

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE UN PABELLÓN DE DOS NIVELES
DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA MARÍA AUXILIADORA DE LA PROVINCIA DE
HUANTA EN EL DEPARTAMENTO DE AYACUCHO**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Luis Miguel Anchayhua Sánchez

ASESOR:

Edward Jonathan Soto Oblea

Lima, setiembre, 2025

Informe de Similitud

Yo, EDWARD JONATHAN SOTO OBLEA,

docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia

Universidad Católica del Perú, asesor(a) de la tesis/el trabajo de investigación titulado

ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE UN PABELLÓN DE DOS NIVELES
DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA MARÍA AUXILIADORA DE LA PROVINCIA DE
HUANTA EN EL DEPARTAMENTO DE AYACUCHO,


del/de la autor(a)/ de los(as) autores(as)

LUIS MIGUEL ANCHAYHUA SANCHEZ,

dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de **21 %**. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 10/09/2025.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: LIMA, 10 de septiembre de 2025

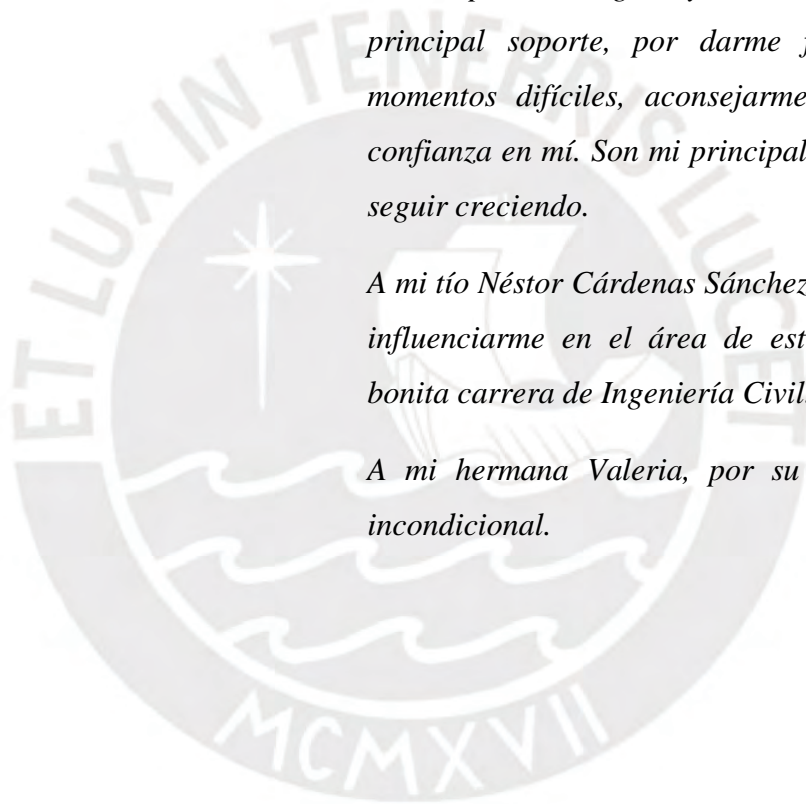
Apellidos y nombres del asesor Soto Oblea, Edward Jonathan	
DNI: 45532183	 Firma Edward Jonathan Soto Oblea
ORCID: 0000-0001-5267-0899	

DEDICATORIA

A mis padres Miguel y Gardenia, por ser mi principal soporte, por darme fortaleza en los momentos difíciles, aconsejarme y depositar su confianza en mí. Son mi principal motivación para seguir creciendo.

A mi tío Néstor Cárdenas Sánchez por motivarme e influenciarme en el área de estructuras en esta bonita carrera de Ingeniería Civil.

A mi hermana Valeria, por su cariño y apoyo incondicional.



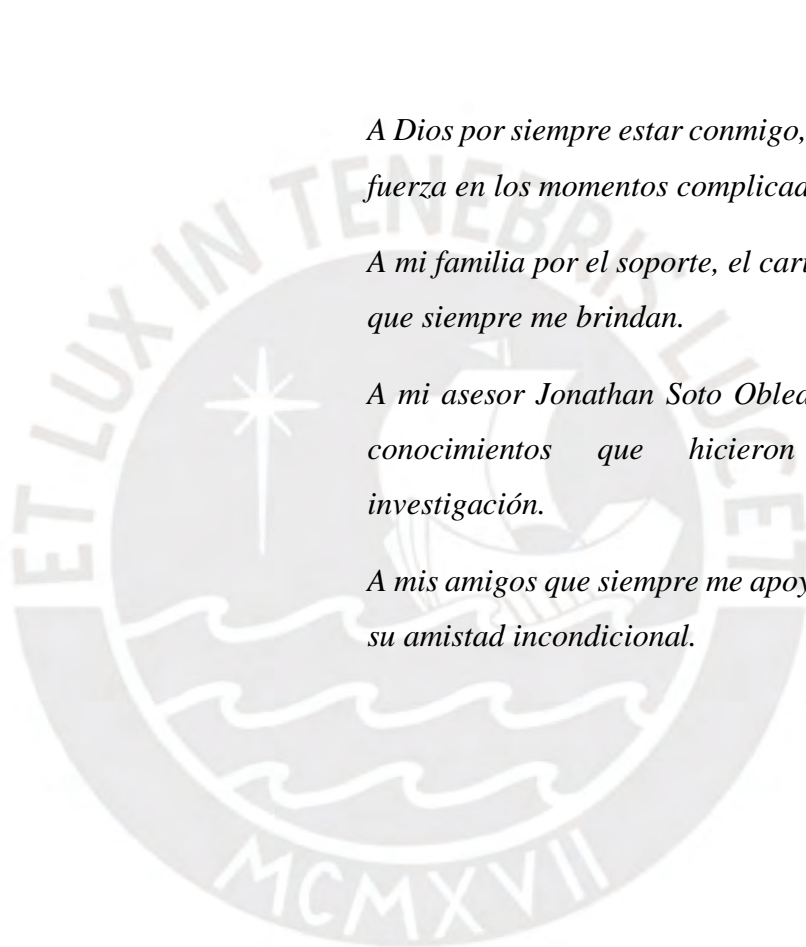
AGRADECIMIENTOS

A Dios por siempre estar conmigo, guiarme y darme fuerza en los momentos complicados.

A mi familia por el soporte, el cariño y la confianza que siempre me brindan.

A mi asesor Jonathan Soto Oblea por su tiempo y conocimientos que hicieron posible esta investigación.

A mis amigos que siempre me apoyaron y me dieron su amistad incondicional.



RESUMEN

La ubicación geográfica del Perú se encuentra en constante exposición a peligros sísmicos, ya que pertenece al “Cinturón de fuego del pacífico”. Por lo expuesto, es conveniente realizar un análisis del adecuado desempeño sísmico de las estructuras ante solicitaciones sísmicas. En la presente investigación se busca verificar la vulnerabilidad sísmica de un pabellón de dos niveles perteneciente a la Institución Educativa María Auxiliadora en el departamento de Ayacucho.

La estructura en cuestión está conformada por dos sistemas estructurales; en la dirección X presenta un sistema estructural conformado por pórticos y en la dirección Y un sistema estructural de albañilería confinada. Se elaboró un modelo computacional del pabellón de dos niveles con ayuda del software ETABS v.22.4.0, mediante el cual se realizó el análisis de vulnerabilidad sísmica de la estructura aplicando un análisis estático no lineal-Pushover para visualizar el comportamiento de la estructura sometida a cargas laterales que representarán las fuerzas de sismo. Luego, se aplica el método analítico de HAZUS para evaluar el desempeño sísmico mediante el uso de curvas de fragilidad de la estructura para cada dirección de análisis.

Los resultados obtenidos muestran que por lo general el comportamiento de la estructura en ambas direcciones es considerado óptimo y aceptable, ya que cumple con los requerimientos que presenta una estructura de carácter “Esencial”. También es posible afirmar que el uso de curvas de fragilidad en base a la metodología HAZUS es una buena opción si se requiere realizar un análisis de vulnerabilidad sísmica de una estructura, ya que el manual te brinda parámetros estadísticos que sirven para estimar probabilidades de daño para cada tipo de sistema estructural, lo cual permite obtener valores con un buen nivel de confianza y que a su vez son aplicables a la realidad.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.2 PREGUNTA DE INVESTIGACIÓN	1
1.2.1 <i>Pregunta general</i>	1
1.2.2 <i>Preguntas específicas</i>	1
1.3 OBJETIVOS.....	1
1.3.1 <i>Objetivo general</i>	1
1.3.2 <i>Objetivos específicos</i>	2
1.4 HIPÓTESIS.....	2
1.5 JUSTIFICACIÓN	2
CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO.....	3
2.1 ANTECEDENTES.....	3
2.1.1 <i>Internacionales</i>	3
2.1.2 <i>Nacionales</i>	4
2.2 BASES TEÓRICAS	5
2.2.1 <i>Vulnerabilidad</i>	5
2.2.2 <i>Desempeño no lineal de los edificios</i>	5
2.2.3 <i>Análisis estático no lineal</i>	6
2.2.4 <i>Curva de fragilidad</i>	8
CAPÍTULO 3: METODOLOGÍA	12
3.1 INVESTIGACIÓN BIBLIOGRÁFICA	12
3.2 DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN EVALUADA	12
3.3 PARÁMETROS SÍSMICOS	14
3.4 PLASTICIDAD DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	15
3.4.1 <i>Modelo de plasticidad distribuida</i>	15
3.4.2 <i>Propiedades de los materiales utilizados</i>	16
3.5 MODELADO COMPUTACIONAL DE LA ESTRUCTURA.....	23
3.5.1 <i>Modelo de columna Ancha</i>	26
3.6 ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL	28
3.6.1 <i>Peso sísmico</i>	29

3.6.2	<i>Modos de vibración y masa participante</i>	30
3.6.3	<i>Límite de desplazamiento lateral mediante derivas inelásticas</i>	31
3.6.4	<i>Irregularidades</i>	33
3.6.5	<i>Cortante basal mínima</i>	35
3.7	DESCRIPCIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD	36
3.7.1	<i>Asignación de carga de gravedad no lineal</i>	36
3.7.2	<i>Patrón de carga lateral</i>	37
3.7.3	<i>Control de desplazamientos</i>	38
3.8	DESCRIPCIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN DE LA CURVA DE FRAGILIDAD	38
3.8.1	<i>Parámetros de la curva de fragilidad</i>	39
3.8.2	<i>Construcción de las curvas de fragilidad para cada sistema estructural</i>	40
3.8.3	<i>Curvas de fragilidad de la estructura evaluada</i>	41
3.9	ÍNDICE DE DAÑO ESPERADO	42
CAPÍTULO 4: APLICACIÓN PARA DESARROLLAR Y RESULTADOS		44
4.1	ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL - PUSHOVER	44
4.1.1	<i>Generación de la curva de Capacidad</i>	44
4.1.2	<i>Cálculo de desempeño mediante ASCE 41-13 NSP para diferentes niveles de intensidad</i>	45
4.2	ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA MEDIANTE CURVAS DE FRAGILIDAD - METODOLOGÍA HAZUS	51
4.2.1	<i>Evaluación del estado de daño en dirección XX – Curvas de fragilidad</i>	52
4.2.2	<i>Evaluación del estado de daño en dirección YY – Curvas de fragilidad</i>	54
4.2.3	<i>Estimación del daño global de la estructura</i>	56
4.2.4	<i>Matriz de probabilidad de daño</i>	57
CAPÍTULO 5: ANÁLISIS DE RESULTADOS		58
CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		62
6.1	CONCLUSIONES	62
6.2	RECOMENDACIONES	63
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS		64
ANEXOS		68

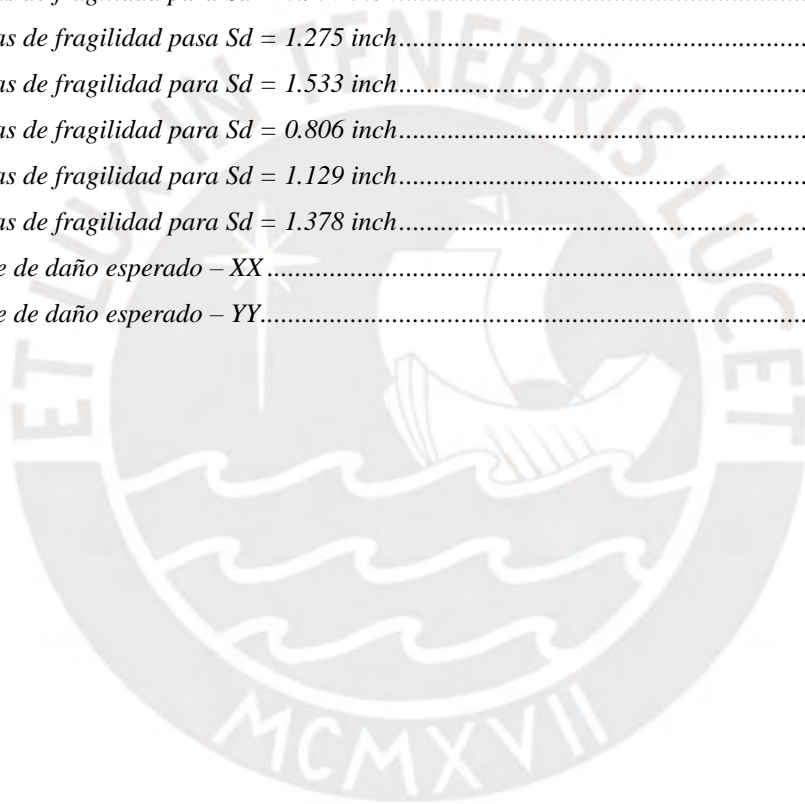
ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.	Estados de daño según HAZUS – Pórticos de concreto armado resistentes a momentos (CI).....	10
Tabla 2.	Estados de daño según HAZUS – Muros de albañilería (URM).....	11
Tabla 3.	Parámetros sísmicos	14
Tabla 4.	Resistencia al corte del muro (V_m) para cada entrepiso.....	21
Tabla 5.	Desplazamientos por unidad de deriva.....	21
Tabla 6.	Valores de la fuerza base SF y desplazamientos por unidad de deriva SF	21
Tabla 7.	Tabla resumen de consideraciones para el modelo.....	24
Tabla 8.	Tipos de elementos.....	24
Tabla 9.	Hipótesis de modelado – método de marco equivalente.....	27
Tabla 10.	Peso sísmico.....	29
Tabla 11.	Análisis modal en X – excentricidad positiva.....	30
Tabla 12.	Análisis modal en X – excentricidad negativa.....	30
Tabla 13.	Análisis modal en Y – excentricidad positiva.....	31
Tabla 14.	Análisis modal en Y – excentricidad negativa.....	31
Tabla 15.	Derivas de entrepiso - XX.....	32
Tabla 16.	Derivas de entrepiso - YY.....	32
Tabla 17.	Verificación de irregularidad torsional	34
Tabla 18.	Verificación de piso blando.....	35
Tabla 19.	Cortante de diseño – factores de escalamiento	35
Tabla 20.	Parámetros de la curva de fragilidad – Código alto.....	39
Tabla 21.	Parámetros de la curva de fragilidad – Código moderado.....	39
Tabla 22.	Parámetros de la curva de fragilidad – Código bajo.....	39
Tabla 23.	Niveles de intensidad – factores de amplificación del sismo de diseño.....	45
Tabla 24.	Resumen de puntos de desempeño	50
Tabla 25.	Parámetros de capacidad por tipo de edificación.....	51
Tabla 26.	Desplazamientos espectrales – dirección XX.....	52
Tabla 27.	Desplazamientos espectrales – dirección YY.....	54
Tabla 28.	Matriz de probabilidad – dirección XX.....	57
Tabla 29.	Matriz de probabilidad – dirección YY.....	57

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.	Secuencia de análisis Pushover	7
Figura 2.	Curva de capacidad V vs X	7
Figura 3.	Curva de fragilidad	8
Figura 4.	Planta de cimentación	13
Figura 5.	Encofrado del primer nivel.....	13
Figura 6.	Encofrado del segundo nivel.....	14
Figura 7.	Modelos idealizados para respuesta inelástica	15
Figura 8.	Modelo de sección discretizada en elementos tipo fibra.....	16
Figura 9.	Definición del material de concreto – Rango lineal	17
Figura 10.	Diagrama esfuerzo vs deformación (Modelo de Mander) – Rango no lineal	17
Figura 11.	Definición de material de acero – Rango Lineal.....	18
Figura 12.	Diagrama esfuerzo vs deformación (Modelo simple) – Rango no lineal.....	18
Figura 13.	Resistencias características de la albañilería	19
Figura 14.	Definición de material de albañilería – Rango lineal.....	19
Figura 15.	Curva trilineal de la curva de capacidad – ensayos cíclicos en muros de albañilería	20
Figura 16.	Curva de capacidad Fuerza SF vs Deriva SF	22
Figura 17.	Propiedades rótula de corte – piso 1	22
Figura 18.	Propiedades rótula de corte – piso 2	23
Figura 19.	Modelo lineal – Pabellón de dos niveles	25
Figura 20.	Eje A – vista transversal.....	25
Figura 21.	Eje 2 – vista frontal de la fachada	26
Figura 22.	Modelo no lineal equivalente – Muro de albañilería confinada	27
Figura 23.	Elevación del muro de albañilería confinada equivalente – modelado con elemento tipo “frame” ..	28
Figura 24.	Función C vs T	29
Figura 25.	Derivas admisibles de entrepiso	31
Figura 26.	Categoría y regularidad de las edificaciones.....	33
Figura 27.	Construcción de la curva de capacidad	36
Figura 28.	Carga de gravedad – tipo no lineal estático.....	36
Figura 29.	Casos de carga lateral – Dirección X e Y	37
Figura 30.	Asignación de cargas laterales – Dirección X e Y	37
Figura 31.	Control de desplazamientos – Dirección X e Y	38
Figura 32.	Parámetros para código moderado – tipo CIL.....	40
Figura 33.	Parámetros para código bajo – tipo URML.....	41
Figura 34.	Curva de fragilidad en XX	41
Figura 35.	Curva de fragilidad en YY	42
Figura 36.	Índice de daño esperado – Dirección XX	43

Figura 37.	Índice de daño esperado – Dirección YY	43
Figura 38.	Curva de capacidad – dirección XX.....	44
Figura 39.	Curva de capacidad – dirección YY.....	45
Figura 40.	Espectros para cada nivel de intensidad.....	46
Figura 41.	Punto de desempeño – Sismo raro XX	47
Figura 42.	Punto de desempeño – Sismo muy raro XX.....	47
Figura 43.	Punto de desempeño – Sismo máximo XX.....	48
Figura 44.	Punto de desempeño – Sismo raro YY.....	48
Figura 45.	Punto de desempeño – Sismo muy raro YY	49
Figura 46.	Punto de desempeño – Sismo máximo YY.....	49
Figura 47.	Curvas de fragilidad para $S_d = 0.950$ inch.....	52
Figura 48.	Curvas de fragilidad para $S_d = 1.275$ inch.....	53
Figura 49.	Curvas de fragilidad para $S_d = 1.533$ inch.....	53
Figura 50.	Curvas de fragilidad para $S_d = 0.806$ inch.....	54
Figura 51.	Curvas de fragilidad para $S_d = 1.129$ inch.....	55
Figura 52.	Curvas de fragilidad para $S_d = 1.378$ inch.....	55
Figura 53.	Índice de daño esperado – XX.....	56
Figura 54.	Índice de daño esperado – YY.....	56



CAPÍTULO 1: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Planteamiento del Problema

En el presente, la población ha tomado consciencia del riesgo sísmico que existe debido a la limitada planificación de las ciudades. El historial de terremotos ocurridos hace evidente los problemas que sufren aquellos edificios que carecen de un buen análisis estructural y sísmico. Por ello, ante la gran variabilidad de estos eventos y ante un ineficiente plan de respuesta inmediata durante los sismos, es necesario analizar la vulnerabilidad de las edificaciones que se encuentran expuestas ante estos fenómenos, para prevenir el colapso de los edificios, lo cual conllevaría a pérdidas humanas y pérdidas económicas importantes.

1.2 Pregunta de investigación

1.2.1 Pregunta general

¿Cuál es el nivel de desempeño de un pabellón de dos niveles perteneciente a la Institución Educativa María Auxiliadora?

1.2.2 Preguntas específicas

¿El comportamiento estructural de la edificación en estudio es adecuado para el tipo de edificación al que corresponde?

¿Cuál es el nivel de vulnerabilidad de la edificación ante un evento sísmico?

¿Existe riesgo de colapso después de analizar el desempeño sísmico del pabellón en estudio perteneciente a la Institución Educativa María Auxiliadora?

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo general

Verificar la vulnerabilidad sísmica de un pabellón de dos niveles perteneciente a la Institución Educativa María Auxiliadora.

1.3.2 Objetivos específicos

- Verificar el adecuado comportamiento estructural de la edificación con ayuda de un modelo 3D
- Analizar el nivel de vulnerabilidad de la estructura utilizando el método *Pushover* y el enfoque analítico HAZUS.
- Establecer un diagnóstico de la vulnerabilidad y desempeño sísmico del pabellón de la Institución Educativa María Auxiliadora.

1.4 Hipótesis

El pabellón de la Institución Educativa María Auxiliadora debido a su adecuado diseño y proceso constructivo presenta una baja vulnerabilidad sísmica. Por ello, se espera un adecuado comportamiento estructural ante las diversas sollicitaciones que se le aplicarán.

1.5 Justificación

El territorio peruano está situado en una de las franjas con mayor sismicidad del planeta, conocida como el *Cinturón de Fuego del Pacífico*. Esta condición implica una exposición constante a peligros naturales capaces de ocasionar severas consecuencias humanas y económicas. En consecuencia, se justifica la importancia de realizar evaluaciones que determinen el nivel de desempeño sísmico de las estructuras.

La presente investigación plantea el análisis de la vulnerabilidad sísmica de un pabellón de dos pisos perteneciente a una institución educativa ubicada en el departamento de Ayacucho. Dado que esta edificación presta servicios a la comunidad y concentra diariamente una cantidad significativa de personas, resulta fundamental evaluar su desempeño frente a cargas sísmicas, a fin de establecer medidas adecuadas de prevención y seguridad durante eventuales movimientos telúricos.

CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes

2.1.1 Internacionales

Tras el sismo ocurrido en la ciudad de Sarpol-e Zahab en 2017, Izanloo y Yahyaabadi (2018) emprendieron una investigación orientada a conocer los daños sufridos por diferentes edificaciones. A partir de este escenario, plantearon estimar la vulnerabilidad sísmica de las estructuras existentes, recurriendo al desarrollo de curvas de fragilidad. Para ello aplicaron la metodología HAZUS junto con el enfoque del coeficiente de desplazamiento, evaluando un conjunto de siete tipologías de edificios construidos en hormigón, mampostería y acero. Con esta combinación de análisis teórico y observación de campo, lograron establecer probabilidades de pérdida asociadas a cada tipo de edificación de la ciudad.

