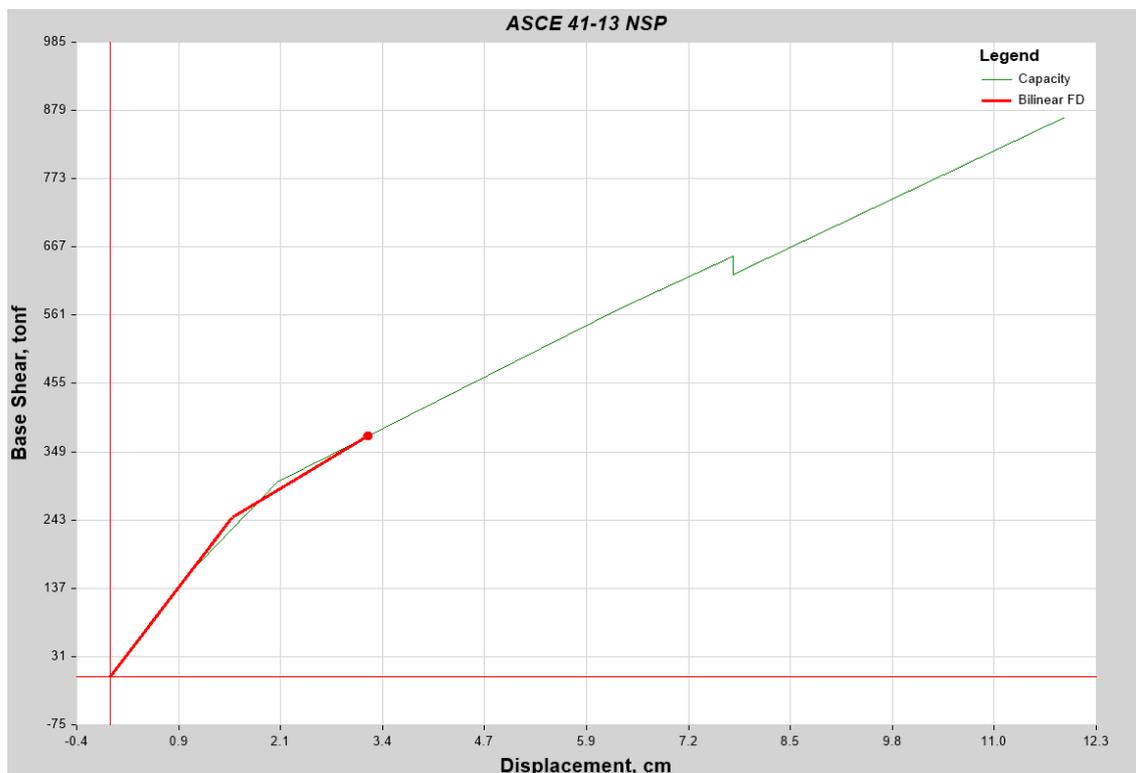
Curva de capacidad.

La curva de capacidad de la estructura, muestra la relación entre la carga lateral aplicada y el desplazamiento correspondiente de un punto de control, el cual se toma en la parte alta del edificio, la curva de capacidad nos permite conocer el comportamiento de la edificación frente a cargas sísmicas progresivas hasta llegar a la capacidad máxima.

La curva de capacidad está dada en función a la fuerza cortante en la base y el desplazamiento del techo, en el eje de aplicación de la carga sísmica. Como lo muestran las curvas de capacidad en el eje X (Figura 33) y la curva de capacidad en el eje Y (Figura 34).