En Colombia, Zora Mejía & Acevedo Jaramillo (2019) estudiaron la vulnerabilidad sísmica de instituciones educativas del Área Metropolitana de Medellín. Utilizaron la metodología del Índice Prioritario, esta metodología se basó en un proceso de varias etapas. Donde se caracterizó las diversas edificaciones, identificando su modelo estructural y sus componentes que en el caso de las escuelas fue de pórticos de hormigón reforzado. Además, se determinó que estructuras podrían ser vulnerables ante un fenómeno sísmico grande llegando a niveles de daño como colapso o daño severo. Los autores estimaron que 49 de las 82 estructuras poseen una baja vulnerabilidad sísmica, teniendo como resultados a través del índice de vulnerabilidad que el 61% de edificios son considerados prioritarios con gran riesgo de sufrir daño.

En su investigación, Medina y Musica (2018) analizaron el desempeño sísmico de un edificio habitacional diseñado según la normativa chilena y compuesto en gran parte por muros de hormigón armado. Para ello, aplicaron un procedimiento de análisis progresivo que incluye el método del espectro de capacidad, que vincula la curva de capacidad con la demanda sísmica, obtenida de un análisis estático no lineal. Más adelante, los autores calcularon los espectros de desplazamiento elástico considerando dos enfoques distintos: el definido en el DS61 y el propuesto en las guías ATC y FEMA. Con esta información se evaluaron diferentes indicadores de desempeño, entre ellos los desplazamientos, los esfuerzos cortantes en los muros y los cortantes

de entrepiso. Con los valores obtenidos, los investigadores compararon el desempeño del edificio con los parámetros sugeridos por la metodología *Visión 2000*.

Vasco, Campos, Candeias, Costa y Catarino (2022), investigaron edificaciones de mampostería construidas sin criterios sismorresistentes modernos. Para ello realizaron un análisis detallado de los edificios seleccionados, para conocer las características de cada estructura. El propósito fue desarrollar curvas de fragilidad mediante un enfoque analítico. Para ello se utilizó como insumo fundamental al Pushover, aplicándose al conjunto de estructuras previamente agrupadas.

Ali & Sanghai (2021), evaluaron edificaciones de hormigón armado en Nagpur, India. Para ello aplicaron la metodología *Pushover*, con la cual evaluaron la capacidad global de distintos tipos de estructuras. Los valores obtenidos se contrastaron directamente con los espectros de demanda, lo que permitió estimar el nivel de respuesta frente a diferentes escenarios sísmicos. Finalmente, el índice de vulnerabilidad fue calculado a partir de las propiedades asociadas a la formación de rótulas plásticas.

2.1.2 Nacionales

En el ámbito nacional, Valenzuela (2019) estudió el centro de salud de Conchopata, en Ayacucho, aplicando un enfoque analítico propuesto por la metodología HAZUS. El modelo estructural fue ejecutado en el software ETABS, mientras que los cálculos estadísticos y probabilísticos fueron procesados en Matlab, lo que permitió representar los posibles niveles de daño frente a distintos escenarios sísmicos mediante curvas de fragilidad. La evaluación se basó en la aplicación de 30 registros sísmicos con diferentes intensidades, considerando tanto la metodología de Ghobarah como la de HAZUS. Con ello, el autor pudo determinar de manera más clara los tipos y grados de daño esperados en la edificación.

De forma similar, Sáenz (2019) evaluó el comportamiento sísmico del edificio administrativo de la Universidad Nacional del Centro del Perú. Su investigación incluyó análisis lineales estáticos y dinámicos para definir propiedades estructurales, complementados con un análisis Pushover. Posteriormente, aplicó la metodología HAZUS y la matriz de probabilidad de daño para obtener curvas de fragilidad que describieran con mayor precisión el comportamiento esperado de la edificación.

Por otro lado, Ferrer Espínola & Mantilla Urcia (2020) investigaron el comportamiento sísmico de diferentes estructuras de concreto armado en áreas urbanas. Su investigación recopiló información comprendida entre 2009 y 2019 y siguió un proceso sistemático de análisis. Dentro del trabajo se destaca la aplicación del método *Pushover* utilizando SAP2000 para simular el comportamiento inelástico de pórticos. Los resultados permitieron concluir que las metodologías analíticas son herramientas apropiadas para la obtención de diagramas espectrales de respuesta.

2.2 Bases Teóricas

2.2.1 Vulnerabilidad

A lo largo de la historia se han producido terremotos de gran magnitud que han ocasionado serios daños en distintas obras civiles. La magnitud del impacto sobre una edificación depende de factores estructurales como su resistencia, rigidez, ductilidad y grado de regularidad. La estimación del posible deterioro que puede experimentar una estructura frente a sollicitaciones sísmicas, considerando estas características, se conoce como vulnerabilidad sísmica.

El riesgo sísmico, por su parte, se define como la interacción entre dos componentes: el peligro sísmico y la vulnerabilidad estructural. El primero corresponde a la amenaza natural, sobre la cual no existe intervención humana, mientras que el segundo constituye el aspecto fundamental para la evaluación del riesgo, ya que puede ser controlado y reducido a través de códigos y normativas de diseño sismorresistente que regulan tanto el proceso constructivo como el diseño de las edificaciones. La vulnerabilidad estructural puede reducirse mediante normas de diseño sismorresistente, mejoras constructivas y selección adecuada de materiales. Para su evaluación se utilizan herramientas gráficas como las curvas de fragilidad, que relacionan la probabilidad de daño con desplazamientos y derivas de entrepiso.

2.2.2 Desempeño no lineal de los edificios

Bajo la acción sísmica, una estructura puede entrar en el rango no lineal o inelástico, lo cual se manifiesta mediante la reducción de rigidez y la degradación de los elementos de resistencia lateral. Dicho deterioro constituye un mecanismo de disipación de energía inducido por el daño. Con los avances computacionales, se dispone de programas que permiten modelar estructuras y simular su comportamiento inelástico frente a cargas sísmicas.

De acuerdo con Orozco (2019) los métodos no lineales reproducen la disipación de energía mediante la aparición de zonas de marcado deterioro o articulaciones plásticas en los elementos estructurales, lo que nos lleva un paso adelante para prevenir distintos escenarios de demanda sísmica.

2.2.3 Análisis estático no lineal

El análisis estructural tiene como finalidad evaluar la respuesta de una estructura frente a diferentes sollicitaciones, considerando variables como desplazamientos, velocidades, aceleraciones, deformaciones y esfuerzos. La clasificación del análisis depende de la naturaleza de la carga aplicada. Así, cuando las sollicitaciones se mantienen constantes en el tiempo y no producen aceleraciones relevantes en el sistema, se catalogan como cargas estáticas, permitiendo ignorar los efectos de inercia. En cambio, si las sollicitaciones presentan variación temporal y provocan aceleraciones significativas, deben considerarse como cargas dinámicas, lo cual implica el análisis de la respuesta sísmica y vibratoria de la estructura.

Los análisis estáticos lineales, simplifican el comportamiento estructural y suelen requerir factores de seguridad elevados para compensar sus limitaciones, los análisis estáticos no lineales permiten una representación más cercana a la realidad. En este procedimiento se aplican progresivamente cargas laterales distribuidas en la edificación, lo que posibilita observar la aparición de rótulas plásticas, la pérdida de rigidez global y la identificación de zonas críticas de daño.

2.2.3.1 Análisis Pushover

El Análisis Pushover es un procedimiento no lineal estático mediante el cual es posible determinar la capacidad ante fuerzas laterales. El procedimiento consiste en aplicar un patrón incremental de cargas hasta que la edificación alcanza deformaciones significativas y se aproxima a su condición de colapso.

De acuerdo con Bhandari (2020), los avances en las herramientas para el análisis del desempeño inelástico de los edificios, el Pushover Analysis (POA) se ha adoptado como un procedimiento confiable para tener un conocimiento sobre el comportamiento no lineal de los edificios. Este procedimiento de análisis posee algunas ventajas; consume menos tiempo y es fácil de implementar, en vista de que no requiere definir datos específicos de historial de terremotos.

El POA ha ganado mucho reconocimiento en los últimos años por su efectividad; uno de sus parámetros más importantes es la sección del patrón de carga lateral (LLP), que representa un patrón de fuerzas de inercia que actuaran durante el evento sísmico; por ende, la elección de este patrón toma una importancia crucial en el proceso del análisis pushover (POA).

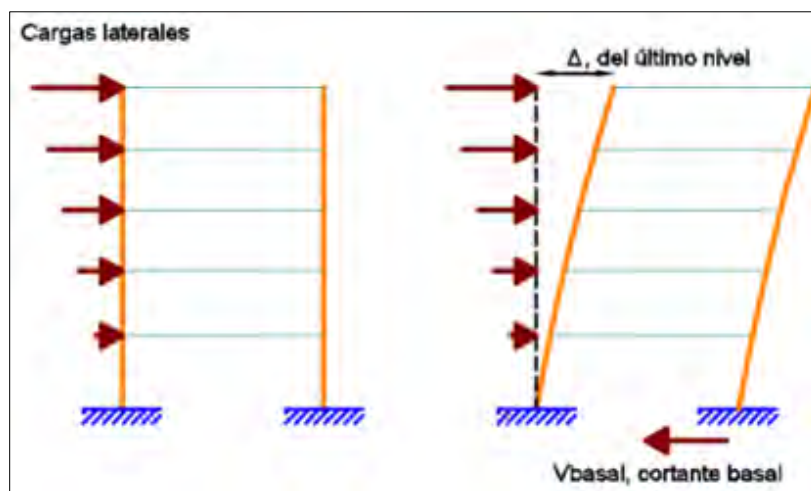


Figura 1. Secuencia de análisis Pushover

Tomado de Aguiar et al. (2020)

2.2.3.2 Curva de capacidad

La curva de capacidad es el gráfico que relaciona la fuerza “V” y desplazamiento “X” que se construye gracias a un análisis Pushover, mediante la aplicación de un patrón de fuerzas laterales en una dirección hasta el colapso. Esta herramienta permite comprender cómo evoluciona la capacidad resistente y cómo se distribuye la demanda sísmica a lo largo de los elementos.



Figura 2. Curva de capacidad V vs X

Tomado de Aguiar et al. (2020)

2.2.4 Curva de fragilidad

La fragilidad sísmica representa la probabilidad de que una estructura alcance un determinado umbral de daño bajo la acción de fuerzas sísmicas. Según Kyriakides & Pantazopoulou (2018), constituye una medida probabilística del deterioro esperado condicionado a la intensidad sísmica. Las curvas de fragilidad se desarrollan considerando las particularidades de cada tipología estructural, lo que implica que se generen curvas específicas en función de sus propiedades y umbrales de daño. Estas curvas también permiten expresar de manera acumulativa la probabilidad de que una estructura supere estados de daño específicos, constituyéndose así en un pilar importante referente al diagnóstico de la vulnerabilidad sísmica y la estimación de pérdidas potenciales.

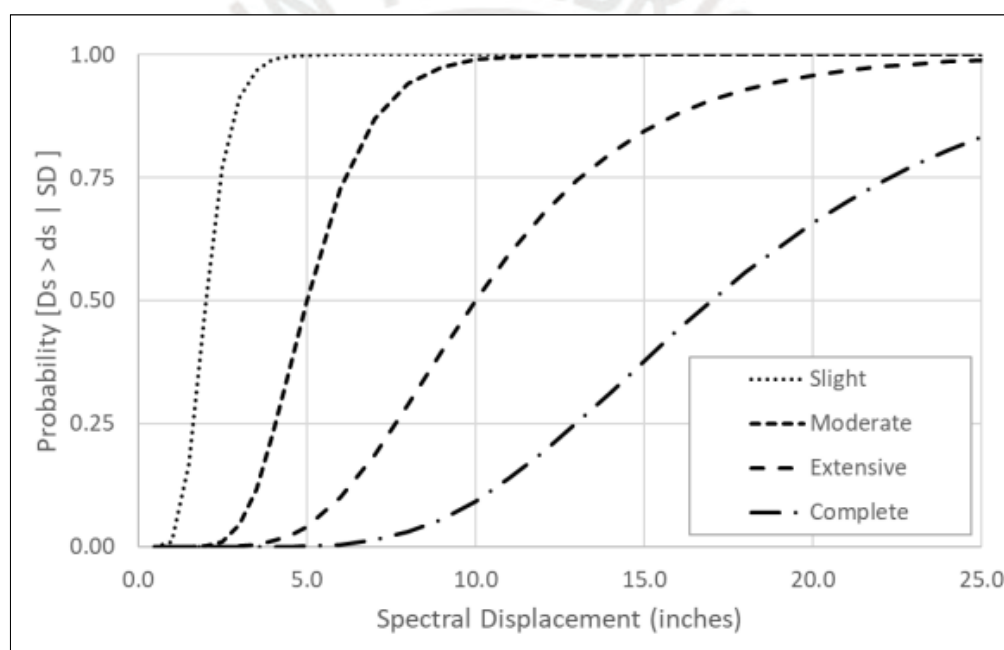


Figura 3. Curva de fragilidad

Tomado de FEMA (2022)

2.2.4.1 Metodología analítica de HAZUS

La metodología analítica HAZUS se emplea para la construcción de curvas de fragilidad, abarcando la evaluación de la vulnerabilidad sísmica tanto de edificaciones individuales como de conjuntos estructurales dentro de una localidad determinada. En su marco conceptual, constituye una herramienta robusta para el análisis de peligros y riesgos sísmicos, al integrar factores estructurales, geográficos y experimentales.

El método HAZUS, desarrollado por FEMA y el NIBS, se fundamenta en diversos parámetros como la información geográfica, los registros experimentales y el tipo estructural de la edificación. Para la construcción de las curvas de fragilidad adaptadas al método, se consideran diferentes niveles de diseño sísmico, que se clasifican de menor a mayor intensidad en: código pre-norma, código bajo, código moderado y código alto.





La metodología contempla un total de 36 tipologías edificatorias y 28 categorías de ocupación, permitiendo así una amplia caracterización de las estructuras. Además, la evaluación de la vulnerabilidad incluye la estimación de límites de desplazamiento mediante la deriva máxima de entrepiso, mediante los umbrales de daño esperados tras la aplicación del procedimiento.

Finalmente, la metodología HAZUS genera las curvas de fragilidad a partir de distribuciones probabilísticas lognormales, lo que facilita su aplicación práctica. Su empleo resulta relativamente accesible, ya que requiere de un conocimiento intermedio de las propiedades y características de los modelos estructurales evaluados.

2.2.4.2 Estados de daño según la metodología HAZUS.





La descripción del daño causado en las estructuras debido a la acción de fuerzas sísmicas se contempla en cuatro niveles dentro de su curva de fragilidad. Cada nivel describe el comportamiento secuencial de deterioro que sufre la edificación.

Tabla 1. Estados de daño según HAZUS – Pórticos de concreto armado resistentes a momentos (C1)

ESTADOS DE DAÑO		DESCRIPCIÓN
	Leve	Es posible identificar grietas originadas por esfuerzos de flexión o corte en ciertos elementos estructurales, particularmente en vigas y columnas, ya sea en las zonas cercanas a las articulaciones o directamente en ellas.
	Moderado	Las vigas y columnas presentan, en su mayoría, agrietamientos. En edificaciones dúctiles, el inicio de la fluencia en determinados elementos se reconoce por la formación de fisuras de flexión de mayor extensión y por la ruptura del recubrimiento del concreto. En aquellas que carecen de ductilidad, los daños característicos corresponden a grietas de corte y a pérdidas significativas del recubrimiento.
	Extensivo	Determinados componentes del pórtico llegan a su capacidad máxima. En estructuras dúctiles, dicha condición se reconoce por la presencia de amplias grietas de flexión, el deterioro del recubrimiento y el pandeo del refuerzo longitudinal. Por su parte, en pórticos no dúctiles se pueden presentar fallas de corte, deficiencias de adherencia en empalmes, rotura de elementos de confinamiento o pandeo del refuerzo en columnas, lo cual puede derivar en un colapso parcial.
	Completo	El colapso total, o la alta probabilidad de que esté ocurra, obedece a la ruptura frágil de elementos carentes de ductilidad o a la pérdida de la estabilidad estructural. En edificaciones de la tipología C1 con daños severos, se espera un derrumbe de alrededor del 13 % del área en construcciones de baja altura, del 10 % en las de mediana altura y del 5 % en las de gran altura.

Adaptado de FEMA (2022)

Tabla 2. Estados de daño según HAZUS – Muros de albañilería (URM)

ESTADOS DE DAÑO		DESCRIPCIÓN
	Leve	Los muros de mampostería muestran grietas diagonales y escalonadas de pequeña apertura. En aquellos con elevada proporción de vanos, se generan fisuras de mayor magnitud en los alrededores de puertas y ventanas. Asimismo, se reportan desplazamientos en los dinteles y agrietamiento en la base de los parapetos.
	Moderado	La mayor parte de las superficies de los muros muestra fisuras diagonales, en algunos casos de mayor magnitud. En las paredes de mampostería puede observarse separación respecto a los diafragmas, así como grietas relevantes en los parapetos. Además, ciertas piezas de mampostería pueden desprenderse tanto de los muros como de los parapetos.
	Extensivo	Los edificios con muros que incorporan una elevada proporción de vanos tienden a presentar extensos agrietamientos. En estas estructuras se han reportado caídas de parapetos y hastiales, así como desplazamientos de vigas o cerchas respecto de sus puntos de apoyo.
	Completo	El derrumbe estructural, o la inminencia de este, ocurre a causa de fallas de los muros tanto en el plano como fuera de él. En edificaciones de tipo URM severamente dañadas, se prevé que cerca del 15 % de su área total llegue a colapsar.

Adaptado de FEMA (2022)



CAPÍTULO 3: METODOLOGÍA

En el siguiente capítulo se describirá la edificación que se va analizar correspondiente al pabellón de dos niveles de la Institución Educativa María Auxiliadora. Se detallan las características estructurales, la característica de los materiales, el modelo 3D, las cargas actuantes, y los parámetros necesarios para analizar la estructura.

3.1 Investigación bibliográfica

El trabajo se apoyó en una revisión bibliográfica orientada a los conceptos de vulnerabilidad, riesgo sísmico, desempeño estructural y métodos de análisis no lineales. La búsqueda se llevó a cabo en bases de datos como ASCE, EBSCO, Springer y ScienceDirect, complementada con tesis y artículos relacionados con el tema. Los documentos seleccionados se encuentran debidamente citados en la sección de referencias al final del presente estudio.

3.2 Descripción de la edificación evaluada

La edificación corresponde a un pabellón de dos niveles de la Institución Educativa María Auxiliadora de la provincia de Huanta (Ayacucho). Su configuración arquitectónica es simétrica: en el primer piso se distribuyen aulas y oficinas, mientras que el segundo nivel alberga la biblioteca. En cuanto al sistema estructural, en la dirección XX presenta un sistema aporticado con elementos de concreto armado, mientras que en la dirección YY presenta muros de albañilería confinada con pórticos de concreto armado.

La cimentación se resuelve mediante zapatas corridas en la dirección YY y zapatas aisladas unidas por vigas de cimentación en la dirección XX; adicionalmente, los muros portantes y la tabiquería descansan sobre cimientos corridos. Los planos de encofrado completos y con mayor detalle se incluyen en los anexos.

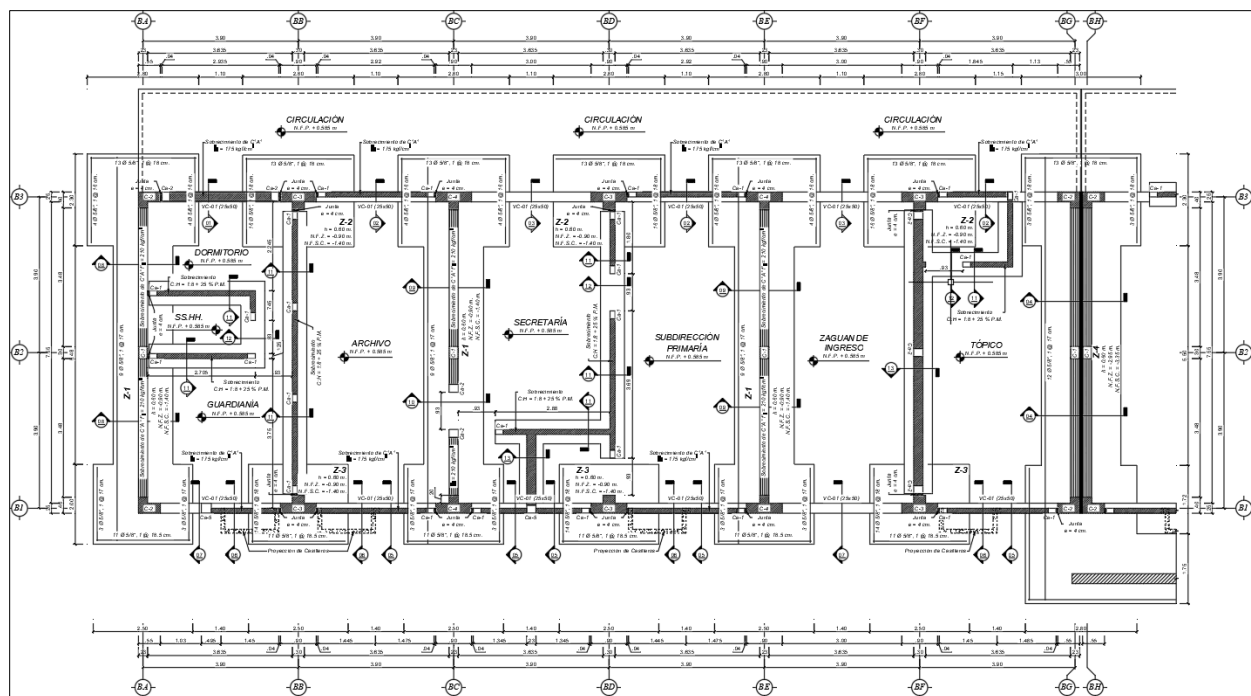


Figura 4. Planta de cimentación

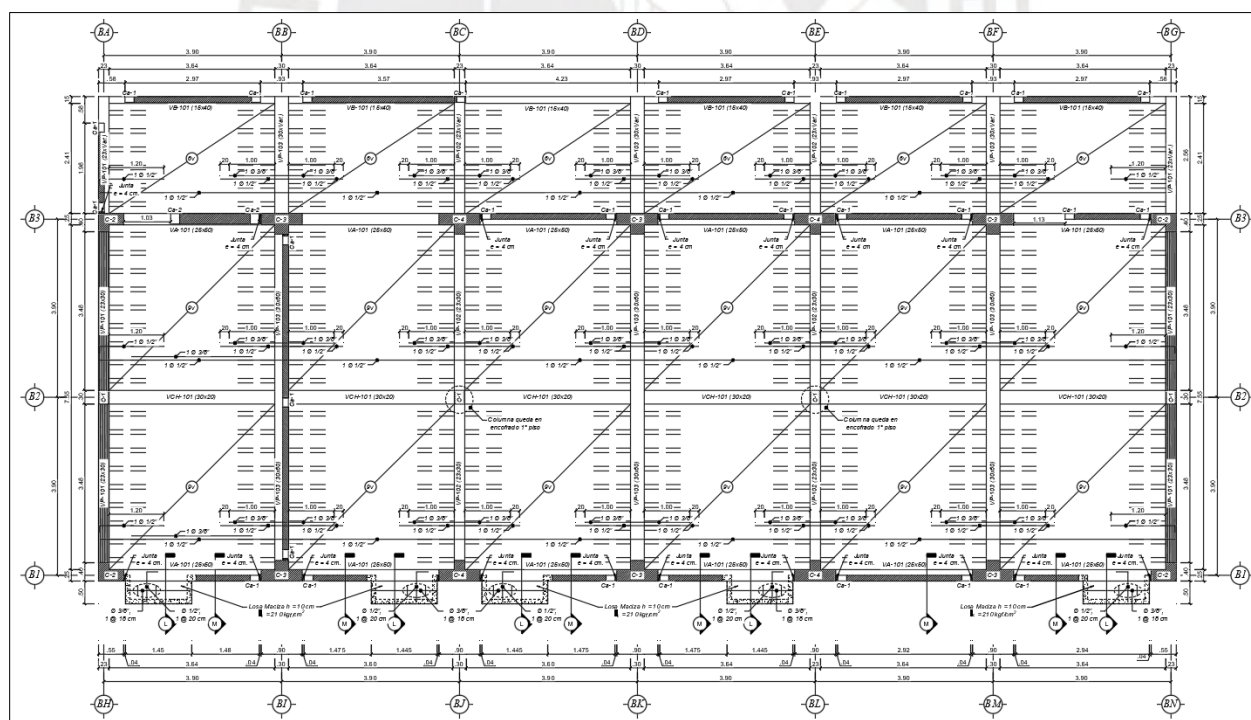


Figura 5. Encofrado del primer nivel

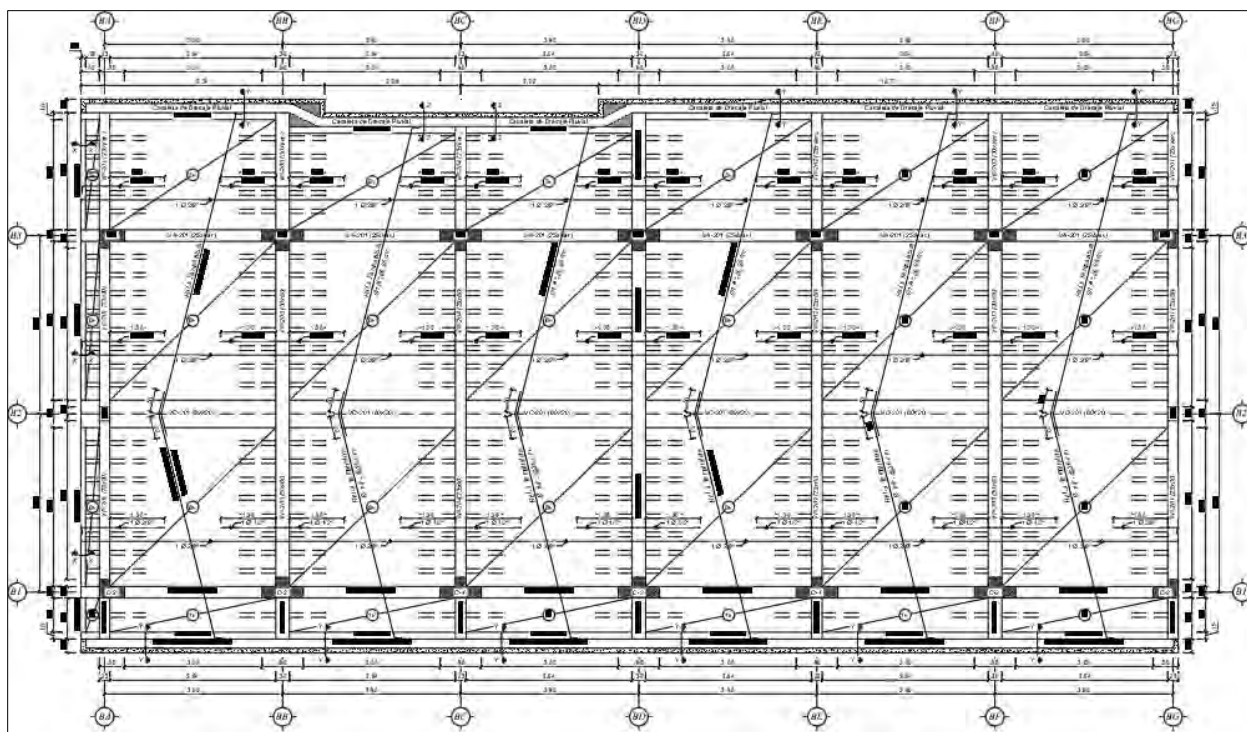


Figura 6. Encofrado del segundo nivel

3.3 Parámetros Sísmicos

Los parámetros de diseño fueron determinados conforme a la Norma Técnica E.030 de Diseño Sismorresistente. Para su definición se consideraron factores de zona, importancia, reducción sísmica y condiciones de suelo. En la siguiente tabla de elaboración propia en base a la Norma E.030, se resumen cada uno de estos parámetros.

Tabla 3. Parámetros sísmicos

Factor de importancia (U)	Edificación Esencial A2	U = 1.5
Factor de zona (Z)	Zona 2	Z = 0.25
Factor de reducción (Rox)	Sistema Aporticado	Rox = 8
Factor de reducción (Roy)	Sistema de muros de albañilería confinada	Roy = 3
Perfil de suelo	Suelo intermedio S2	S = 1.20
Período TP	TP = 0.6	
Período TL	TL = 2	

3.4 Plasticidad de los elementos estructurales

La plasticidad cumple un papel fundamental en el comportamiento de los elementos estructurales no lineales. Su importancia radica en cómo esta se manifiesta tanto en la distribución a lo largo de la sección transversal como en toda la longitud del elemento. Según el NIST (2010), existen cinco modelos idealizados que permiten representar la respuesta inelástica de manera aproximada. Dichos modelos pueden aplicarse en distintos componentes estructurales, como vigas, columnas, arriostres e incluso muros que trabajen principalmente a flexión. Seguidamente se muestran los modelos propuestos para la respuesta inelástica.

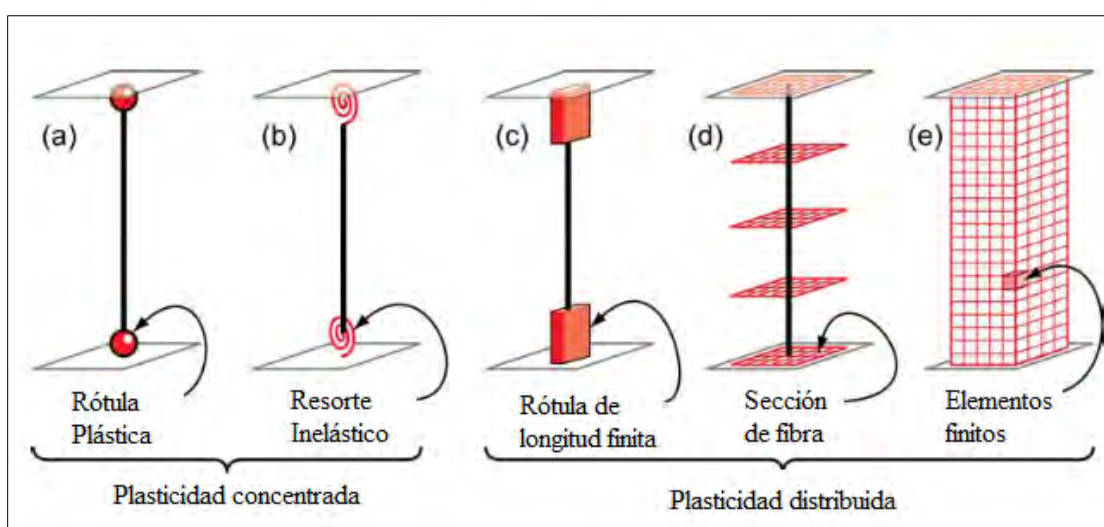


Figura 7. Modelos idealizados para respuesta inelástica

Adaptado de NIST (2010)

3.4.1 Modelo de plasticidad distribuida

En este enfoque predomina la inelasticidad a nivel de la sección del elemento estructural; es decir, todas las secciones sufren variaciones en el campo de respuesta. Según (Calabrese, Pacheco Almeida, & Pinho, 2010) este enfoque se aproxima bastante a la realidad, pero también es necesario contar con un alcance computacional mayor, ya que tomará un buen tiempo de análisis; por ello, existe una forma muy útil de calcular la respuesta mediante una discretización en pequeños elementos tipo fibra que siguen un comportamiento inelástico uniaxial del material que presenten.

En la presente tesis se optará por la utilización de un modelo de plasticidad distribuida con elementos tipo fibra, dado que este enfoque permite representar de manera más realista el comportamiento estructural. Según Cabrero Salvador (2014), esta técnica permite definir progresivamente la transición desde el comportamiento elástico hasta la rotura.

A continuación, se presenta el modelo de plasticidad distribuida tipo fibra:

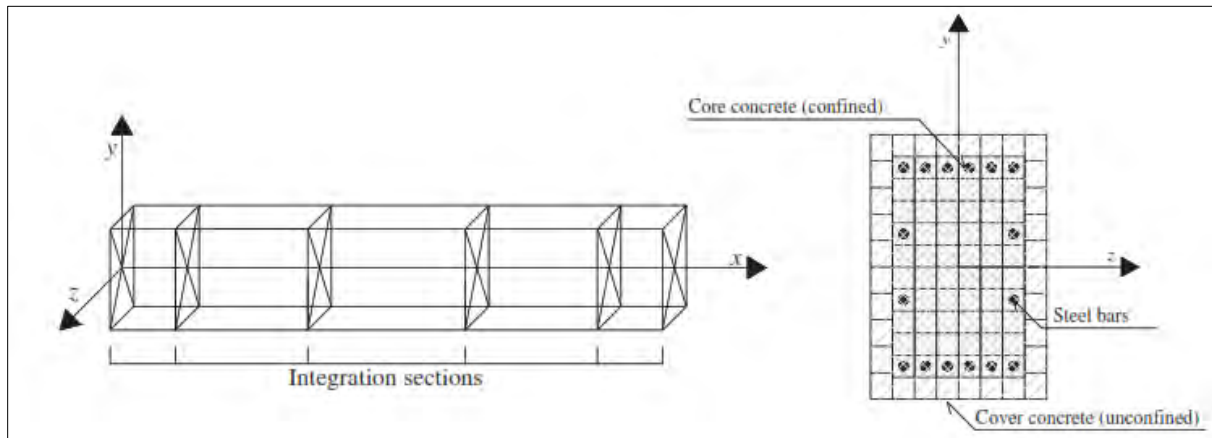


Figura 8. Modelo de sección discretizada en elementos tipo fibra

Tomado de (Calabrese et al. 2010)

3.4.2 Propiedades de los materiales utilizados

3.4.2.1 Concreto

Se utilizó una resistencia de $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, en concordancia con la Norma E.060. la cual se puede evidenciar en los planos presentados en los anexos. Primero, se definen la linealidad del concreto y luego, las propiedades no lineales.

A continuación, se presenta las características y propiedades del material de concreto en el rango lineal y no lineal.


General Data	
Material Name	fc=210kg/cm2
Material Type	Concrete
Directional Symmetry Type	Isotropic
Material Display Color	 Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...
Material Weight and Mass	
<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density	<input type="radio"/> Specify Mass Density
Weight per Unit Volume	2.4 tonf/m ³
Mass per Unit Volume	0.244732 tonf-s ² /m ⁴
Mechanical Property Data	
Modulus of Elasticity, E	2173706.5 tonf/m ²
Poisson's Ratio, U	0.15
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000099 1/C
Shear Modulus, G	945089.78 tonf/m ²

Figura 9. Definición del material de concreto – Rango lineal

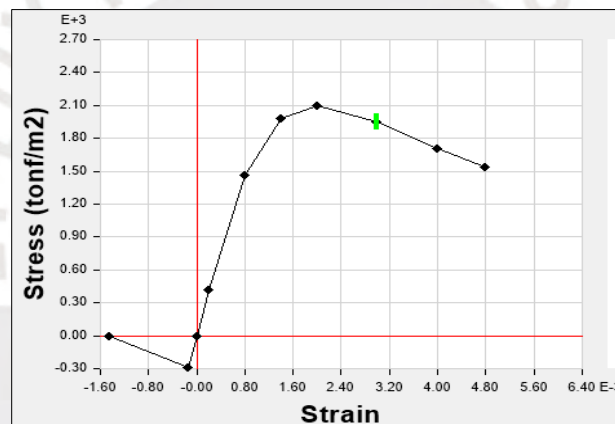


Figura 10. Diagrama esfuerzo vs deformación (Modelo de Mander) – Rango no lineal

3.4.2.2 Acero

El acero de refuerzo con el que cuenta la estructura es el acero corrugado grado 60 con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y resistencia última de 6300 kg/cm^2 . La estructura al ser de concreto armado, el acero de refuerzo asume un papel imprescindible, ya que brinda la ductilidad requerida a la estructura trabajando en conjunto con el concreto. De igual manera se definen las propiedades lineales y no lineales del acero.

A continuación, se presentan las características y propiedades del material de acero en el rango lineal y no lineal.

General Data	
Material Name	A615Gr60
Material Type	Rebar
Directional Symmetry Type	Uniaxial
Material Display Color	 Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...
Material Weight and Mass	
<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density	<input type="radio"/> Specify Mass Density
Weight per Unit Volume	7.8 tonf/m ³
Mass per Unit Volume	0.795379 tonf-s ² /m ⁴
Mechanical Property Data	
Modulus of Elasticity, E	20000000 tonf/m ²
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000117 1/C

Figura 11. Definición de material de acero – Rango Lineal

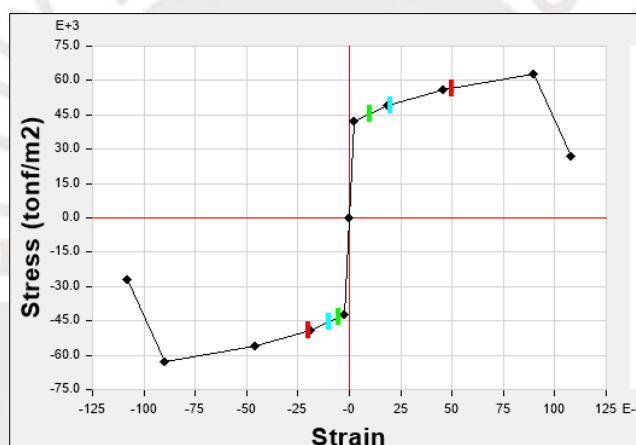


Figura 12. Diagrama esfuerzo vs deformación (Modelo simple) – Rango no lineal

3.4.2.3 Albañilería

La edificación en análisis cuenta con muros de albañilería de cabeza de 23 cm de ancho en los ejes BA y BG que brindarán aporte de rigidez y tomarán de las cargas sísmicas en la dirección YY. Se define el material con ayuda de la Norma E.070 de albañilería, donde se obtiene la resistencia de f_m correspondiente a la albañilería utilizada en la estructura.

RESISTENCIAS CARACTERÍSTICAS DE LA ALBAÑILERÍA MPa (kg/cm ²)				
Materia Prima	Clase	UNIDAD f'_b	PILAS f'_m	MURETES v'_m
Arcilla	Clase I - Artesanal	4,9 (50)	3,4 (35)	0,50 (5,1)
	Clase II - Artesanal	6,9 (70)	3,9 (40)	0,55 (5,6)
	Clase III - Artesanal	9,3 (95)	4,6 (47)	0,64 (6,5)
	Clase IV - Industrial	12,7 (130)	6,4 (65)	0,79 (8,1)
	Clase V - Industrial	17,6 (180)	8,3 (85)	0,90 (9,2)
Concreto	Industrial portante	17,5 (178)	7,0 (71)	0,44 (4,5)
Sílice-cal	Industrial portante	12,6 (129)	10,1 (103)	0,93 (9,5)

Figura 13. Resistencias características de la albañilería

Tomado de la Norma E.070 de albañilería

A continuación, se presentan las características y propiedades del material de albañilería en el rango lineal.

Figura 14. Definición de material de albañilería – Rango lineal

3.4.2.3.1 Rótula de corte para albañilería confinada

Se define la no linealidad de los muros de albañilería mediante una rótula de corte en el centro del muro como se muestran en las figuras 22 y 23, respectivamente. Estas rótulas de corte requieren ajustar sus valores de fuerza y desplazamiento para poder controlar la no linealidad del modelo y que también los resultados que se obtengan se asemejen a la realidad; es por ello, que se pueden tomar como referencia ensayos de laboratorio.

Para la presente tesis se tomará como referencia a Coral Alva (2017) quién en su tesis “Ensayos cíclicos en muros de albañilería confinada construidos con ladrillos King Kong de fabricación industrial” presenta una curva trilineal en base a la curva de capacidad obtenida de sus ensayos, la cual sirve de referencia para ajustar los valores de la rótula de corte y definir la no linealidad del muro de albañilería confinada. También se tomará como referencia la norma E.070 de albañilería para obtener la resistencia máxima a corte del muro (V_m) y algunos parámetros que se consideren necesarios que se mostrarán más adelante.

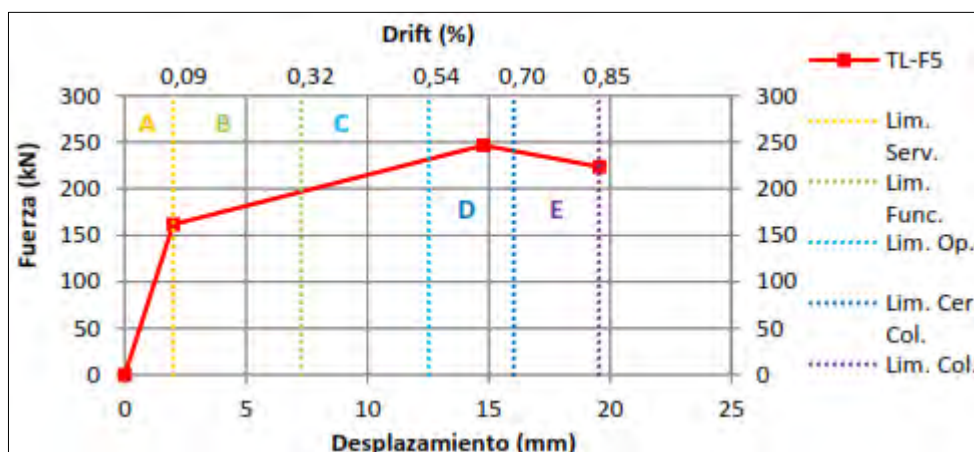


Figura 15. Curva trilineal de la curva de capacidad – ensayos cíclicos en muros de albañilería
Tomado de Coral Alva (2017)

La resistencia máxima a corte del muro se calcula para cada entrepiso siguiendo la Norma E.070 de albañilería mediante las siguientes expresiones:

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{V_e \cdot L}{M_e} \leq 1 \quad \dots (1)$$

$$V_m = 0.5 \cdot v'_m \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0.23 \cdot P_g \quad \dots (2)$$

Donde:

α Factor de reducción de resistencia al corte por efectos de esbeltez

v'_m Resistencia característica al corte de la albañilería

P_g Carga gravitacional de servicio, con sobrecarga reducida

t Espesor efectivo del muro

L	Longitud total del muro
V_e	Fuerza cortante del muro obtenida del análisis elástico
M_e	Momento flector del muro obtenido del análisis elástico

Aplicando las expresiones (1) y (2) se obtienen las resistencias máximas a cortante para cada nivel de entreciso; dichas resistencias se considerarán como fuerza base (SF) para definir las rótulas de corte de los muros de albañilería confinada; las cuales se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 4. Resistencia al corte del muro (V_m) para cada entreciso

Piso	V_m (ton)	f'_m	v'_m	P_g (ton)	t (cm)	L (cm)	H (cm)	α
Piso 2	78.95	65	8.06	28.85	23	780	340	1
Piso 1	87.90	65	8.06	67.76	23	780	470	1

Por otro lado, el control de desplazamientos se hallará con la altura del entreciso para una unidad de deriva (1/1000), teniendo así un desplazamiento base (SF).

Tabla 5. Desplazamientos por unidad de deriva

Piso	SF (cm)	H (cm)
Piso 2	0.34	340
Piso 1	0.47	470

La siguiente tabla presenta los valores hallados de la fuerza base y los desplazamientos base por unidad de deriva. Con dichos valores se va a construir una curva Fuerza vs Deriva, la cual nos servirá para calibrar las rótulas de corte.