Figura 33

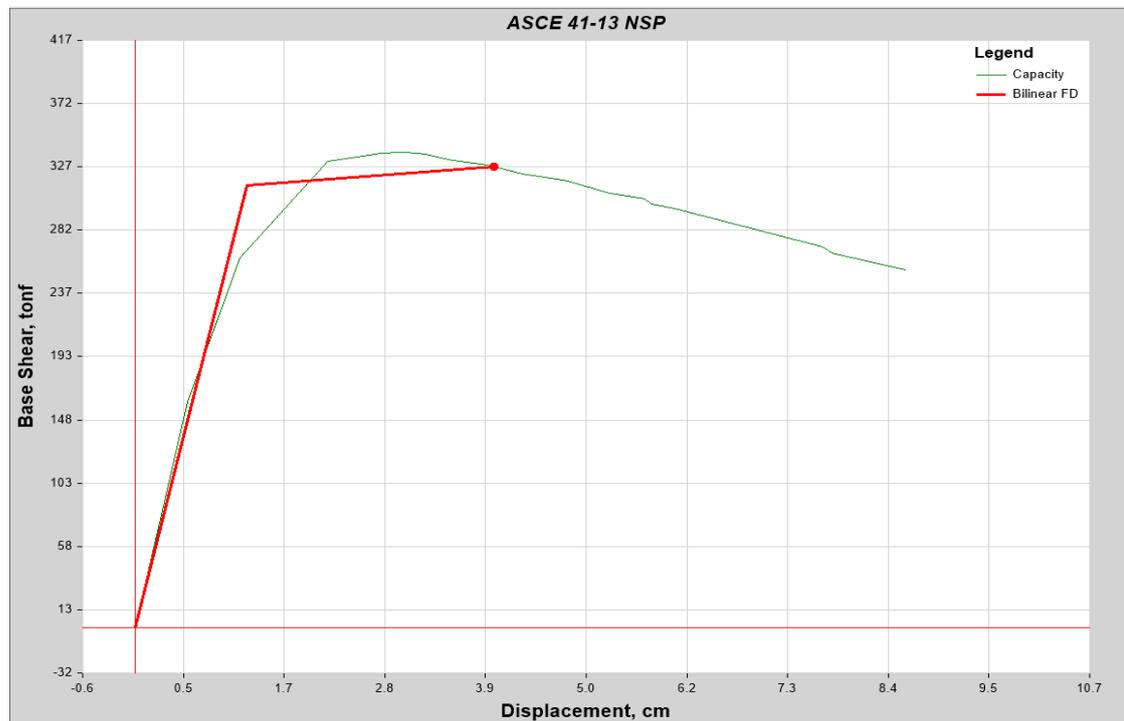
Curva de capacidad - Push en X



Nota: Extraído del análisis realizado en ETABS

Figura 34

Curva de capacidad - Push en Y



Nota: Extraído del análisis realizado en ETABS

Se muestra también la curva bilineal, que es una forma simplificada de la curva de capacidad, en la cual se logra diferenciar el punto de transición de comportamiento elástico y comportamiento inelástico.

Estas curvas nos muestran que en el eje X, se tiene un desplazamiento máximo de 11.90 cm, para una fuerza cortante en la base de 867.5 Tonf además, notamos que el punto de cedencia está ubicado en un desplazamiento de 1.5 cm y una fuerza cortante de 247 Tonf.

Para el eje Y, se tiene un desplazamiento máximo de 8.59 cm para una fuerza cortante de 254.23 Tonf y el punto de cedencia corresponde a un desplazamiento de 1.25 cm y una fuerza cortante de 314.22 Tonf.

4.2 DISCUSIÓN

Mediante la evaluación realizada por el método de Hirosawa, se determinó que el pabellón construido en 1976 es vulnerable, tras realizar la comparación del índice de vulnerabilidad estructural (Índice sísmico de la estructura) y el índice de juicio estructural (índice de demanda sísmica), similar a los resultados que encuentran Zora y Acevedo (2019) en donde tras la evaluación de 82 edificaciones educativas de concreto armado en Medellín, Colombia determinan que 61% de ellas tiene riesgo de sufrir daños o colapsar, de estas 33% fueron construidas antes de 1984, de esto se puede obtener que la infraestructura educativa anteriormente fue construida sin dirección técnica adecuada.

El deterioro que se encontró en el pabellón 01, incide en la vulnerabilidad, así como se mencionan Alvarez y Pulgar (2019) “24% de este tipo de estructuras por motivos de deterioro y suelo se considera vulnerable” referido a construcciones de concreto resistente a momentos, lo que en nuestro caso sin duda también ocurre, ya que se encuentran zonas en donde se aprecia el acero de refuerzo con signos de corrosión, grietas en la unión del pabellón 01 - C y pabellón 01 – D, deterioro visible del ladrillo en muros.