Tabla 6. Valores de la fuerza base SF y desplazamientos por unidad de deriva SF

	A	B	C	D
Fuerza SF	0.77	1.15	1.00	0.40
Deriva SF	-	5.50	8.50	13.00

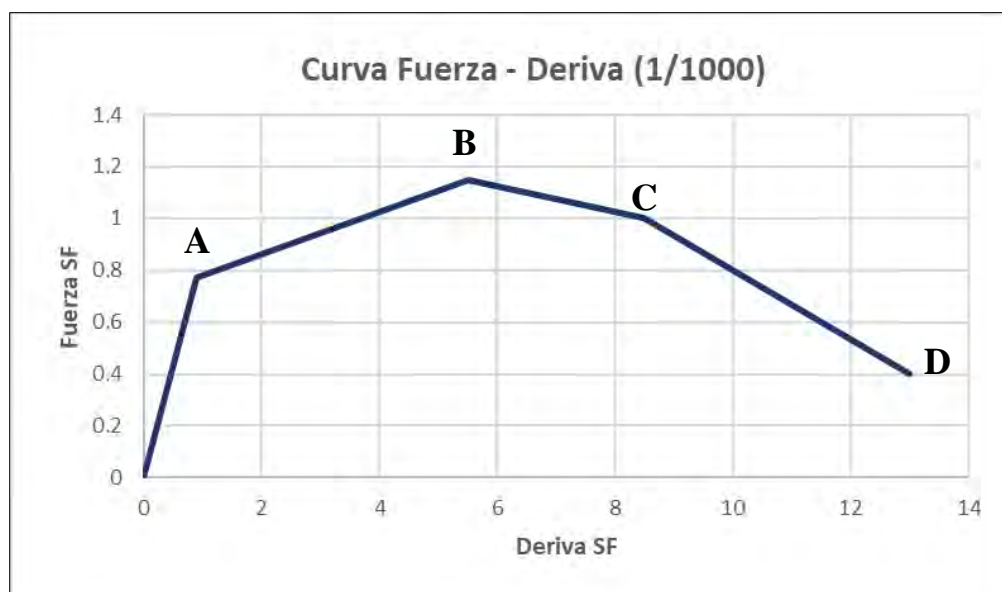


Figura 16. Curva de capacidad Fuerza SF vs Deriva SF

A continuación, se presentan las propiedades de las rótulas de corte del muro para cada piso:

E Hinge Property Data for Rótula de Corte_Piso01 - Shear V3

Displacement Control Parameters

Point	Force/SF	Disp/SF
E-	-0.4	-13
D-	-1	-8.5
C-	-1.15	-5.5
B-	-0.77	0
A	0	0
B	0.77	0
C	1.15	5.5
D	1	8.5
E	0.4	13

Symmetric

Additional Backbone Curve Points

BC - Between Points B and C

CD - Between Points C and D

Scaling for Force and Disp

Use Yield Force Force SF Positive: 43.95 Negative: tonf

Use Yield Disp Disp SF Positive: 0.0047 Negative: m

Acceptance Criteria (Plastic Disp/SF)

	Positive	Negative
■ Immediate Occupancy	0.003	
■ Life Safety	0.012	
■ Collapse Prevention	0.015	

Type

Force - Displacement

Stress - Strain

Hinge Length:

Relative Length

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Hysteresis Type and Parameters

Hysteresis: Pivot

α_1 :

α_2 :

β_1 :

β_2 :

η :

OK Cancel

Figura 17. Propiedades rótula de corte – piso 1

Hinge Property Data for Rótula de Corte_Piso02 - Shear V3

Displacement Control Parameters

Point	Force/SF	Disp/SF
E-	-0.4	-13
D-	-1	-8.5
C-	-1.15	-5.5
B-	-0.77	0
A	0	0
B	0.77	0
C	1.15	5.5
D	1	8.5
E	0.4	13

Symmetric

Additional Backbone Curve Points

BC - Between Points B and C

CD - Between Points C and D

Scaling for Force and Disp

Use Yield Force Force SF 39.48 tonf

Use Yield Disp Disp SF 0.0034 m

Acceptance Criteria (Plastic Disp/SF)

	Positive	Negative
■ Immediate Occupancy	0.003	
■ Life Safety	0.012	
■ Collapse Prevention	0.015	

Type

Force - Displacement

Stress - Strain

Hinge Length

Relative Length

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Hysteresis Type and Parameters

Hysteresis

α_1

α_2

β_1

β_2

η

Figura 18. Propiedades rótula de corte – piso 2

3.5 Modelado computacional de la estructura

Para el modelado computacional de la estructura y sus elementos se hará uso del software ETABS v.22.4.0, se eligió este software debido a que ofrece herramientas destacables en el modelado y visualización de objetos en 3D, posee una gran capacidad analítica en el rango elástico e inelástico. Los comandos de diseño que brinda son bastante intuitivos y permite una rápida generación de plantas y alzados estructurales. También existe una buena compatibilidad con los modelos CAD, ya sea como plantillas para realizar un modelado estructural o para convertirlos en modelos Etabs mediante extrusiones. El software Etabs es una alternativa bastante conveniente para el modelamiento, el diseño y el análisis, ya que el software Etabs dentro de la familia CSI tiene un mayor alcance para las edificaciones.

Para el modelado de la estructura, se necesitan tener en claro algunos datos y consideraciones para el modelo, los cuales se presentan en la siguiente tabla resumen:

Tabla 7. Tabla resumen de consideraciones para el modelo

ÍTEM	DESCRIPCIÓN
PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	SE DEFINIERON EN EL NUMERAL 3.4.2
ALTURAS DE ENTREPISO	PISO 2 = 3.40 m PISO 1 = 4.70 m (CONSIDERANDO DF)
LOSAS ALIGERADAS	ESPESOR DE 20 CM
SOBRECARGAS	AULAS = 250 kg/m ² AZOTEA = 100 kg/m ² CORREDORES Y ESCALERAS = 400 kg/m ² BIBLIOTECAS = 300 kg/m ²
TABIQUERÍA	PESO VOLUMÉTRICO = 1800 kg/m ³

También se elaboró la tabla que contiene el tipo de sección a utilizar para cada elemento.

Tabla 8. Tipos de elementos

ELEMENTO	TIPO
COLUMNA	FRAME
VIGA	FRAME
LOSA	MEMBRANA
MURO DE ALBAÑILERÍA	SHELL

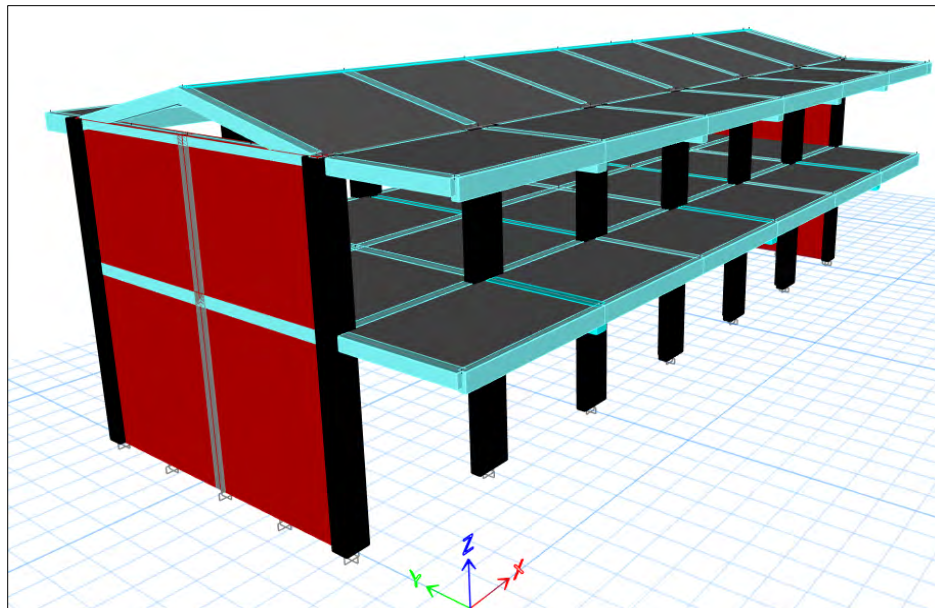


Figura 19. Modelo lineal – Pabellón de dos niveles

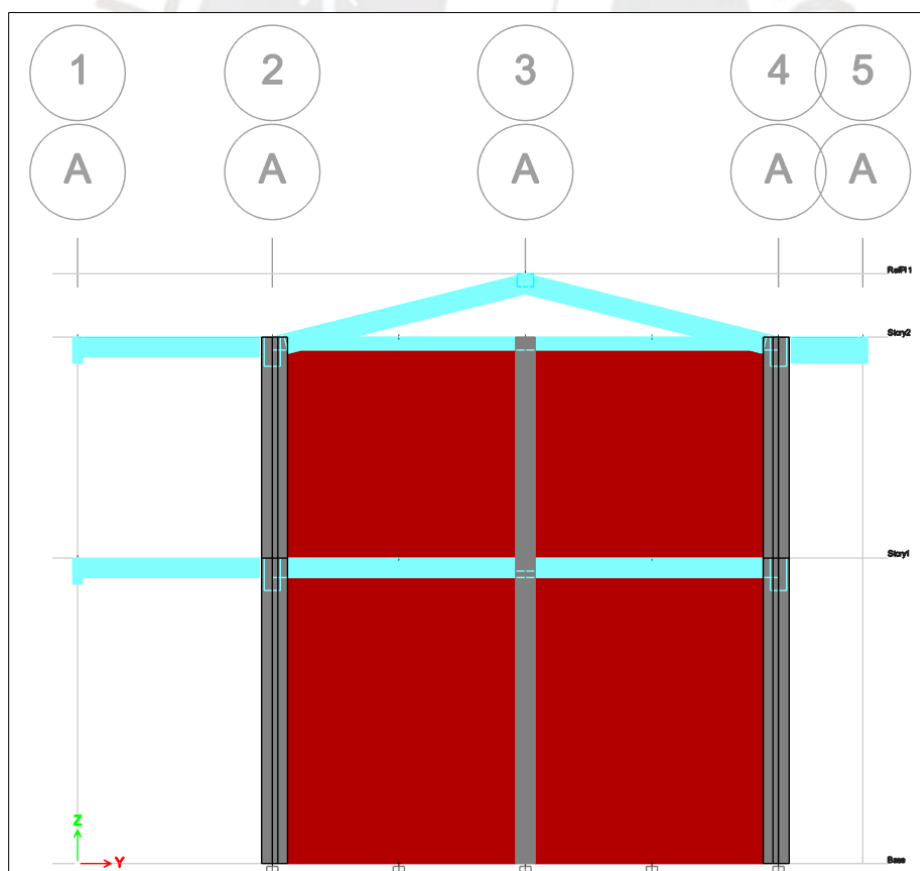


Figura 20. Eje A – vista transversal

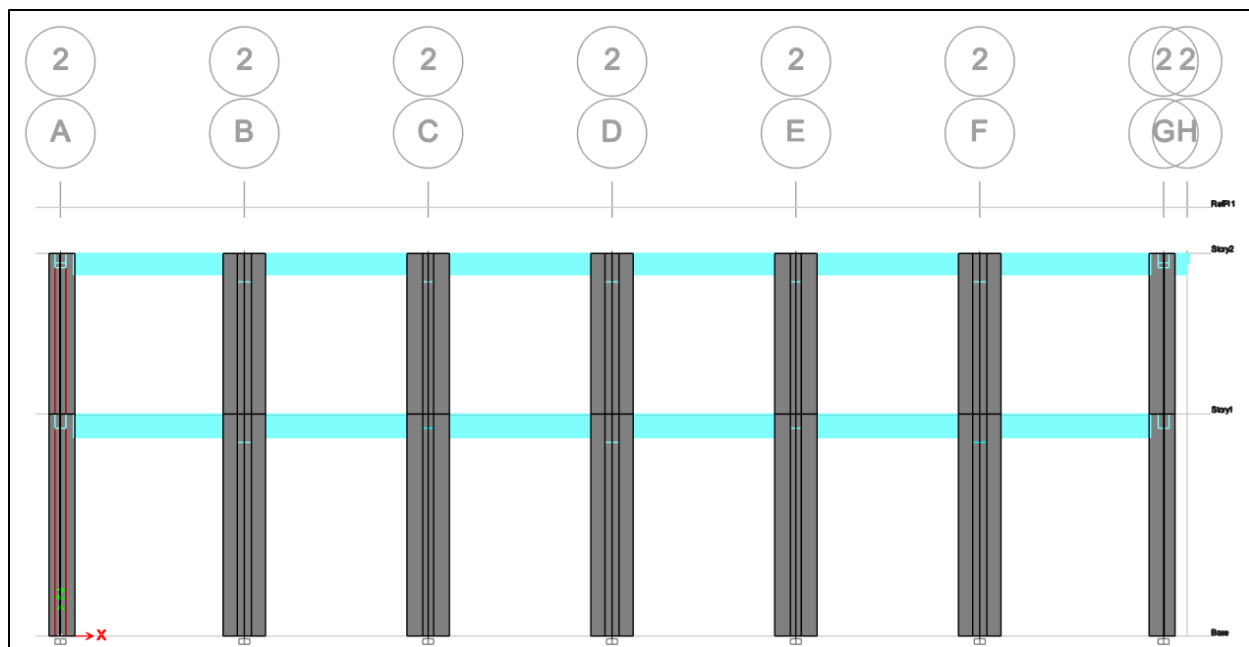


Figura 21. Eje 2 – vista frontal de la fachada

El modelo inelástico de la estructura cuenta con una variante en el modelamiento de los muros de albañilería, ya que se optará por usar un elemento tipo “frame” (Columna ancha) en lugar de un elemento tipo “shell” para poder definir la no linealidad del muro de albañilería confinada.

3.5.1 Modelo de columna Ancha

El modelo analítico consiste en asignar propiedades específicas al elemento estructural a fin de que su respuesta bajo la aplicación de cargas sea lo más semejante posible a la realidad. Zúñiga & Terán (2008) proponen representar los muros de albañilería mediante columnas equivalentes que reproduzcan sus características tanto a flexión como a corte. Asimismo, las vigas que forman parte del muro se consideran con rigidez infinita en ambos efectos, garantizando así una representación adecuada de su comportamiento.

3.5.1.1 Modelo no lineal equivalente

En el año de 1969, Schwaighofer y Microys proponen el método del marco equivalente, el cual es conocido en México como “método de la columna ancha equivalente” (Tena-Colunga & Rivera Hernández, 2011). Este método cuenta con cuatro hipótesis de modelado; las cuales se presentan en la tabla 9.

Tabla 9. Hipótesis de modelado – método de marco equivalente

Primera Hipótesis	Los ejes centroidales de las secciones transversales de los muros y de las vigas forman un marco equivalente.
Segunda Hipótesis	Las características de la sección transversal de las columnas del marco equivalente son idénticas a las secciones de los muros.
Tercera Hipótesis	Las porciones centrales de las vigas tienen las mismas propiedades de las vigas de la estructura del muro de cortante.
Cuarta Hipótesis	Las secciones extremas de las vigas no presentan rotación; es decir, tienen rigidez infinita a flexión.

Adaptado de Tena-Colunga & Rivera Hernández (2011)

Para la presente tesis se realizará un modelo no lineal equivalente del muro de albañilería confinada que consiste en emplear un elemento tipo “frame” para representar al muro de albañilería con sus propiedades correspondientes y se asignará una rótula de corte al centro del muro mediante un elemento tipo “hinge” como proponen Gonzales, Aguilar y Huaco (2020). Cabe mencionar que, la viga solera del muro se idealiza como un elemento de rigidez infinita a flexión como se mencionó en la cuarta hipótesis de la tabla 9 según Tena-Colunga & Rivera Hernández (2011).

A continuación, se presentan el modelo no lineal equivalente, también la elevación de los ejes BA y BG con el uso de los elementos tipo “frame” en el modelo no lineal del pabellón en estudio.

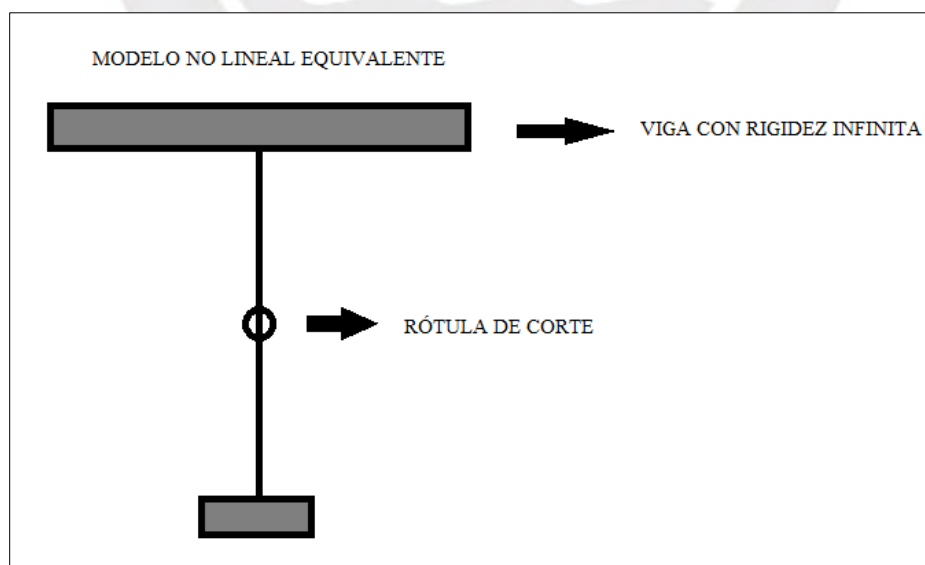


Figura 22. Modelo no lineal equivalente – Muro de albañilería confinada

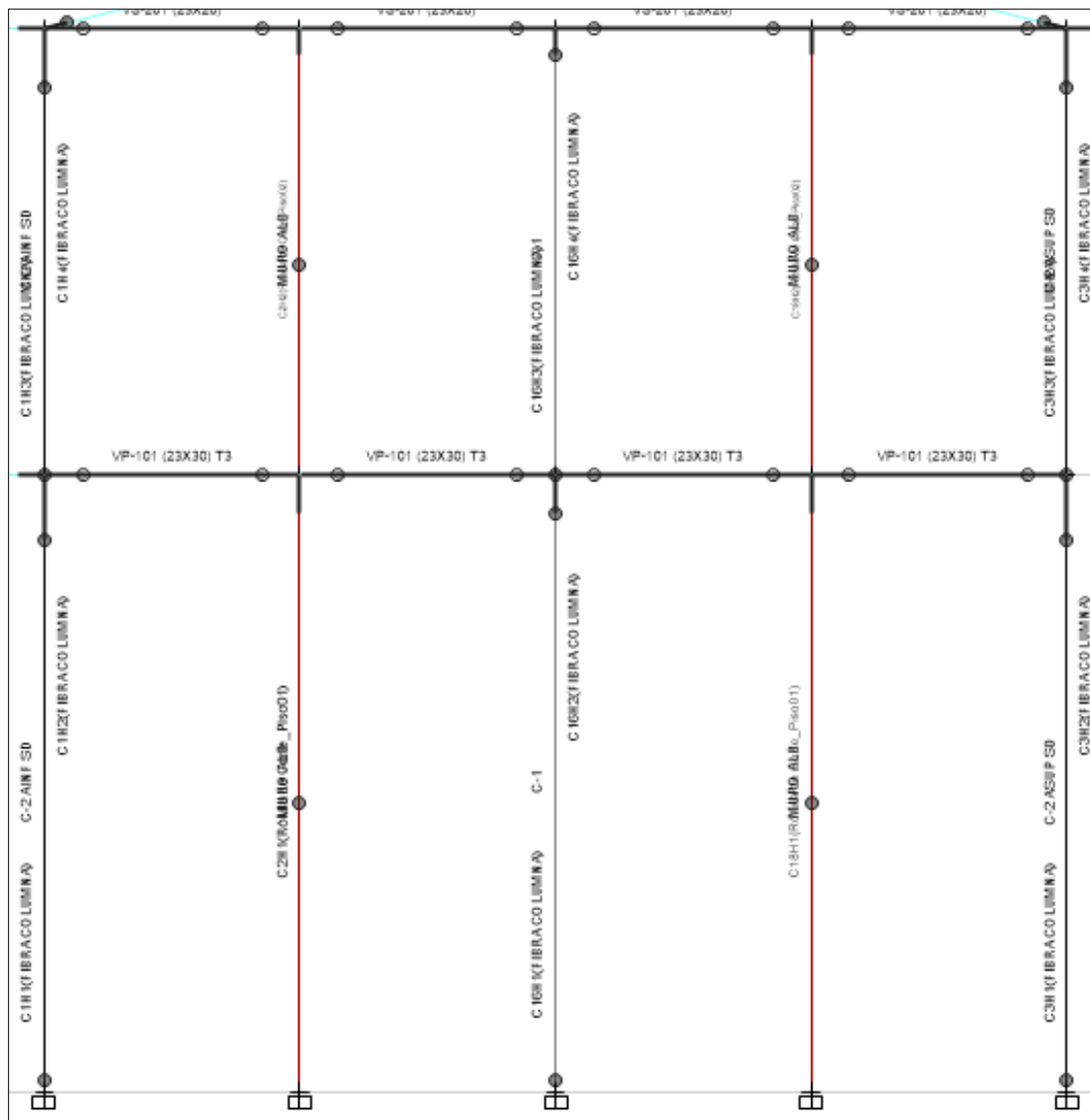


Figura 23. Elevación del muro de albañilería confinada equivalente – modelado con elemento tipo “frame”

3.6 Análisis dinámico modal espectral

Este análisis es importante para verificar el comportamiento de una estructura que se ve expuesta a cargas dinámicas como son las sollicitaciones sísmicas. Mediante un análisis sísmico es posible estimar las fuerzas, aceleraciones y desplazamientos que la estructura experimenta debido a cargas sísmicas.

De acuerdo con la norma E.030 se construye la función Factor de amplificación sísmica (C) vs Período (T), la cual se presenta a continuación.

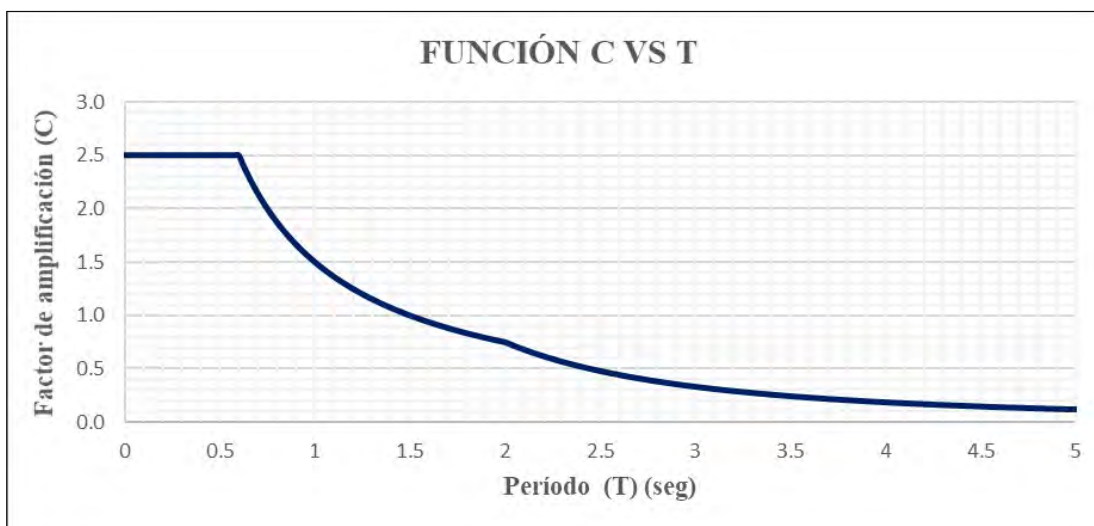


Figura 24. Función C vs T

3.6.1 Peso sísmico

De acuerdo con la norma E.030, se estima un valor del peso que habrá en la edificación en el momento del sismo según la categoría de la edificación; debido que se trata de una institución educativa, su categoría correspondiente es esencial A2; por lo tanto, el peso sísmico será el siguiente:

$$100\% \times CM + 50\% \times CV \quad \dots (3)$$

Donde:

CM: Carga Muerta

CV: Carga viva

De acuerdo con lo mencionado, en la tabla 10 se presentan los valores de la masa sísmica obtenidos del modelo lineal.