El pabellón 02 de 1985, es vulnerable en cada una de sus direcciones en cada uno de sus niveles, contrario a lo que se plantea en la hipótesis, en donde se esperaba que el resultado fuera favorable para la edificación, por otro lado Hananpa (2020) hizo la evaluación de la I.E. José Faustino Sánchez Carrión, construida en 1986, en donde determino que es vulnerable, además observo la presencia de acero de refuerzo expuesto, de esto podemos decir que los edificios destinados a uso educativo, fueron construidos por autoconstrucción, sin seguir algún criterio técnico adecuado.

El pabellón 03 construido en 2010, es un sistema aporticado, tras la evaluación por el método de Hirosawa es seguro en cada uno de sus niveles y direcciones, sin



embargo, Cucho y Nuñez (2018), quienes realizaron la evaluación de vulnerabilidad estructural al Hospital regional de Lambayeque, determinaron que es vulnerable, a pesar de ser el mismo sistema estructural, es así que podemos decir que no todo sistema de vigas y columnas resulta seguro.

Así como Nina Escobar, (2022) evaluó que los pabellones A, B y C, determinando que los pabellones son de vulnerabilidad alta, sin embargo, estos fueron evaluados por un método de evaluación distinto al planteado en la presente investigación. Además se puede ver que los resultados del análisis estático no lineal pushover en el pabellón B, muestran que la estructura solamente llega al punto de seguridad de vida en dirección X y a totalmente operacional en dirección Y, en el caso de la IE comercio 32 los resultados del análisis estático no lineal pushover muestran resultados que no son favorables para la edificación, ya que en ambas direcciones de análisis se llega a superar la prevención de colapso.

4.2.1 Prueba de hipótesis

Para la presente investigación se realiza una prueba de hipótesis descriptiva.

Respecto a la hipótesis general, se considera válida, ya que se planteó que los pabellones 01 y 02, serían vulnerables a eventos sísmicos, mientras que el pabellón 03 no vulnerable, en ese sentido se determinó que el 44% del pabellón 01 es vulnerable, el 100% del pabellón 02 es vulnerable y el 100% del pabellón 03 es no vulnerable.

Respecto a la hipótesis específica 1, se consideran válidas, ya que en el primer caso se tiene que el pabellón 01 presenta un gran deterioro, aunque es poco visible debido al trabajo de pintado y resane de fisuras que se hizo de manera

constante. El pabellón 02 muestra deterioro muy visible en la zona de las escaleras, mientras que en la zona de muros de aulas no, el pabellón 03 no presenta deterioro grave, solo muestra fisuras en elementos de junta entre columnas y columnetas, las que sirven de elemento de aislamiento de elementos estructurales y no estructurales.

4.2.1.1 Rho de Spearman

Para determinar la relación entre la variable deterioro y la variable vulnerabilidad sísmica, se realizó la prueba de correlación de Spearman donde vemos que el coeficiente de correlación es de 0.908

$$\rho = 1 - \frac{6 \cdot \sum d^2}{n \cdot (n^2 - 1)} \quad (16)$$

Tabla 18

Prueba de correlación de Spearman

N°	Índice Deterioro	Vulnerabilidad	rango Y	Rango X	Diferencia (d)	d ²
1	0.7	-0.11	2.50	1.00	1.50	2.25
2	0.7	0.08	2.50	2.00	0.50	0.25
3	0.7	0.16	2.50	3.00	-0.50	0.25
4	0.7	0.00	2.50	4.00	-1.50	2.25
5	0.8	-0.13	12.50	5.00	7.50	56.25
6	0.8	-0.17	12.50	6.00	6.50	42.25
7	0.8	-0.01	12.50	7.00	5.50	30.25
8	0.8	-0.12	12.50	8.00	4.50	20.25
9	0.8	-0.06	12.50	9.00	3.50	12.25
10	0.8	0.00	12.50	10.00	2.50	6.25