Tabla 10. Peso sísmico

Piso	Masa (tonf-s ² /m)	Peso (ton)	Área (m ²)	Ratio (ton/m ²)
Piso 2	33.86	332.21	251.74	1.33
Piso 1	40.62	398.48	251.74	1.58

3.6.2 Modos de vibración y masa participante

La edificación estudiada se compone de dos niveles, y cada diafragma rígido está caracterizado por tres grados de libertad. Cada grado de libertad representa un modo de vibración y cada uno de ellos se determina a partir de la fracción de masa de la estructura que participa en ellos, lo que permite identificar cuáles modos influyen más en el comportamiento dinámico general del edificio.

En las siguientes tablas, se presentan los resultados del análisis modal donde se observa la distribución de la masa y la contribución de cada modo a la respuesta global.

Tabla 11. Análisis modal en X – excentricidad positiva

Caso de carga	Modo	Período (seg)	Masa participativa UX	Masa participativa UY
MODALX+	1	0.419	0.9466	1.482E-05
MODALX+	2	0.197	4.627E-05	0.9306
MODALX+	3	0.136	0.0004	0.0191
MODALX+	4	0.104	0.0528	3.228E-06
MODALX+	5	0.066	1.353E-05	0.0492
MODALX+	6	0.045	0.0001	0.0011

Tabla 12. Análisis modal en X – excentricidad negativa

Caso de carga	Modo	Período (seg)	Masa participativa UX	Masa participativa UY
MODALX-	1	0.419	0.9466	1.055E-05
MODALX-	2	0.196	3.36E-05	0.9356
MODALX-	3	0.136	0.0005	0.0141
MODALX-	4	0.104	0.0528	2.31E-06
MODALX-	5	0.065	9.723E-06	0.0495
MODALX-	6	0.046	0.0001	0.0008

Tabla 13. Análisis modal en Y – excentricidad positiva

Caso de carga	Modo	Período (seg)	Masa participativa UX	Masa participativa UY
MODALY+	1	0.418	0.947	0
MODALY+	2	0.194	0	0.9491
MODALY+	3	0.137	0.0001	0.0006
MODALY+	4	0.103	0.0529	0
MODALY+	5	0.065	0	0.0503
MODALY+	6	0.046	2.905E-05	1.226E-05

Tabla 14. Análisis modal en Y – excentricidad negativa

Caso de carga	Modo	Período (seg)	Masa participativa UX	Masa participativa UY
MODALY-	1	0.418	0.947	0
MODALY-	2	0.194	0	0.9491
MODALY-	3	0.137	0.0001	0.0006
MODALY-	4	0.103	0.0529	0
MODALY-	5	0.065	0	0.0503
MODALY-	6	0.046	2.905E-05	1.226E-05

3.6.3 Límite de desplazamiento lateral mediante derivas inelásticas

La norma E.030 señala que, para obtener los valores de las derivas inelásticas, se debe aplicar factores a las derivas elásticas. Para las estructuras regulares se debe multiplicar por 0.75 R y para estructuras irregulares se multiplicará por 0.85 R. La norma E.030 establece derivas admisibles, las cuales varían de acuerdo con el material que presente la edificación. Estas derivas de entrepiso admisibles las podemos observar en la siguiente imagen:

LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Figura 25. Derivas admisibles de entrepiso

Tomado de la Norma E.030 de diseño sismorresistente

En la siguiente tabla se mostrarán las derivas elásticas e inelásticas para los dos pisos y los diferentes casos.

Tabla 15. Derivas de entrepiso - XX

Piso	Case	Dirección	Deriva (adim)	Deriva < 0.007
Piso 2	DERXX+	X	0.004894	Cumple ✓
Piso 2	DERXX-	X	0.004894	Cumple ✓
Piso 1	DERXX+	X	0.005818	Cumple ✓
Piso 1	DERXX-	X	0.005818	Cumple ✓

Tabla 16. Derivas de entrepiso - YY

Piso	Case	Dirección	Deriva (adim)	Deriva < 0.005
Piso 2	DERYY+	Y	0.001211	Cumple ✓
Piso 2	DERYY-	Y	0.001187	Cumple ✓
Piso 1	DERYY+	Y	0.001496	Cumple ✓
Piso 1	DERYY-	Y	0.001465	Cumple ✓

Como se muestra en las tablas 15 y 16, en ambas direcciones (X e Y) se están cumpliendo con el límite de desplazamiento de entrepiso establecido en la Norma E.030.

3.6.4 Irregularidades

La norma E.030 establece restricciones de irregularidad, las cuales dependen tanto de la categoría del edificio como de la zona donde se ubica. La estructura en análisis se encuentra ubicada en una zona 2 y por ser una institución educativa, corresponde a una edificación esencial A2; por lo tanto, la norma no permite irregularidades para este tipo de construcción, tal como se muestra en la figura 26.

CATEGORÍA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

Figura 26. Categoría y regularidad de las edificaciones

Tomado de la Norma E.030 de diseño sismorresistente

3.6.4.1 Irregularidad en planta (IP)

De acuerdo con la Norma Técnica E.030, el factor correspondiente a la irregularidad en planta (IP) esta vinculada a condiciones geométricas del inmueble. Tal como se aprecia en las plantas de los encofrados de techo presentadas en el numeral 3.2, se puede afirmar que la estructura presenta una configuración bastante regular. No obstante, se procederá a verificar la irregularidad torsional, por ser la condición en planta con mayor probabilidad de surgimiento.

Irregularidad torsional:

Según la norma E.030 se verifica la irregularidad torsional con ratios menores a un valor máximo de 1.30. También considera que no existirá dicha irregularidad si las derivas de entrepiso no superan el 50% de la deriva máxima permisible. En las tablas expuestas se muestran los ratios de desplazamiento correspondientes a cada dirección de análisis, verificándose la ausencia de irregularidad torsional.

Tabla 17. Verificación de irregularidad torsional

Piso	Caso	Deriva (adim)	Ratio	Ratio < 1.3 /Derivas < 50% máx. adm.
Piso 2	DERXX+	0.004894	1.007	Cumple ✓
Piso 2	DERXX-	0.004894	1.007	Cumple ✓
Piso 2	DERYY+	0.001211	1.194	Cumple ✓
Piso 2	DERYY-	0.001187	1.166	Cumple ✓
Piso 1	DERXX+	0.005818	1.005	Cumple ✓
Piso 1	DERXX-	0.005818	1.005	Cumple ✓
Piso 1	DERYY+	0.001496	1.198	Cumple ✓
Piso 1	DERYY-	0.001465	1.169	Cumple ✓

3.6.4.2 Irregularidad en altura (IA)

La norma E.030 refiere que el factor “IA” depende de la verificación de las irregularidades en altura. Como se pudo observar en las plantas de los encofrados de techo presentados en el numeral 3.2 y también en el modelado computacional de la estructura, los elementos estructurales son verticales y continuos; por lo tanto, es posible afirmar que la estructura es bastante regular. De todas formas, se realizará el descarte de la presencia de rigidez por piso blando, por ser la irregularidad en altura más propensa de presentar la estructura.

Irregularidad de rigidez – piso blando:

Según lo dispuesto en la Norma Técnica E.030, un entrepiso se considera blando cuando su rigidez lateral es menor al 70 % de la del piso que se encuentra encima. En el caso de la estructura analizada, se verificó que todos los niveles cumplen con este criterio, por lo que no se identifica la presencia de dicha irregularidad.

Tabla 18. Verificación de piso blando

Piso	Caso	Rigidez (K) (ton/m)	KP1/KP2 > 0.7
Piso 2	DERXX-	22681.17	1.45 - Cumple ✓
Piso 1	DERXX-	32770.93	
Piso 2	DERXX+	22676.10	1.45 - Cumple ✓
Piso 1	DERXX+	32769.81	
Piso 2	DERYY-	109171.11	1.07 - Cumple ✓
Piso 1	DERYY-	117047.33	
Piso 2	DERYY+	109370.74	1.07 - Cumple ✓
Piso 1	DERYY+	117254.84	

3.6.5 Cortante basal mínima

Según lo dispuesto por la Norma E.030, la cortante basal de una edificación debe ser, como mínimo, el 80 % del valor estático en estructuras regulares y el 90 % en aquellas con irregularidades. Esta condición permite verificar que el sistema estructural tenga la capacidad de responder adecuadamente ante movimientos sísmicos y evitar problemas en los niveles inferiores. Para la edificación analizada, no se identificaron irregularidades, por lo que se adopta el 80 % de la cortante obtenida mediante el análisis estático. En las secciones siguientes se muestran los resultados de los análisis estático y dinámico, a partir de los cuales se escaló la cortante dinámica al 80% de la cortante estática como refiere la norma.

Tabla 19. Cortante de diseño – factores de escalamiento

Caso	V estática	V dinámica	V min	0.8Vestático	V diseño	Factor
SISXX+	102.78	97.47	36.17	88.22	88.22	0.91
SISXX-	102.78	97.47	36.17	88.22	88.22	0.91
SISYY+	274.09	255.82	36.17	219.27	219.27	0.86
SISYY-	274.09	257.10	36.17	219.27	219.27	0.85

3.7 Descripción de la construcción de la curva de capacidad

Se desarrolló un modelo analítico 3D en ETABS y se efectuó un análisis Pushover. Para ello, en primera instancia se define la carga efectiva por gravedad; posteriormente, se asignan cargas laterales monotónicas distribuidas proporcionalmente en altura de acuerdo con el modo fundamental en la dirección de análisis considerada, de acuerdo con lo establecido en la ASCE 41-17 (2017), Capítulo 7. Finalmente, mediante el procesamiento de resultados en ETABS se obtiene la curva fuerza cortante en la base (V) vs. desplazamiento lateral (X).

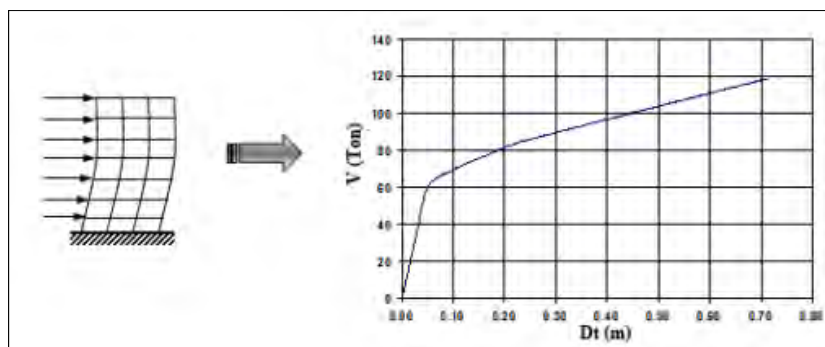


Figura 27. Construcción de la curva de capacidad

3.7.1 Asignación de carga de gravedad no lineal

Se crea el caso de carga de gravedad de tipo no lineal estático, para luego asignar la carga desde las condiciones iniciales del modelo.

E Load Case Data

General

Load Case Name: GRAVEDAD [Design...]

Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]

Mass Source: Previous

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: []

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	MUERTA	1
Load Pattern	VIVA	0.5

[Add] [Delete]

Figura 28. Carga de gravedad – tipo no lineal estático

3.7.2 Patrón de carga lateral

Se asignará un patrón de carga lateral distribuido en la altura de la estructura proporcionalmente al modo fundamental como se mencionó anteriormente.

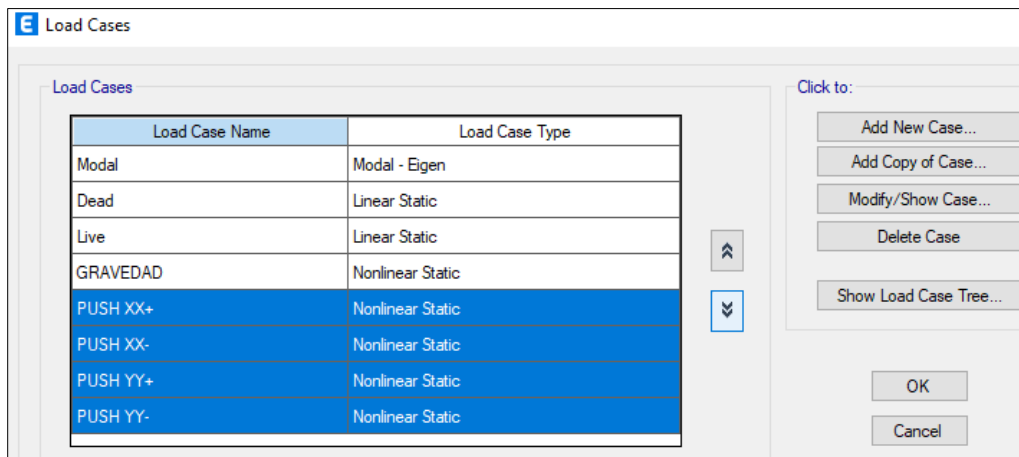


Figura 29. Casos de carga lateral – Dirección X e Y

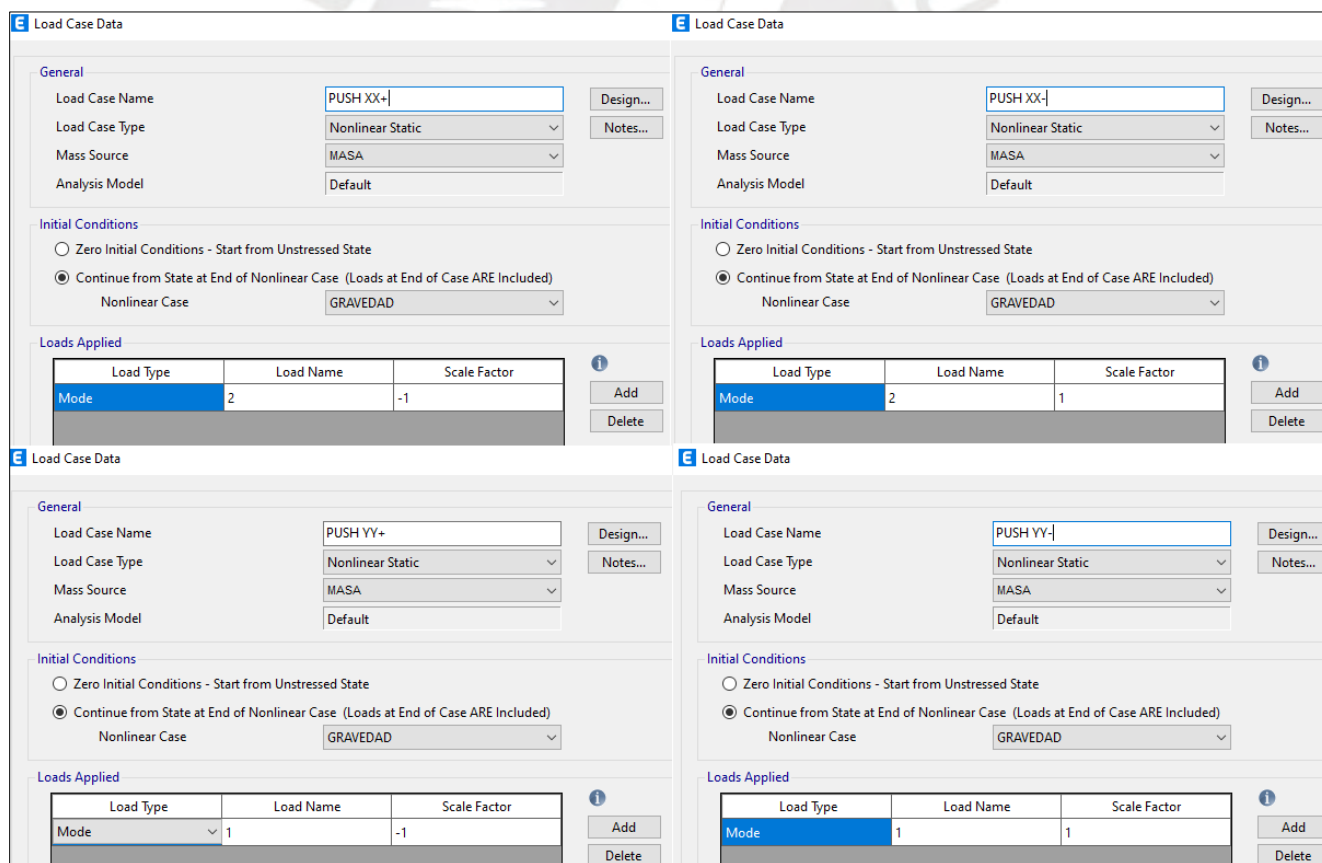


Figura 30. Asignación de cargas laterales – Dirección X e Y

3.7.3 Control de desplazamientos

Se tomará un punto de control de desplazamientos en el segundo nivel en el centro de masa o muy cercano al centro de masa como refiere el ASCE 41-17.

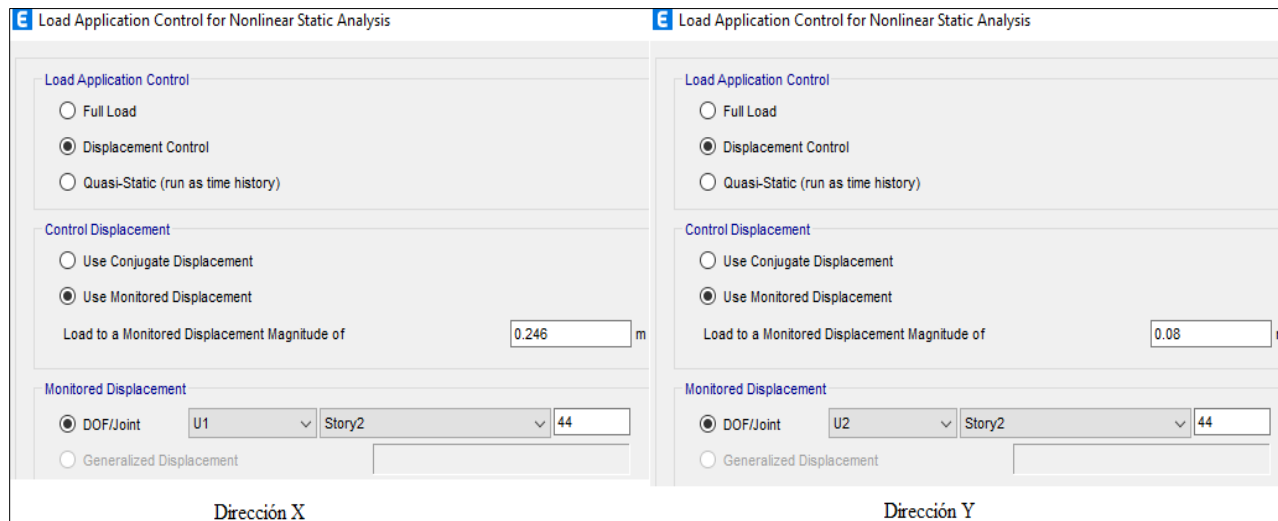


Figura 31. Control de desplazamientos – Dirección X e Y

3.8 Descripción de la construcción de la curva de fragilidad

La generación de curvas de fragilidad se da a partir de los desplazamientos espectrales correspondiente a cada umbral de daño. Se pueden tomar parámetros apropiados como el desplazamiento espectral S_d y también se pueden tomar derivas en el umbral del estado de daño, estos parámetros se establecen en el manual de HAZUS de acuerdo a las propiedades del edificio. La probabilidad de encontrarse o exceder un estado de daño se calculará mediante la siguiente distribución log-normal acumulada.

$$P(ds/Sd) = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{ds}} \cdot \ln \left(\frac{Sd}{\bar{S}_d, ds} \right) \right] \quad \dots (4)$$

Donde:

S_d, ds Valor medio de desplazamiento espectral

β_{ds} Desviación estándar del logaritmo natural del desplazamiento espectral

Φ Función de distribución acumulativa normal estándar

3.8.1 Parámetros de la curva de fragilidad

Se tomaron como referencia las tablas de parámetros adaptadas del manual FEMA–HAZUS, las cuales consideran tanto el nivel de diseño sísmico como la tipología estructural correspondiente. Este manual distingue cuatro categorías de código de diseño: pre-código, código bajo, código moderado y código alto. En lo siguiente, se presentan las tablas de parámetros utilizadas para cada categoría, mientras que sus versiones originales se incluyen en el Anexo B.

Tabla 20. Parámetros de la curva de fragilidad – Código alto

Parámetros de Fragilidad	Pórticos de concreto Armado (C1)				Muros de Albañilería (URM)			
	Leve	Moderado	Extensivo	Completo	Leve	Moderado	Extensivo	Completo
Mediana	0.90	1.80	5.40	14.40	0.41	0.81	2.03	4.73
Beta	0.81	0.84	0.86	0.80	1.00	1.05	1.09	1.08

Adaptado de FEMA (2022)

Tabla 21. Parámetros de la curva de fragilidad – Código moderado

Parámetros de Fragilidad	Pórticos de concreto Armado (C1)				Muros de Albañilería (URM)			
	Leve	Moderado	Extensivo	Completo	Leve	Moderado	Extensivo	Completo
Mediana	0.90	1.56	4.20	10.80	0.41	0.81	2.03	4.73
Beta	0.89	0.90	0.90	0.88	1.00	1.05	1.09	1.08

Adaptado de FEMA (2022)

Tabla 22. Parámetros de la curva de fragilidad – Código bajo

Parámetros de Fragilidad	Pórticos de concreto Armado (C1)				Muros de Albañilería (URM)			
	Leve	Moderado	Extensivo	Completo	Leve	Moderado	Extensivo	Completo
Mediana	0.90	1.44	3.60	9.00	0.41	0.81	2.03	4.73
Beta	0.95	0.91	0.85	0.97	1.00	1.05	1.09	1.08

Adaptado de FEMA (2022)

3.8.2 Construcción de las curvas de fragilidad para cada sistema estructural

Para la de estructura de análisis, la cual corresponde a una institución educativa de dos niveles. Tal como se indicó en la caracterización de la edificación en el apartado 3.2, el sistema estructural en la dirección X corresponde a un pórtico, mientras que en la dirección Y está conformado por albañilería confinada. Por ende, de acuerdo con las tablas presentadas anteriormente en el numeral 3.8.1, se tiene lo siguiente:

- Para la dirección X se considerará el código moderado y tipo C1L, ya que el manual de HAZUS establece que este tipo de estructura corresponde a estructuras de concreto armado de hasta 3 niveles.
- Para la dirección Y se considerará el código bajo y tipo URML, ya que el manual de HAZUS establece que este tipo de estructura corresponde a estructuras de albañilería de hasta 3 niveles.

En base a lo mencionado se extraen los parámetros necesarios para construir las curvas de fragilidad a través de la función log-normal acumulada mediante la fórmula de desplazamiento espectral presentada en la ecuación (4).

$$P(ds/Sd) = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{ds}} \cdot \ln \left(\frac{Sd}{\bar{S}d, ds} \right) \right]$$

A continuación, se presentan en las figuras 32 y 33 los parámetros para cada sistema estructural de acuerdo al manual de HAZUS.