N°	Índice Deterioro	Vulnerabilidad	rango Y	Rango X	Diferencia (d)	d ²
11	0.8	0.08	12.50	11.00	1.50	2.25
12	0.8	0.16	12.50	12.00	0.50	0.25
13	0.8	0.01	12.50	13.00	-0.50	0.25
14	0.8	0.60	12.50	14.00	-1.50	2.25
15	0.8	0.20	12.50	15.00	-2.50	6.25
16	0.8	0.63	12.50	16.00	-3.50	12.25
17	0.8	0.01	12.50	17.00	-4.50	20.25
18	0.8	-0.17	12.50	18.00	-5.50	30.25
19	0.8	0.02	12.50	19.00	-6.50	42.25
20	0.8	-0.13	12.50	20.50	-8.00	64.00
21	0.9	-0.13	26.50	20.50	6.00	36.00
22	0.9	-0.24	26.50	22.00	4.50	20.25
23	0.9	-0.11	26.50	23.00	3.50	12.25
24	0.9	-0.24	26.50	24.00	2.50	6.25
25	0.9	0.00	26.50	25.00	1.50	2.25
26	0.9	-0.20	26.50	26.00	0.50	0.25
27	0.9	0.29	26.50	27.50	-1.00	1.00
28	0.9	0.29	26.50	27.50	-1.00	1.00
29	0.9	0.32	26.50	29.50	-3.00	9.00
30	0.9	0.32	26.50	29.50	-3.00	9.00
31	0.9	0.55	26.50	31.50	-5.00	25.00
32	0.9	0.55	26.50	31.50	-5.00	25.00
					Σ	500

Nota: Se muestra el procedimiento de la prueba de correlación de Spearman.

$$\rho = 0.908$$

Siendo esta una correlación alta, lo que significa que el deterioro y la vulnerabilidad tienen una correlación alta.

Respecto a la hipótesis específica 2, se consideran válidas, ya que los resultados del análisis estático no lineal pushover muestran que la estructura tiene un desempeño que sobrepasa la prevención de colapso (CP).

4.3 CUMPLIMIENTO DE OBJETIVOS

Los objetivos se cumplieron en base a lo planteado en el Capítulo III, para ello se realizó la recolección de información según lo mencionado en el Capítulo III, posteriormente se realizó la evaluación de vulnerabilidad sísmica por el método de Hirosawa (ver anexo E), donde finalmente vemos los resultados que se detallan en el capítulo IV denominado resultados y discusión.

Para el objetivo general se determinó que la IES Comercio 32 es vulnerable lo que depende del pabellón que se evalúa, lo que se puede ver con detalle en el capítulo IV resultados en la Tabla 16 y en Figura 20 a la Figura 25.

Para el primer objetivo específico, para realizar la evaluación de vulnerabilidad sísmica por el método de Hirosawa es necesario hacer un inventario del deterioro de la edificación en general, a fin de obtener el factor de deterioro por el tiempo (T) el cual podemos ver en el capítulo IV de resultados en la Tabla 12, entonces podemos decir que el primer objetivo específico se cumplió.

Para el segundo objetivo específico, se seleccionó el pabellón con peores resultados en términos de vulnerabilidad sísmica determinados en el método de Hirosawa, para realizar el análisis estático no lineal Pushover, teniendo así el desempeño sísmico de



la estructura, para ello se realizó el modelado y análisis, teniendo así que la estructura es vulnerable, ya que al aplicársele fuerzas laterales esta supera el punto de prevención de colapso, en ambas direcciones.

4.4 DIFICULTADES ENCONTRADAS

Las dificultades encontradas a lo largo de la ejecución de la presente tesis son:

- Dificultad de acceso a la todas las aulas y ambientes de la institución educativa, esto debido a que muchos de ellos permanecen cerrados por motivos de seguridad y motivos administrativos.
- Dificultad para realizar el estudio de suelos, ya que casi la totalidad del patio tiene una capa de concreto, solo se realizó la extracción de la muestra de suelo en una pequeña zona al lado del pabellón 03, que inicialmente presenta una capa de material de relleno.



V. CONCLUSIONES

- Se evaluó la vulnerabilidad sísmica de los pabellones de la IES comercio 32 de Juliaca, donde se determinó que el pabellón 01 es vulnerable en un 44% de su área construida, el pabellón 02 es vulnerable en un 100% de su área construida, y el pabellón 03 no es vulnerable en el 100% de su área construida.
- El deterioro de los pabellones de la Institución Educativa Secundaria Comercio 32 de Juliaca se evaluó en función al deterioro por el tiempo ya que este fue uno de los parámetros evaluados por el método de Hirosawa, cuyos resultados se muestran en el CAPITULO IV Resultados, en la Tabla 12 , siendo el más común las filtraciones de acero de refuerzo.
- El caso más desfavorable que se puede ver fue el pabellón 02 en el que se realizó el análisis estático no lineal pushover, donde podemos ver que la estructura supera en ambas direcciones de análisis el punto de prevención de colapso, con desplazamientos límite de 11.90 cm en la dirección X y 8.59 cm en la dirección Y.



VI. RECOMENDACIONES

- Se recomienda seguir realizando evaluaciones estructurales en otras instituciones educativas, ya que existen muchas edificaciones antiguas en las instituciones educativas en la región de Puno.
- Se recomienda realizar evaluación de vulnerabilidad sísmica de edificios antiguos en general, ya que además de centros educativos existen edificaciones hospitalarias públicas con construcciones antiguas, y debido a su importancia deberían ser evaluadas.
- En las viviendas de autoconstrucción que actualmente se están haciendo, se nota que las columnas cortas son un tipo de dalla muy recurrente, lo que debería evaluarse a fin de determinar la seguridad de las mismas.
- La calidad del concreto en las edificaciones construidas antes de la difusión de las normas técnicas es un tema muy delicado, por ello se debería evaluar y plantear técnicas de reforzamiento y mejora.
- Respecto a las instituciones educativas vulnerables, se recomienda hacer el reforzamiento estructural, ya que es un tema de interés público.



VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguirre Paulini, V. M., & Sandoval Valenzuela, A. A. (2019). *Vulnerabilidad sísmica aplicando el método Hirosawa en la Institución Educativa Elvira García y García - Chiclayo-Perú* [Universidad San Martín de Porres]. <https://repositorio.usmp.edu.pe/handle/20.500.12727/5958>
- Alcocer, S. (2018). LA EXPERIENCIA RECIENTE DE RECONSTRUCCIÓN EN MÉXICO A RAÍZ DE LOS SISMOS DE SEPTIEMBRE DE 2017. *12º Simposio Internacional en Gestión del Riesgo de Desastres*, 17-18.
- Al-Khaiat, H., & Fattuhi, N. (2001). *Long-term strength development of concrete in arid conditions*. [https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0958-9465\(01\)00004-X](https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0958-9465(01)00004-X)
- American Society of Civil Engineers. (2010). *Minimum design loads for buildings and other structures*. American Society of Civil Engineers. <https://doi.org/10.1061/9780784412916>
- American Society of Civil Engineers. (2017). *SEISMIC EVALUATION AND RETROFIT OF EXISTING BUILDINGS (41-17)*.
- Arias Gonzales, J. L., & Covinos Gallardo, M. (2021). *Diseño y metodología de la investigación*.
- Astorga Mendizábal, M. A., & Aguilar Velez, R. (2006). *Evaluación del riesgo sísmico de edificaciones educativas peruanas* [Tesis para optar al grado de Magister en Ingeniería Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú]. <http://hdl.handle.net/20.500.12404/1332>