S5L*								0.65*	1.12*	1.30*	1.04*	3.24*	0.99*	7.56*	0.95*
S5M*								1.08*	0.77*	2.16*	0.79*	5.40*	0.87*	12.60*	0.99*
S5H*								1.68*	0.70*	3.37*	0.73*	8.42*	0.89*	19.66*	0.97*
C1L	240	180	0.0050	0.0087	0.0233	0.0600	0.90	0.89	1.56	0.90	4.20	0.90	10.80	0.88	
C1M	600	450	0.0033	0.0058	0.0156	0.0400	1.50	0.69	2.60	0.69	7.00	0.69	18.00	0.90	
C1H	1,440	864	0.0025	0.0043	0.0117	0.0300	2.16	0.66	3.74	0.67	10.08	0.76	25.92	0.91	
C2L	240	180	0.0040	0.0084	0.0232	0.0600	0.72	0.92	1.52	0.97	4.17	1.03	10.80	0.87	
C2M	600	450	0.0027	0.0056	0.0154	0.0400	1.20	0.821	2.53	0.77	6.95	0.73	18.00	0.91	
C2H	1,440	864	0.0020	0.0042	0.0116	0.0300	1.73	0.66	3.64	0.68	10.00	0.70	25.92	0.87	

Figura 32. Parámetros para código moderado – tipo C1L

Tomado de FEMA (2022)

RM1M	600	450	0.0027	0.0043	0.0107	0.0292	1.20	0.87	1.92	0.84	4.81	0.79	13.12	0.96
RM2L	240	180	0.0040	0.0064	0.0161	0.0438	0.72	1.05	1.15	1.07	2.89	1.08	7.88	0.91
RM2M	600	450	0.0027	0.0043	0.0107	0.0292	1.20	0.84	1.92	0.81	4.81	0.77	13.12	0.96
RM2H	1,440	864	0.0020	0.0032	0.0080	0.0219	1.73	0.69	2.77	0.72	6.93	0.87	18.90	0.96
URML*	180*	135*	0.0030*	0.0060*	0.0150*	0.0350*	0.41*	1.00*	0.81*	1.05*	2.03*	1.09*	4.73*	1.08*
URMM*	420*	315*	0.0020*	0.0040*	0.0100*	0.0233*	0.63*	0.91*	1.26*	0.92*	3.15*	0.87*	7.35*	0.91*
MH	120	120	0.0040	0.0080	0.0240	0.0700	0.48	0.91	0.96	1.00	2.88	1.03	8.40	0.92

Figura 33. Parámetros para código bajo – tipo URML

Tomado de FEMA (2022)

3.8.3 Curvas de fragilidad de la estructura evaluada

Delimitados los parámetros a utilizar para cada tipo de estructura, se introducen en la distribución log-normal acumulada y se generan las curvas de fragilidad propio del pabellón en estudio.

A continuación, se presentan las curvas de fragilidad para cada dirección de análisis.

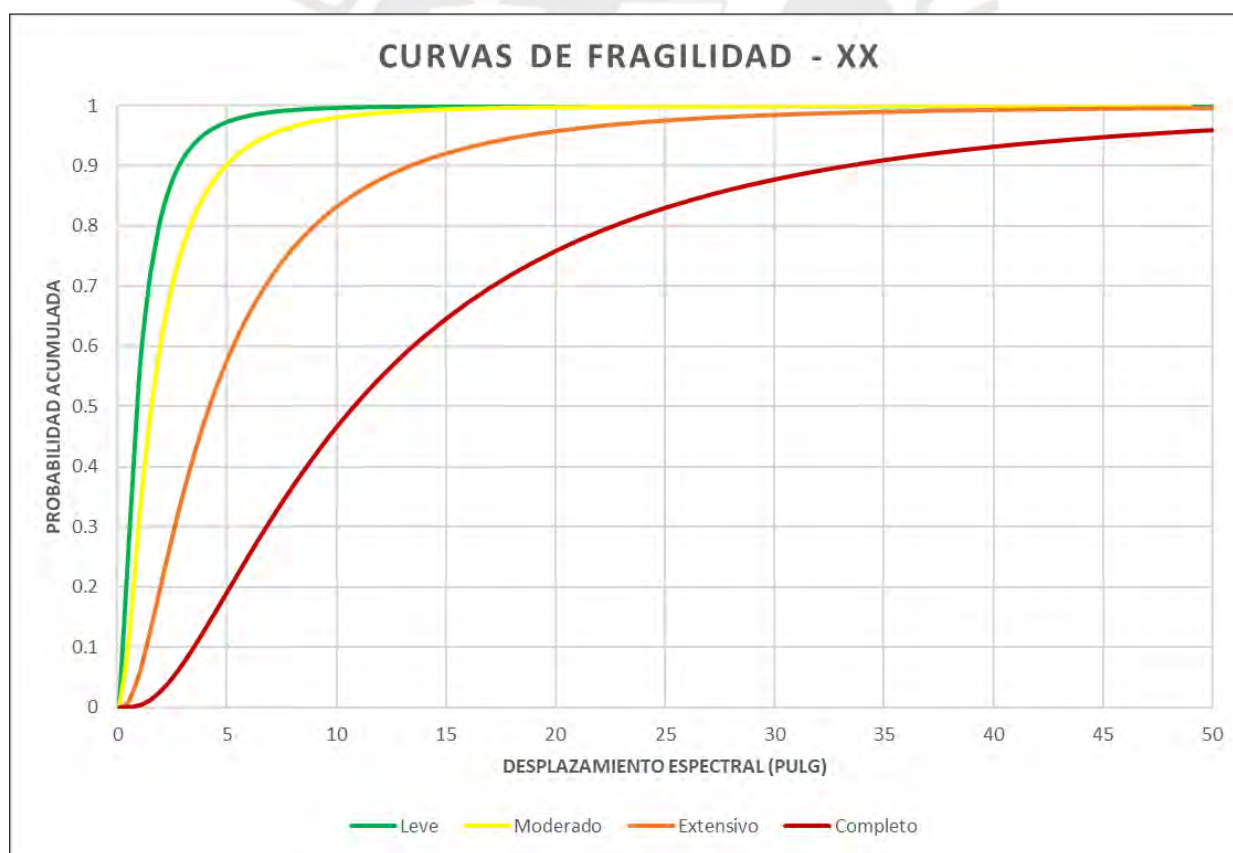


Figura 34. Curva de fragilidad en XX

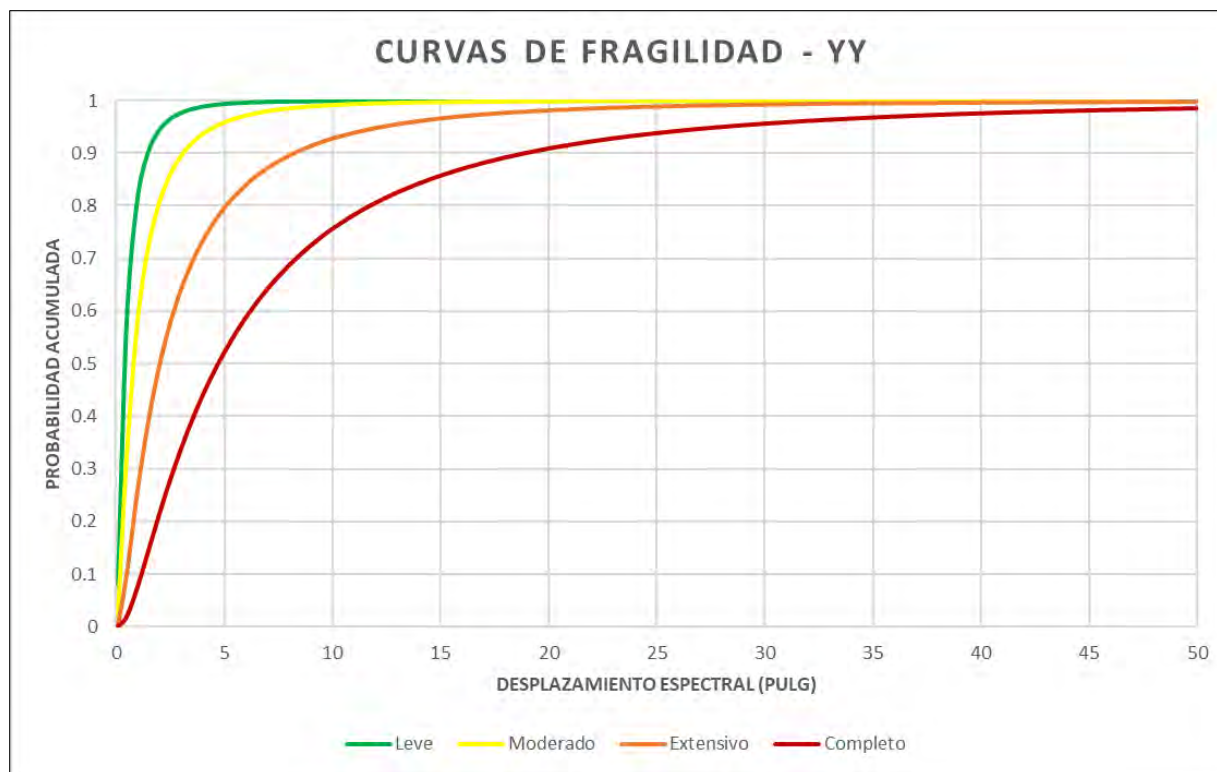


Figura 35. Curva de fragilidad en YY

3.9 Índice de daño esperado

Vargas, Pujades, Barbat, & Hurtado (2013) señalan que el índice de daño esperado es el estado de daño medio normalizado, el cual permite juzgar una medida de daño global que se espera que experimente el inmueble. Dicho índice puede obtenerse a partir de las curvas de fragilidad mediante la siguiente expresión:

$$ID = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=0}^n iP(dsi) \quad \dots (5)$$

Donde:

n Número de estados de daño

$P(dsi)$ Probabilidad de ocurrencia de cada estado de daño

A continuación, se presenta el índice de daño esperado obtenido a partir de las curvas de fragilidad para cada dirección de análisis.

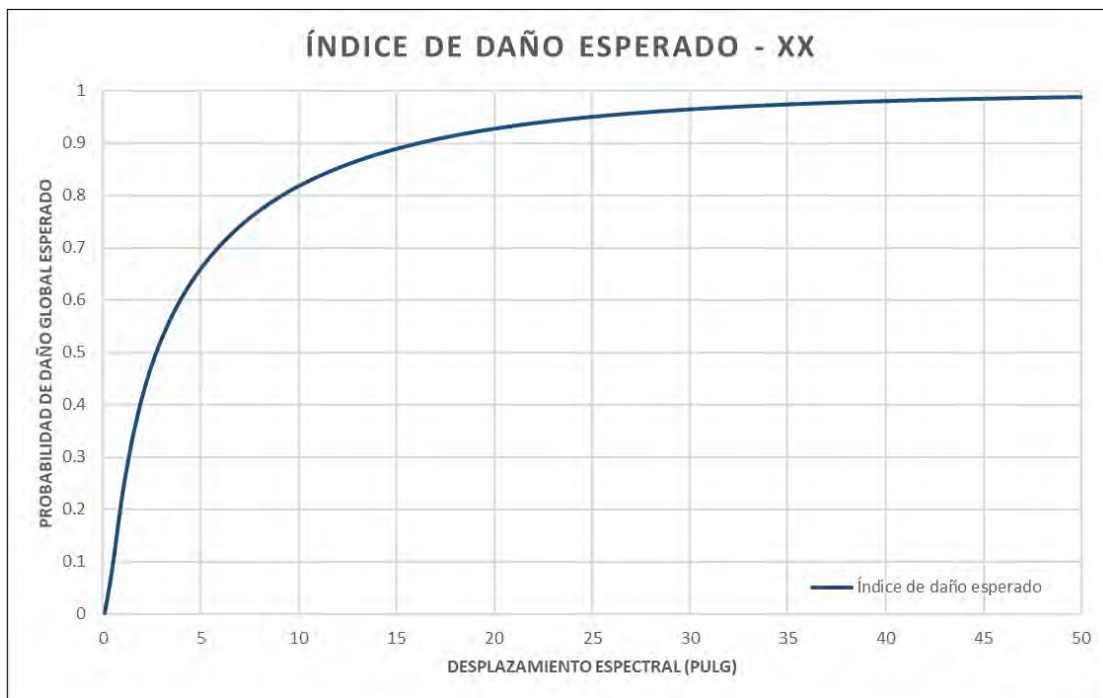


Figura 36. Índice de daño esperado – Dirección XX

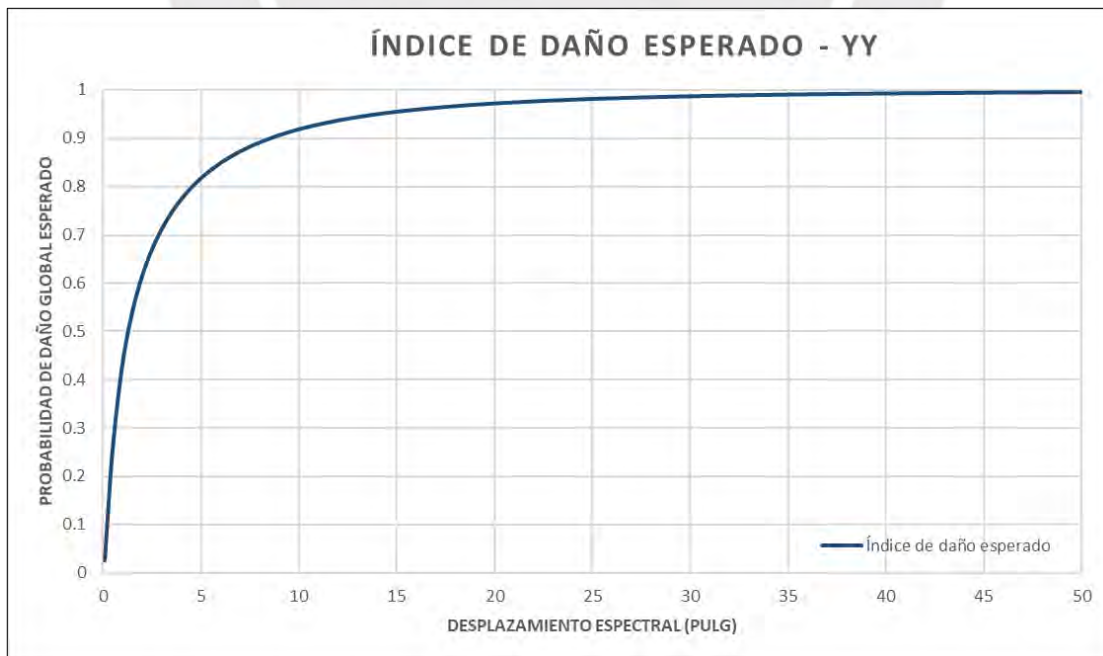


Figura 37. Índice de daño esperado – Dirección YY

CAPÍTULO 4: APLICACIÓN PARA DESARROLLAR Y RESULTADOS

4.1 Análisis estático no lineal - Pushover

Una vez concluido el modelado de la estructura, se realizó la asignación de la plasticidad, la asignación de carga de gravedad y las cargas laterales; entonces, es posible realizar el análisis Pushover a la estructura, con el cual se obtendrán las curvas de capacidad de la estructura de dos niveles.

4.1.1 Generación de la curva de Capacidad

En la figura siguiente se ilustran las curvas de capacidad correspondientes al pabellón de dos niveles de la Institución Educativa María Auxiliadora, resultado del análisis no lineal estático.



Figura 38. Curva de capacidad – dirección XX



Figura 39. Curva de capacidad – dirección YY

4.1.2 Cálculo de desempeño mediante ASCE 41-13 NSP para diferentes niveles de intensidad

Seguidamente, con las curvas de capacidad calculadas mediante el análisis estático no lineal, se va a calcular una curva bilineal en base al ASCE 41-13 NSP, la cual nos permite obtener el desempeño de la estructura en X e Y.

En la presente investigación se optó por calcular el desempeño del inmueble en análisis mediante diferentes niveles de intensidad, los cuales son:

Tabla 23. Niveles de intensidad – factores de amplificación del sismo de diseño

Evento	Período de retorno (años)	Factor de amplificación
Sismo raro	475	1.00
Sismo muy raro	970	1.25
Sismo máximo	2470	1.50

Se presentan a continuación los espectros generados para cada nivel de intensidad, contruidos a partir de los parámetros sísmicos asociados a la zona, el uso y el tipo de suelo. En este caso, se opta por un factor de reducción sísmica $R = 1$, ya que el análisis se centra en el comportamiento inelástico de las estructuras.

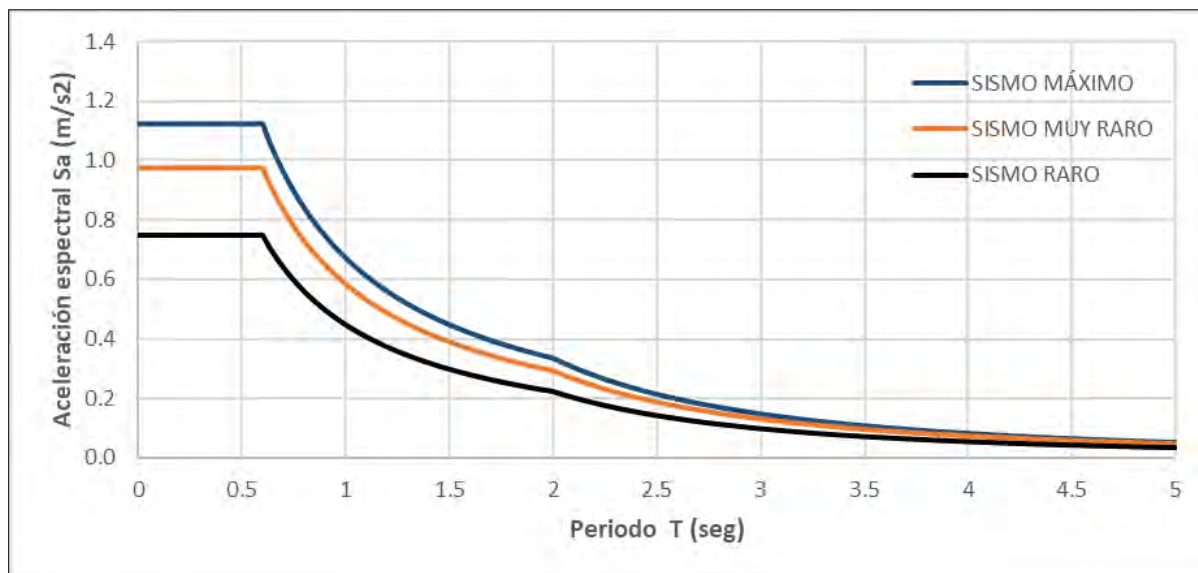


Figura 40. Espectros para cada nivel de intensidad

Luego, con los nuevos espectros se obtienen los puntos de desempeño mediante curvas bilineales en base al ASCE 41-13 NSP, analizando las diferentes intensidades planteadas para X e Y, respectivamente.