- Bhakuni, C. (2005). SEISMIC VULNERABILITY ASSESSMENT OF SCHOOL BUILDINGS SEISMIC VULNERABILITY ASSESSMENT OF SCHOOL BUILDINGS. *SECED Young Engineers Conference*.
<https://www.researchgate.net/publication/261213091>
- Bustinza Sancho, M. (2022). *vulnerabilidad, peligro y riesgo sísmico de edificaciones de concreto armado y albañilería de la “urbanización enace” – puno, simulados numéricamente en escenarios sísmicos* [Tesis de para optar el título profesional de Ingeniero Civil, Universidad Nacional del Altiplano].
<http://repositorio.unap.edu.pe/handle/20.500.14082/18446>
- Campos y Covarrubias, G., & Lule Martínez, N. E. (2012). La observación, un método para el estudio de la realidad. *Revista Xihmai*, 7, 45-60.
- Coral Alva, M. O. (2018). *Ensayos cíclicos en muros de albañilería confinada construidos con ladrillos king kong de fabricación industrial* [Pontificia Universidad Católica del Perú]. <http://hdl.handle.net/20.500.12404/13133>
- Crisafulli, F. J. (2018). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero* (5.^a ed.). Asociación Latinoamericana del Acero.
- Domaneschi, M., Zamani Noori, A., Pietropinto, M. V., & Cimellaro, G. P. (2021). Seismic vulnerability assessment of existing school buildings. *Computers and Structures*, 248. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2021.106522>
- Espinoza Caracela, A. D. (2023). *Propuesta de mejoramiento de las propiedades físicas y mecánicas de ladrillo artesanal para muros producidos en la zona de Monos Esquen de la Ciudad de Juliaca*. Universidad Andina Nestor Caceres Velasquez.



- Hammoum, H., Bouzelha, K., & Slimani, D. (2016). Chapter 8 - Seismic risk of RC water storage elevated tanks: Case study. En A. S. H. Makhoulouf & M. Aliofkhazraei (Eds.), *Handbook of Materials Failure Analysis with Case Studies from the Chemicals, Concrete and Power Industries* (pp. 187-216). Butterworth-Heinemann. [https://doi.org/https://doi.org/10.1016/B978-0-08-100116-5.00008-9](https://doi.org/10.1016/B978-0-08-100116-5.00008-9)
- Hernandez Sampieri, R., Fernandez Collado, C., & Baptista Lucio, P. (2014). *Metodología de la investigación* (6.^a ed.). MCGRAW-HILL/INTERAMERICANA.
- Ishiyama, Y. (2012). *Earthquake Damage and Seismic Code for Buildings in Japan*. http://ares.tu.chiba-u.jp/peru/pdf/meeting/120817/M6_Ishiyama.pdf
- Jaramillo Rivera, R., & Riveros Pedraza, C. E. (2011). *Análisis no lineal dinámico tridimensional de edificios en concreto reforzado sometidos a los registros del sismo de Quetame (2008)* [PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA]. <http://hdl.handle.net/10554/7416>
- Jurado Guerra, C., & Mendoza Quintana, M. (2012). *Desempeño sísmico de un edificio aporticado de cinco pisos diseñado con el Reglamento Nacional de Construcciones y aceptando una deriva máxima de 1%*. <http://hdl.handle.net/20.500.12404/1260>
- Kappos, A., & Penelis, G. G. (2010). *Earthquake Resistant Concrete Structures* (1.^a ed.). CRC Press.
- Kothari, C. R. (2004). *Research Methodology Methods and Techniques* (3.^a ed.). New Age International (P) Limited.



- Kuroiwa Hirouchi, J. (2019). *Gestión del Riesgo de Desastres en el Siglo XXI* (1.^a ed.). Editorial NSG SAC.
- Laghi, V., Palermo, M., Trombetti, T., & Schildkamp, M. (2017). Seismic-proof buildings in developing countries. En *Frontiers in Built Environment* (Vol. 3). Frontiers Media S.A. <https://doi.org/10.3389/fbuil.2017.00049>
- Meneses-loja, J., & Aguilar, Z. (2004). SEISMIC VULNERABILITY OF SCHOOL BUILDINGS IN LIMA, PERU. *13 th World Conference on Earthquake Engineering* . https://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/13_1683.pdf
- Monroy, M., Hull, A., Martinez, M., & Bolanos, A. (2011). Estimation of parameters for seismic design in Peru. *5th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*.
- Moran Delgado, G., & Alvarado Cervantes, D. G. (2010). *Métodos de investigación* (1.^a ed.). Pearson educación.
- Navidi, W. (2006). *Estadística para ingenieros y científicos* (1.^a ed.). McGRAW - Hill Interamericana.
- Nina Escobar, G. M. (2022). *Evaluación de vulnerabilidad sísmica aplicando métodos cualitativos y cuantitativos en la institución educativa emblemática Santa Rosa, Puno - 2022* [Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil, Universidad Cesar Vallejo]. <https://hdl.handle.net/20.500.12692/88894>
- Norma E.020 Cargas (2006).
- Norma E.030 Diseño Sismorresistente (2018).
- Norma E.070 Albañilería (2006).



- Pan American Health Organization. (2000). *Principles of disaster mitigation in health facilities*. Emergency Preparedness and Disaster Relief Coordination Program, Pan American Health Organization, Regional Office of the World Health Organization.
- Park, R., & Paulay, T. (1988). *Estructuras de concreto reforzado* (4.^a ed.).
- Parodi, C., & Letelier G., V. (2018, junio). *Application of Hirose Method to compare Seismic Performance of Reinforced Concrete Buildings during the Earthquake of 2010 in Chile*.
- Powell, G. H. (2010). *Modeling for structural analysis Behavior and basics*. Computer and Structures Inc.
- Priestley, M. J. N., Calvi, G. M., & Kowalsky, M. J. (2007). *Displacement-Based Seismic Design of Structures*.
- Redacción Gestión. (2024, junio 16). Comex: más del 55% de colegios en Perú están a punto de colapsar. *Gestión*. <https://gestion.pe/peru/comex-mas-del-55-de-colegios-en-peru-estan-a-punto-de-colapsar-minedu-cajamarca-callao-noticia/>
- Roy, N. S., & Choudhury, S. (2022). Seismic Vulnerability Assessment Methods: A Review. En J. A. Fonseca de Oliveira Correia, S. Choudhury, & S. Dutta (Eds.), *Advances in Structural Mechanics and Applications* (pp. 282-300). Springer International Publishing.
- Sucuog̃lu, H., & Akkar, S. (2014). *Basic Earthquake Engineering From Seismology to Analysis and Design*. Springer. <https://doi.org/DOI 10.1007/978-3-319-01026-7>



Tavera, H. (2014). *Evaluación del peligro asociado a los sismos y efectos secundarios en Perú*. <https://repositorio.igp.gob.pe/items/a08bea10-897e-454b-8bd9-2fa864c10d4c>

The Japan Building Disaster Prevention Association. (2001). *Standard for Seismic Evaluation of Existing Reinforced Concrete Building* (1.^a ed.).

Zora Mejía, F. N., & Acevedo Jaramillo, A. B. (2019). Índice de vulnerabilidad sísmica de escuelas del Área Metropolitana de Medellín, Colombia. *Revista EIA*, 16(32), 195-207. <https://doi.org/10.24050/reia.v16i32.1035>



ANEXOS

Anexo A: Planos de los distintos pabellones.

Anexo B: Matriz de consistencia.

Anexo C: Estudio de resistencia del concreto.

Anexo D: Estudios de mecánica de suelos.

Anexo E: Cálculos de la evaluación de vulnerabilidad sísmica.

Anexo F: Panel Fotográfico.



DECLARACIÓN JURADA DE AUTENTICIDAD DE TESIS

Por el presente documento, Yo Giuseppe Abimael Ccaile Puma
identificado con DNI 72002392 en mi condición de egresado de:

Escuela Profesional, Programa de Segunda Especialidad, Programa de Maestría o Doctorado
Ingeniería Civil

informo que he elaborado el/la Tesis o Trabajo de Investigación denominada:
" Evaluación de la vulnerabilidad sísmica mediante el método de
Hirosawa de la Institución Educativa secundaria Comercio 32
de la ciudad de Juliaca - 2022 "

Es un tema original.