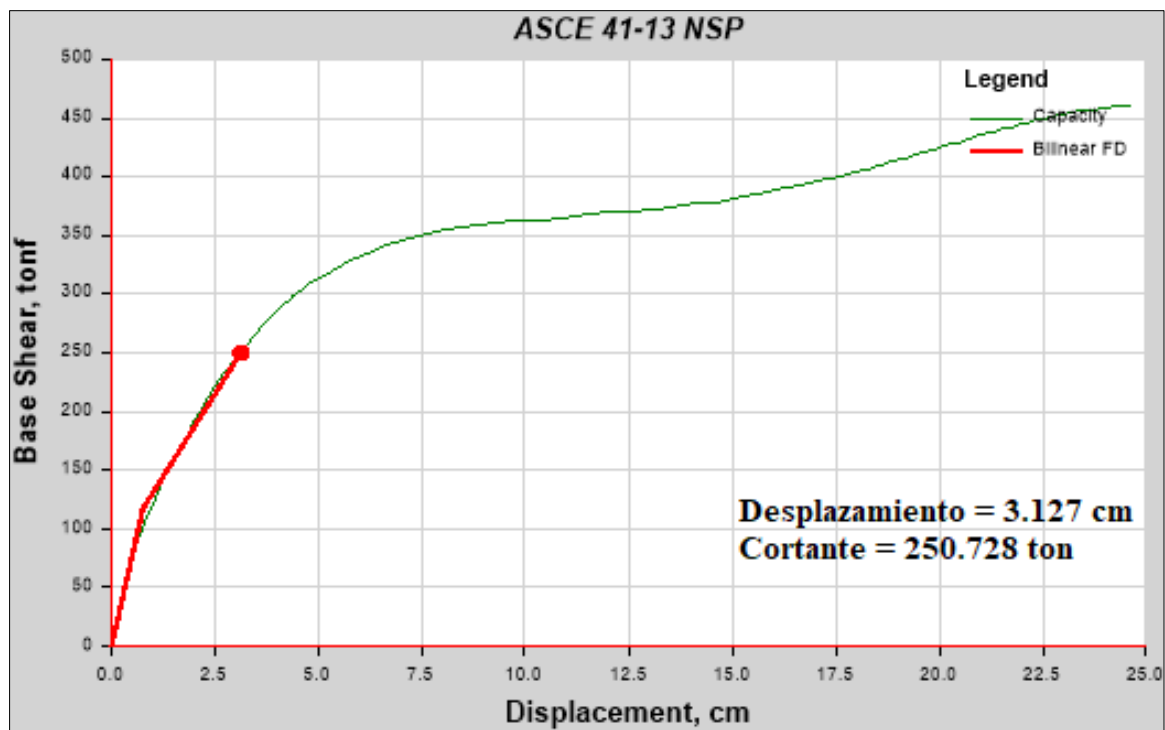


Figura 41. Punto de desempeño – Sismo raro XX

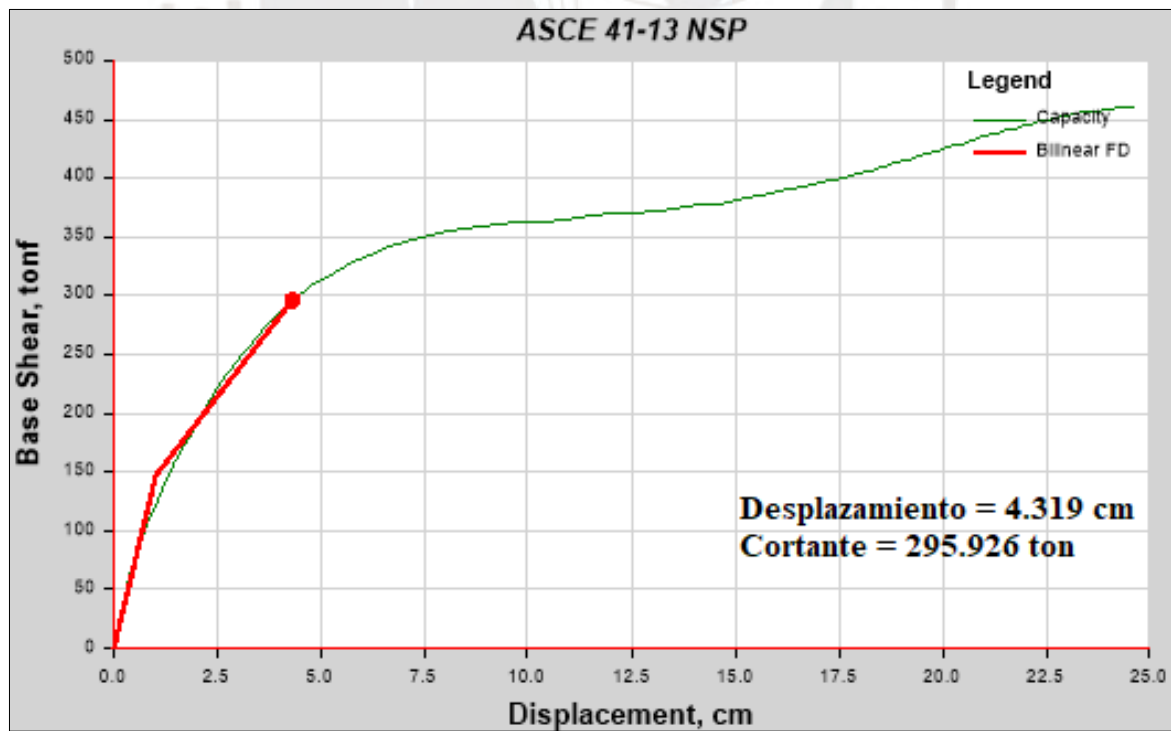


Figura 42. Punto de desempeño – Sismo muy raro XX

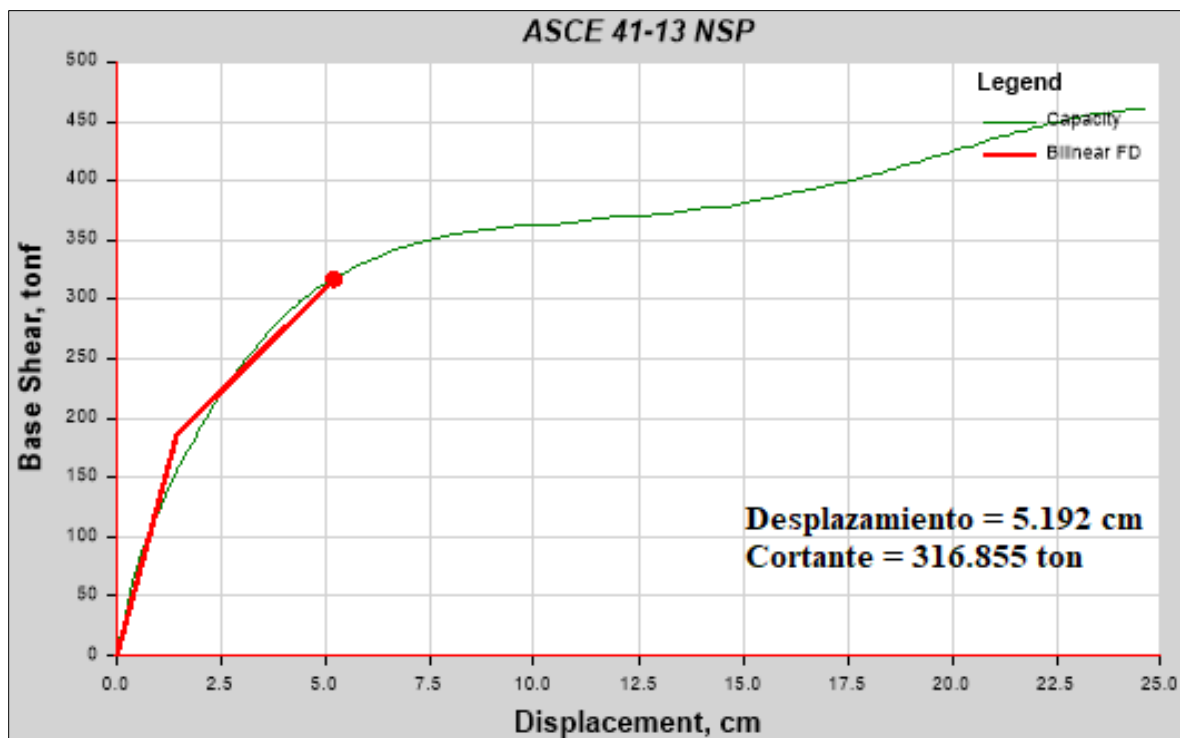


Figura 43. Punto de desempeño – Sismo máximo XX

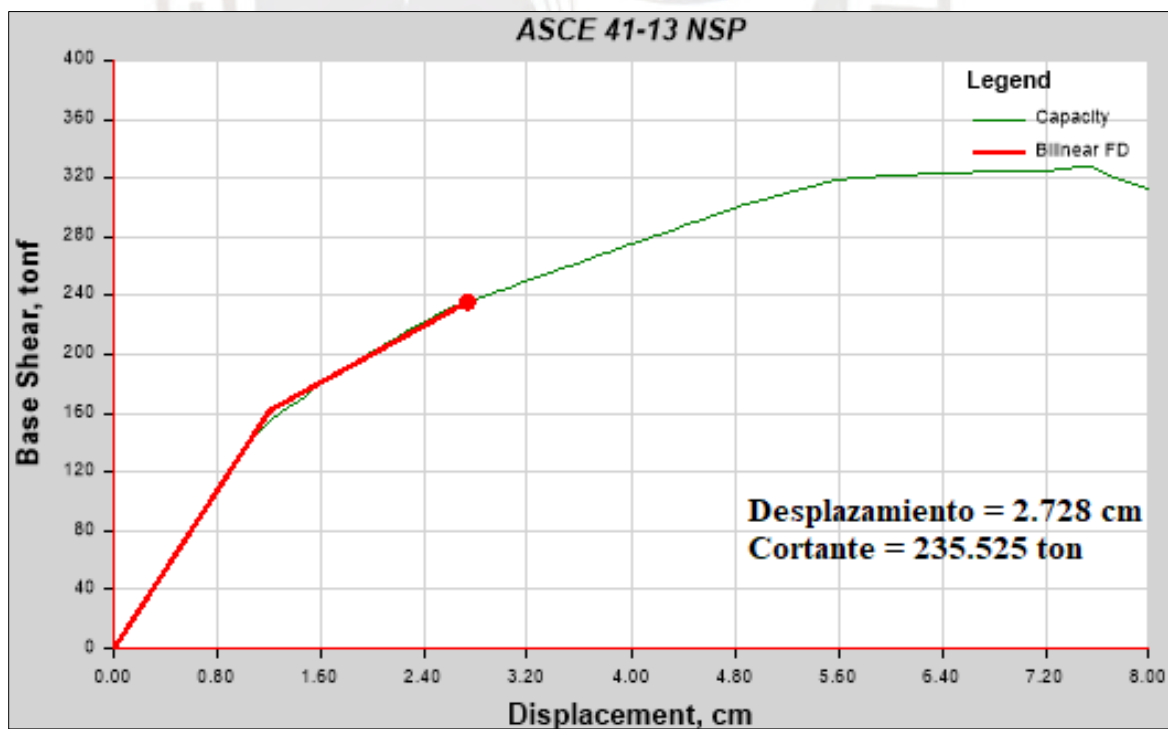


Figura 44. Punto de desempeño – Sismo raro YY

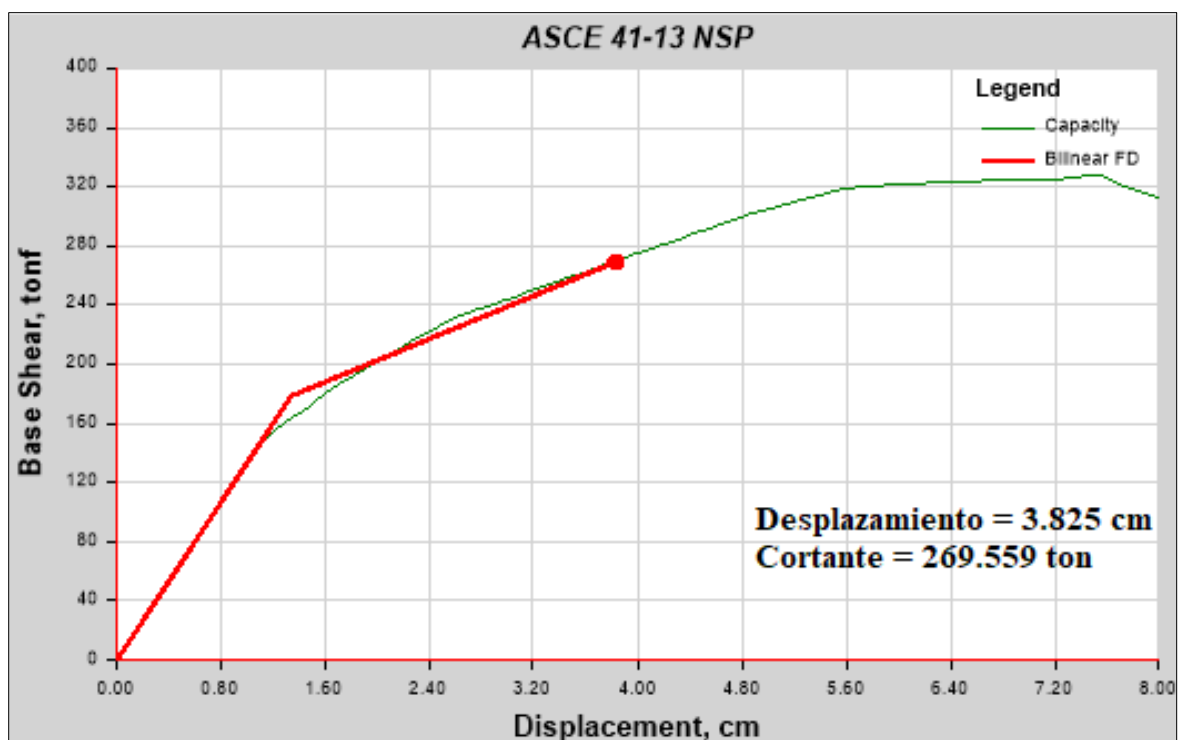


Figura 45. Punto de desempeño – Sismo muy raro YY

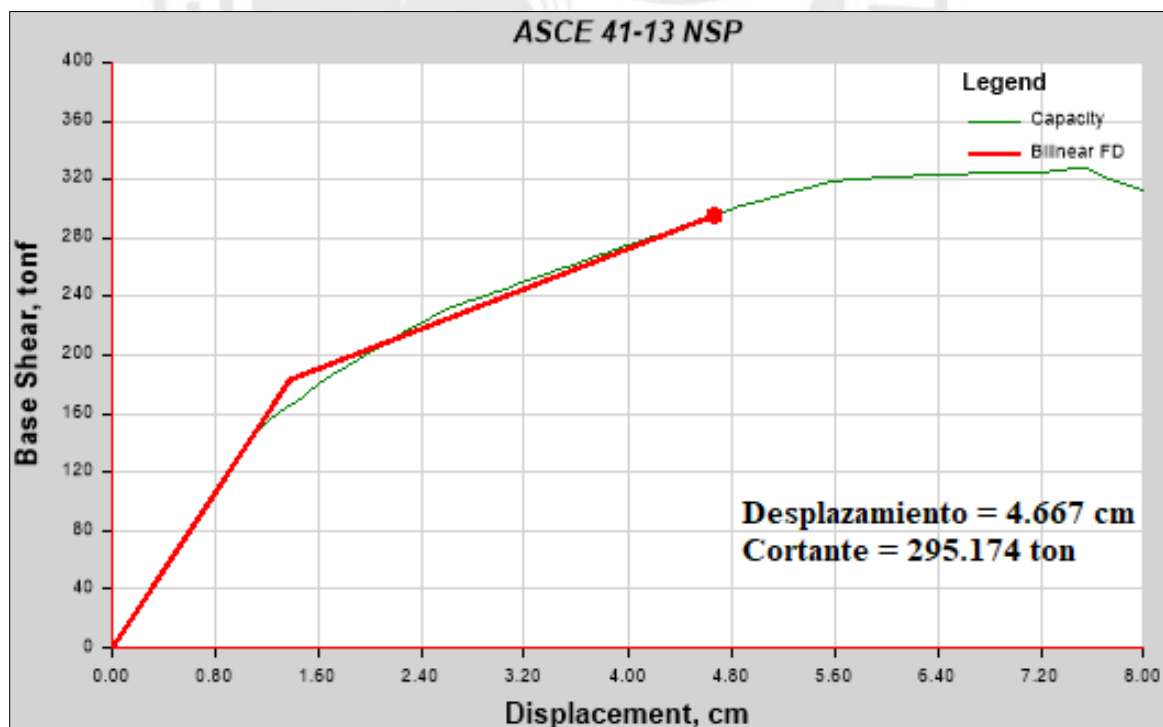


Figura 46. Punto de desempeño – Sismo máximo YY

Se elaboró una tabla resumen del desempeño de la estructura sometida a los espectros de cada nivel de intensidad; es importante mencionar que estos valores de desplazamiento (Δ) corresponden al techo de la edificación.

Tabla 24. Resumen de puntos de desempeño

Nivel de intensidad	Δ_{XX} (cm)	VXX (ton)	Δ_{YY} (cm)	VYY (ton)
Sismo raro	3.127	250.728	2.728	235.525
Sismo muy raro	4.319	295.926	3.825	269.559
Sismo máximo	5.192	316.855	4.667	295.174



4.2 Análisis de vulnerabilidad sísmica mediante curvas de fragilidad - metodología HAZUS

Los valores obtenidos del desempeño de la estructura mediante el análisis estático no lineal corresponden a un desplazamiento en el techo de la estructura; por ende, esos desplazamientos no serían correctos para evaluarlos en las curvas de fragilidad de HAZUS, ya que estas curvas trabajan con valores de pseudo desplazamiento. En tal sentido, el manual de HAZUS refiere algunos factores de acuerdo con el tipo de sistema estructural para poder convertir los desplazamientos obtenidos en desplazamientos espectrales, este proceso se realiza mediante la siguiente expresión:

$$\bar{S}_{d,ds} = \delta_{R,sds} * \alpha_2 * h \quad \dots (6)$$

Donde:

$\delta_{R,sds}$ Deriva de entrepiso

α_2 Factor modal – fracción de la altura del edificio (techo)

h Altura típica del techo

En la Tabla 25, teniendo en cuenta el tipo de configuración estructural, se exponen los parámetros de capacidad propuestos por *FEMA (2022)* para los distintos tipos de edificaciones o sistemas estructurales. Para consulta adicional, la tabla original se encuentra en el Anexo C.

Tabla 25. Parámetros de capacidad por tipo de edificación

Factores modales	Pórticos de concreto Armado (C1)	Muros de Albañilería (URM)
Peso (α_1)	0.80	0.50
Altura (α_2)	0.75	0.75

Adaptado de FEMA (2022)

4.2.1 Evaluación del estado de daño en dirección XX – Curvas de fragilidad

Se presenta la siguiente tabla con los desplazamientos espectrales para la dirección XX en pulgadas obtenidos mediante la expresión (6), los cuales servirán para realizar la evaluación del estado de daño de la edificación por medio de las curvas de fragilidad.

Tabla 26. Desplazamientos espectrales – dirección XX

Nivel de intensidad	Δ_{XX} (cm)	α_2	Sd - XX (inch)
Sismo raro	3.127	0.75	0.950
Sismo muy raro	4.319	0.75	1.275
Sismo máximo	5.192	0.75	1.533

En las siguientes figuras se presentan las curvas de fragilidad asociadas a los diferentes desplazamientos espectrales.

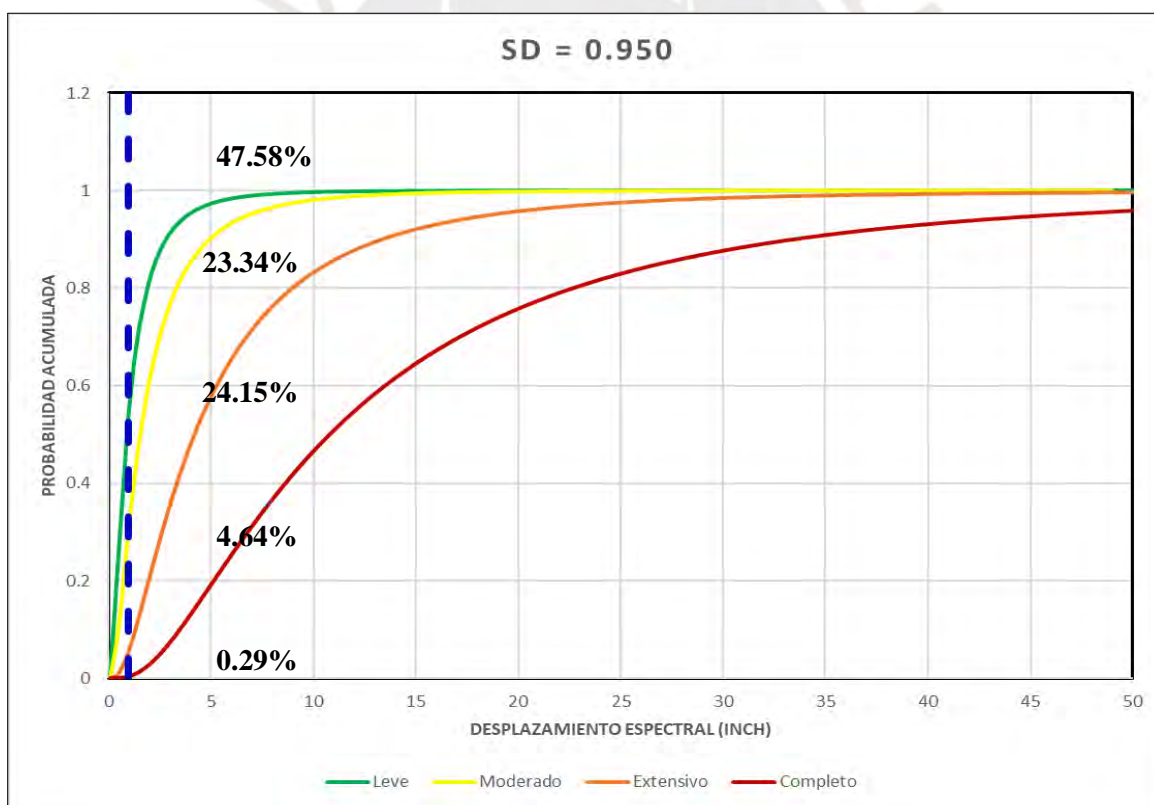


Figura 47. Curvas de fragilidad para Sd = 0.950 inch

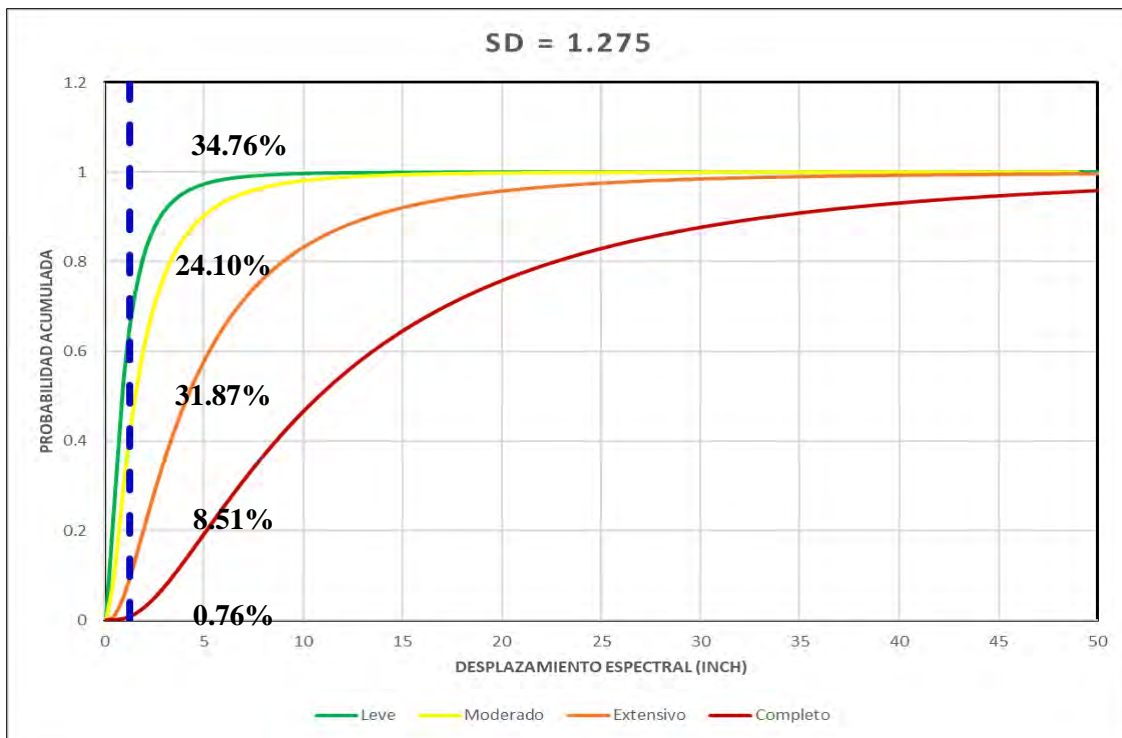


Figura 48. Curvas de fragilidad pasa $S_d = 1.275$ inch

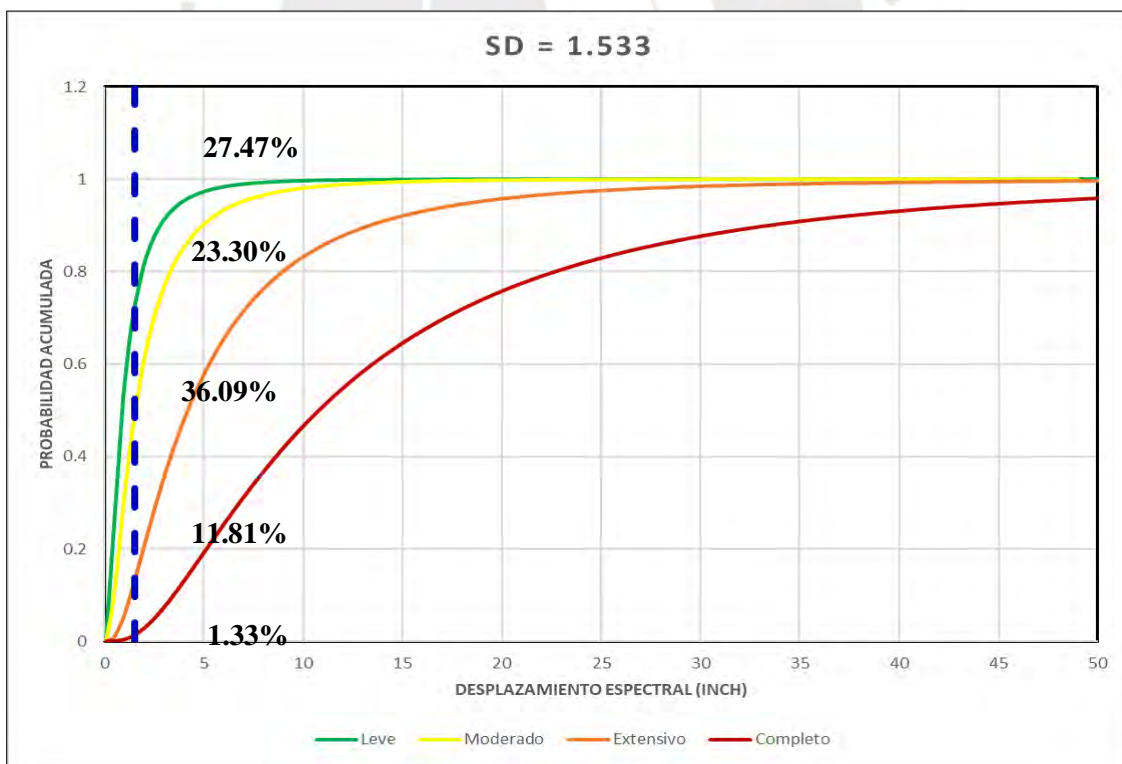


Figura 49. Curvas de fragilidad para $S_d = 1.533$ inch

4.2.2 Evaluación del estado de daño en dirección YY – Curvas de fragilidad

Se presenta la siguiente tabla con los desplazamientos espectrales para la dirección YY en pulgadas obtenidos mediante la expresión (6), los cuales servirán para realizar la evaluación del estado de daño de la edificación por medio de las curvas de fragilidad.