Declaro que el presente trabajo de tesis es elaborado por mi persona y **no existe plagio/copia** de ninguna naturaleza, en especial de otro documento de investigación (tesis, revista, texto, congreso, o similar) presentado por persona natural o jurídica alguna ante instituciones académicas, profesionales, de investigación o similares, en el país o en el extranjero.

Dejo constancia que las citas de otros autores han sido debidamente identificadas en el trabajo de investigación, por lo que no asumiré como tuyas las opiniones vertidas por terceros, ya sea de fuentes encontradas en medios escritos, digitales o Internet.

Asimismo, ratifico que soy plenamente consciente de todo el contenido de la tesis y asumo la responsabilidad de cualquier error u omisión en el documento, así como de las connotaciones éticas y legales involucradas.

En caso de incumplimiento de esta declaración, me someto a las disposiciones legales vigentes y a las sanciones correspondientes de igual forma me someto a las sanciones establecidas en las Directivas y otras normas internas, así como las que me alcancen del Código Civil y Normas Legales conexas por el incumplimiento del presente compromiso

Puno 15 de agosto del 20 24


FIRMA (obligatoria)



Huella



AUTORIZACIÓN PARA EL DEPÓSITO DE TESIS O TRABAJO DE INVESTIGACIÓN EN EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL

Por el presente documento, Yo Giuseppe Abimael Calle Puma
identificado con DNI 72002192 en mi condición de egresado de:

Escuela Profesional, Programa de Segunda Especialidad, Programa de Maestría o Doctorado
Ingeniería Civil

informo que he elaborado el/la Tesis o Trabajo de Investigación denominada:

" Evaluación de la vulnerabilidad sísmica mediante el método de
Hirosawa de la institución educativa secundaria Comercio 32
de la ciudad de Juliaca - 2022 "

para la obtención de Grado, Título Profesional o Segunda Especialidad.

Por medio del presente documento, afirmo y garantizo ser el legítimo, único y exclusivo titular de todos los derechos de propiedad intelectual sobre los documentos arriba mencionados, las obras, los contenidos, los productos y/o las creaciones en general (en adelante, los "Contenidos") que serán incluidos en el repositorio institucional de la Universidad Nacional del Altiplano de Puno.

También, doy seguridad de que los contenidos entregados se encuentran libres de toda contraseña, restricción o medida tecnológica de protección, con la finalidad de permitir que se puedan leer, descargar, reproducir, distribuir, imprimir, buscar y enlazar los textos completos, sin limitación alguna.

Autorizo a la Universidad Nacional del Altiplano de Puno a publicar los Contenidos en el Repositorio Institucional y, en consecuencia, en el Repositorio Nacional Digital de Ciencia, Tecnología e Innovación de Acceso Abierto, sobre la base de lo establecido en la Ley N° 30035, sus normas reglamentarias, modificatorias, sustitutorias y conexas, y de acuerdo con las políticas de acceso abierto que la Universidad aplique en relación con sus Repositorios Institucionales. Autorizo expresamente toda consulta y uso de los Contenidos, por parte de cualquier persona, por el tiempo de duración de los derechos patrimoniales de autor y derechos conexos, a título gratuito y a nivel mundial.

En consecuencia, la Universidad tendrá la posibilidad de divulgar y difundir los Contenidos, de manera total o parcial, sin limitación alguna y sin derecho a pago de contraprestación, remuneración ni regalía alguna a favor mío; en los medios, canales y plataformas que la Universidad y/o el Estado de la República del Perú determinen, a nivel mundial, sin restricción geográfica alguna y de manera indefinida, pudiendo crear y/o extraer los metadatos sobre los Contenidos, e incluir los Contenidos en los índices y buscadores que estimen necesarios para promover su difusión.

Autorizo que los Contenidos sean puestos a disposición del público a través de la siguiente licencia:

Creative Commons Reconocimiento-NoComercial-CompartirIgual 4.0 Internacional. Para ver una copia de esta licencia, visita: <https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/>

En señal de conformidad, suscribo el presente documento.

Puno 15 de agosto del 2024


FIRMA (obligatoria)



Huella