Tabla 27. Desplazamientos espectrales – dirección YY

Nivel de intensidad	ΔYY (cm)	α_2	Sd - YY (inch)
Sismo raro	2.728	0.75	0.806
Sismo muy raro	3.825	0.75	1.129
Sismo máximo	4.667	0.75	1.378

En las siguientes figuras se presentan las curvas de fragilidad asociadas a los diferentes desplazamientos espectrales.

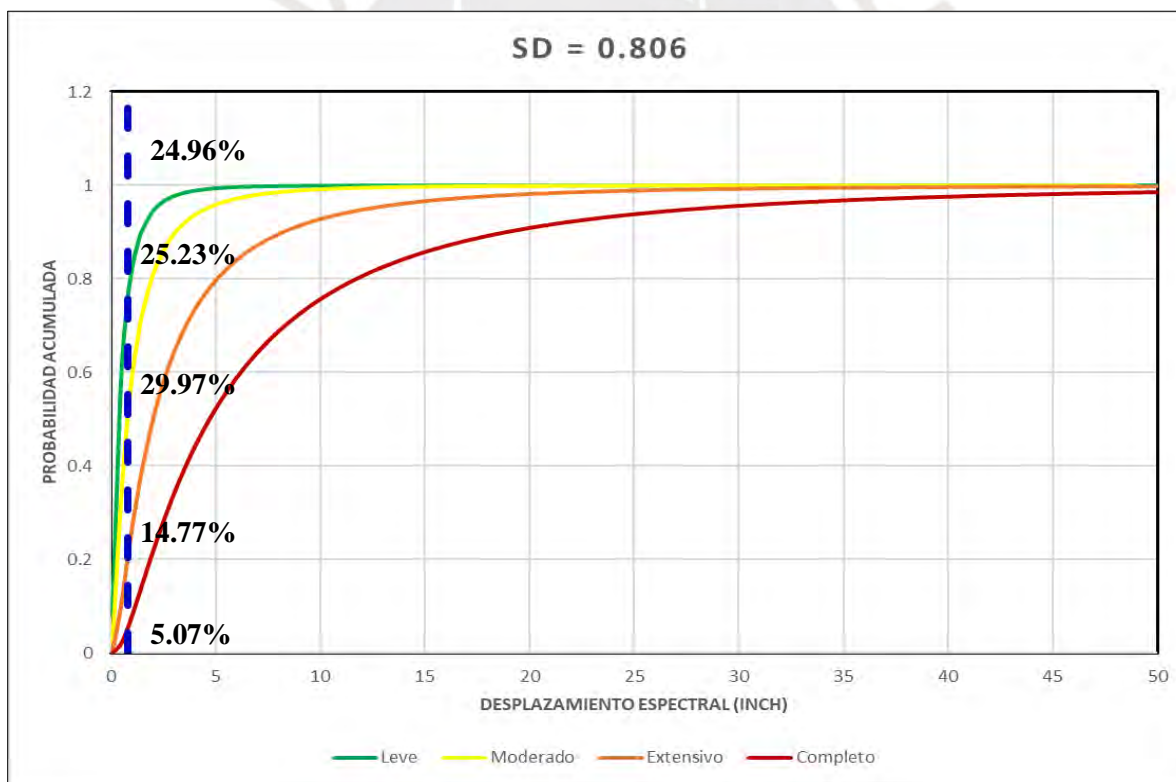


Figura 50. Curvas de fragilidad para Sd = 0.806 inch

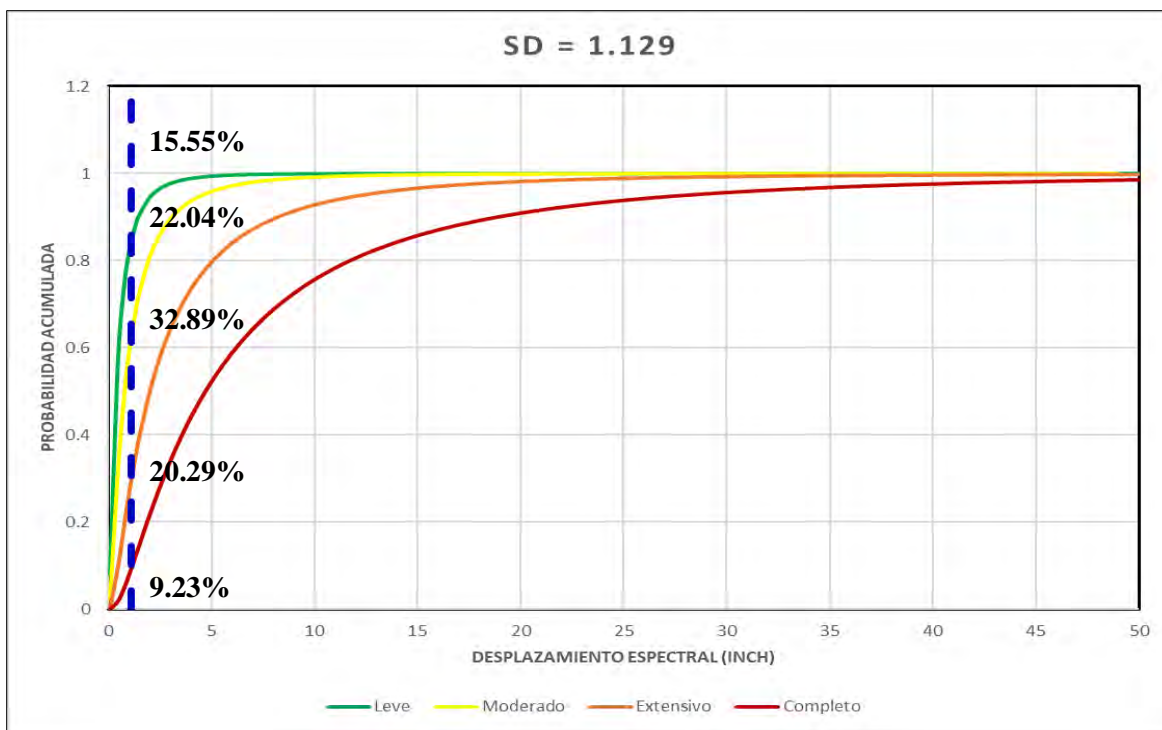


Figura 51. Curvas de fragilidad para $S_d = 1.129$ inch

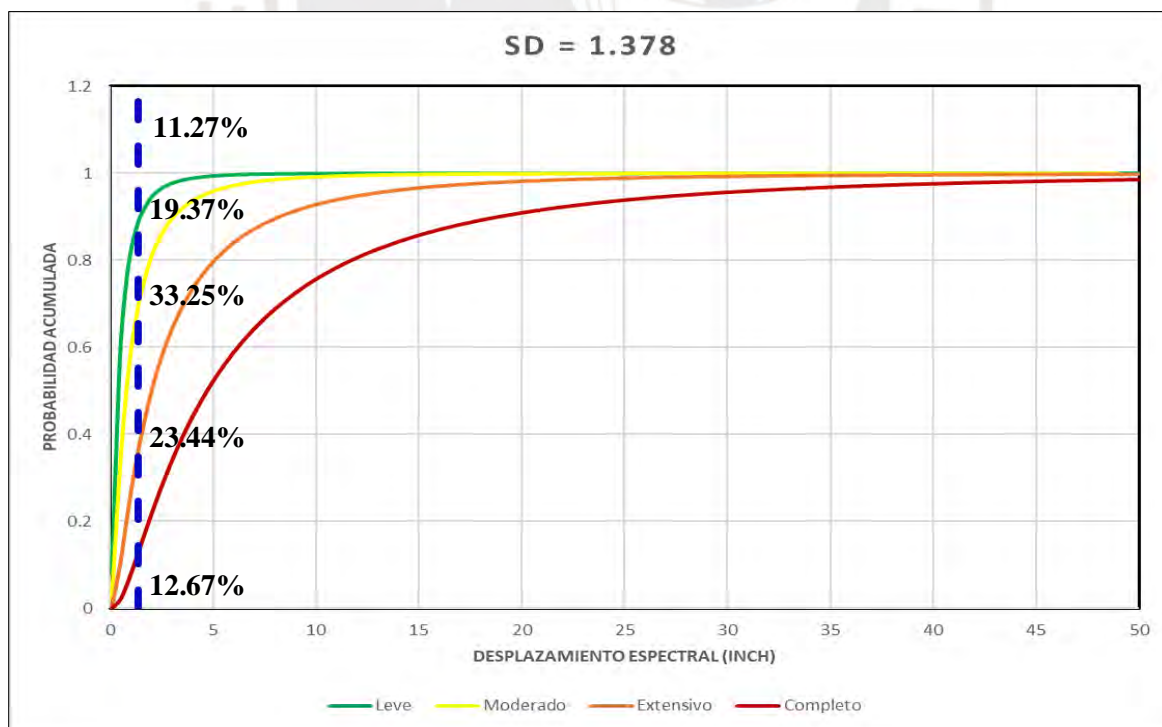


Figura 52. Curvas de fragilidad para $S_d = 1.378$ inch

4.2.3 Estimación del daño global de la estructura

El cálculo se realiza a través del índice de daño esperado, que expresa el estado de daño medio normalizado de la estructura. En seguida, se muestran los índices de daño esperado para cada dirección de análisis y sus respectivos desplazamientos espectrales (Sd).

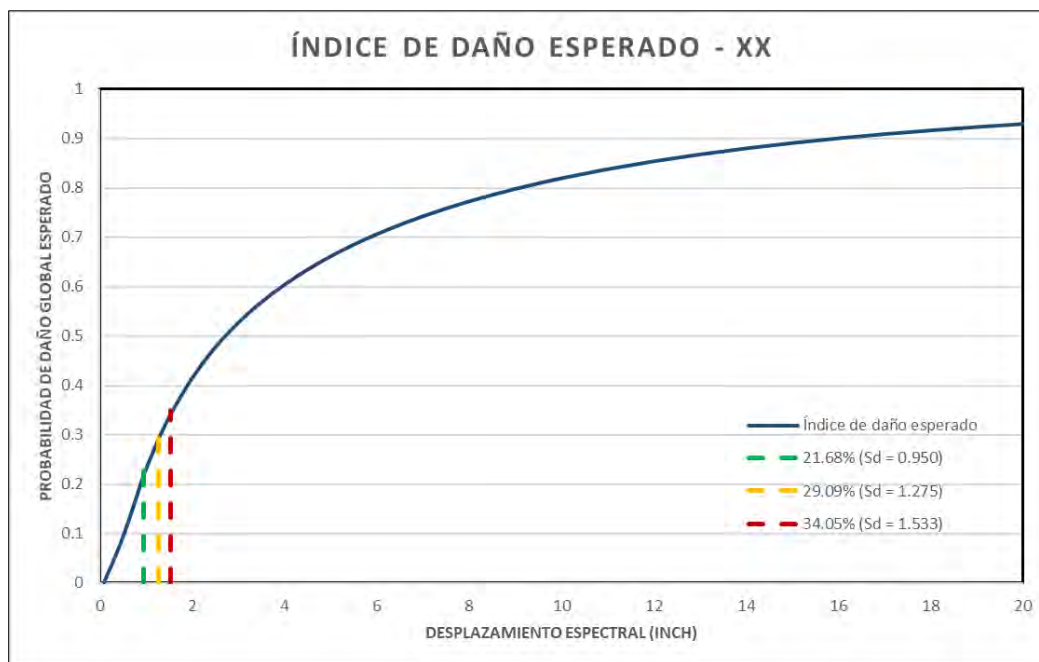


Figura 53. Índice de daño esperado – XX

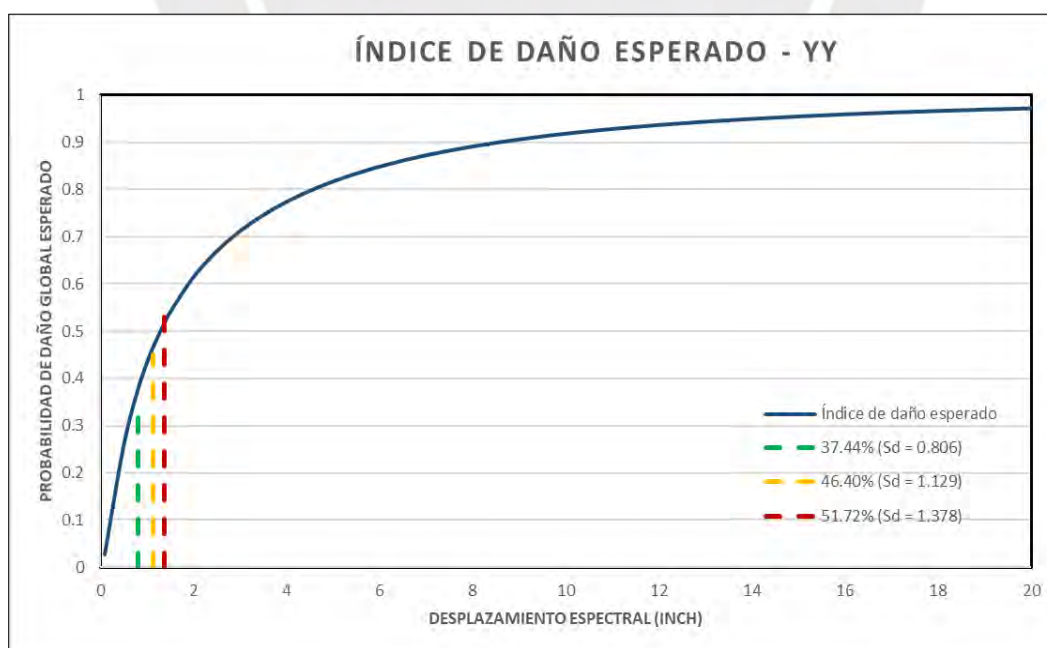


Figura 54. Índice de daño esperado – YY

4.2.4 Matriz de probabilidad de daño

De acuerdo con las probabilidades de daño obtenidas en los numerales 4.2.1 y 4.2.2. Se elaboró una matriz de probabilidad de daño de la estructura para cada dirección de análisis. A continuación, se presentan las matrices de probabilidad correspondientes a la estructura analizada.

Tabla 28. Matriz de probabilidad – dirección XX

	Sin daño	Leve	Moderado	Extensivo	Completo
Sismo raro	47.58 %	23.34 %	24.15 %	4.64 %	0.29 %
Sismo muy raro	34.76 %	24.10 %	31.87 %	8.51 %	0.76 %
Sismo máximo	27.47 %	23.30 %	36.09 %	11.81 %	1.33 %

La tabla 28 muestra que, en XX para cada nivel de intensidad de daño existe una probabilidad entre el 20% - 40% que la estructura no experimente daño, presente un daño leve o a lo mucho llegue a experimentar un daño moderado. Por otro lado, existen bajas probabilidades de que la estructura pueda experimentar daños extensivos o completos; lo cual, refleja el buen comportamiento de la estructura en XX.

Tabla 29. Matriz de probabilidad – dirección YY

	Sin daño	Leve	Moderado	Extensivo	Completo
Sismo raro	24.96 %	25.23 %	29.97 %	14.77 %	5.07 %
Sismo muy raro	15.55 %	22.04 %	32.89 %	20.29 %	9.23 %
Sismo máximo	11.27 %	19.37 %	33.25 %	23.44 %	12.67 %

La tabla 29 muestra que, en YY para cada nivel de intensidad de daño existe una probabilidad entre el 20% - 40% que la estructura experimente un daño moderado o extensivo. También se debe considerar que existe menor probabilidad que la estructura no presente daño. Por otro lado, existen probabilidades entre el 5% - 15% de que la estructura pueda experimentar un daño completo; lo cual, refleja valores esperados debido a que la estructura en la dirección YY posee poca ductilidad por tratarse de un sistema estructural de muros de albañilería confinada.

CAPÍTULO 5: ANÁLISIS DE RESULTADOS

En este capítulo se expondrán los resultados obtenidos en el capítulo 4 de tal manera que se pueda realizar un análisis en base a los objetivos planteados en el capítulo 1.

Primero, se realizó un análisis dinámico modal espectral en base a la Norma E.030 de diseño sismorresistente con el uso de un modelo computacional en el rango lineal. Se verificó que el pabellón estudiado es regular y cumple con los desplazamientos de entrepiso permisibles para cada dirección de análisis.

- En la dirección XX la estructura presenta un sistema aporticado de concreto armado, donde la deriva máxima permisible de 0.007. En la tabla 15 se evidencia que las derivas no superan el valor de 0.007; por ende, el diseño de la estructura cumple con los requerimientos de la Norma E.030 en esa dirección.
- En la dirección YY la estructura presenta un sistema de muros de albañilería confinada, donde la deriva máxima permisible de 0.005. En la tabla 16 se evidencia que las derivas no superan el valor de 0.005; por ende, el diseño de la estructura cumple con los requerimientos de la Norma E.030 en esa dirección.

Luego, se realizó un análisis no lineal estático (Pushover) empleando un modelo computacional con propiedades definidas de manera que permita capturar el funcionamiento estructural en el rango plástico. Como resultado del análisis se obtuvieron las curvas de capacidad de la estructura en XX e YY.

Posteriormente, siguiendo los lineamientos del ASCE 41-13, se determinó el desempeño en el nivel de techo de la edificación para cada escenario de intensidad sísmica considerado. En este contexto, los sismos raros, muy raros y máximos representan los diferentes niveles de amenaza sísmica (tabla 23), los cuales se asocian a períodos de retorno específicos y a factores de amplificación correspondientes. Dichos factores son directamente proporcionales al período de retorno y, por consiguiente, al nivel de daño esperado en la estructura; es decir, a mayor período de retorno corresponde un mayor factor de amplificación y, en consecuencia, una mayor intensidad de daño potencial.

Después, una vez obtenidos los valores de los puntos de desempeño para cada nivel de intensidad, se realizó la conversión de los desplazamientos en el techo a desplazamientos espectrales para poder evaluar los estados de daño de la estructura mediante las curvas de fragilidad; también, se evaluó el estado de daño global de la estructura mediante el índice de daño esperado.

Dirección XX:

- Para el caso de un sismo raro con período de retorno de 475 años, se obtuvo un desplazamiento espectral $S_d = 0.950$ inches. Luego, se introdujo el valor de S_d en las curvas de fragilidad y se obtuvieron los siguientes resultados: La estructura presenta una probabilidad de 47.58 % de no experimentar daño, 23.34 % de experimentar un daño leve, 24.15 % de experimentar un daño moderado, 4.64 % de experimentar un daño extensivo y 0.29 % de experimentar un daño completo.
- Para el caso de un sismo muy raro con período de retorno de 970 años, se obtuvo un desplazamiento espectral $S_d = 1.275$ inches. Luego, se introdujo el valor de S_d en las curvas de fragilidad y se obtuvieron los siguientes resultados: La estructura presenta una probabilidad de 34.76 % de no experimentar daño, 24.10 % de experimentar un daño leve, 31.87 % de experimentar un daño moderado, 8.51 % de experimentar un daño extensivo y 0.76 % de experimentar un daño completo.
- Para el caso de un sismo máximo con período de retorno de 2470 años, se obtuvo un desplazamiento espectral $S_d = 1.533$ inches. Luego, se introdujo el valor de S_d en las curvas de fragilidad y se obtuvieron los siguientes resultados: La estructura presenta una probabilidad de 27.47 % de no experimentar daño, 23.30 % de experimentar un daño leve, 36.09 % de experimentar un daño moderado, 11.81 % de experimentar un daño extensivo y 1.33 % de experimentar un daño completo.

Con las probabilidades de daño obtenidas de las curvas de fragilidad, se obtuvo también el estado de daño global de la estructura mediante el índice de daño esperado en base a los desplazamientos espectrales obtenidos para cada nivel de intensidad. En los resultados obtenidos en la figura 53, se observa que la estructura presenta una probabilidad de daño global esperado de 21.68 %, 29.09 % y 34.05 % para desplazamientos de 0.950 inches, 1.275 inches y 1.533 inches, respectivamente.

Dirección YY:

- Para el caso de un sismo raro con período de retorno de 475 años, se obtuvo un desplazamiento espectral $S_d = 0.806$ inches. Luego, se introdujo el valor de S_d en las curvas de fragilidad y se obtuvieron los siguientes resultados: La estructura presenta una probabilidad de 24.96 % de no experimentar daño, 25.23 % de experimentar un daño leve, 29.97 % de experimentar un daño moderado, 14.77 % de experimentar un daño extensivo y 5.07 % de experimentar un daño completo.
- Para el caso de un sismo muy raro con período de retorno de 970 años, se obtuvo un desplazamiento espectral $S_d = 1.129$ inches. Luego, se introdujo el valor de S_d en las curvas de fragilidad y se obtuvieron los siguientes resultados: La estructura presenta una probabilidad de 15.55 % de no experimentar daño, 22.04 % de experimentar un daño leve, 32.89 % de experimentar un daño moderado, 20.29 % de experimentar un daño extensivo y 9.23 % de experimentar un daño completo.
- Para el caso de un sismo raro con período de retorno de 2470 años, se obtuvo un desplazamiento espectral $S_d = 1.378$ inches. Luego, se introdujo el valor de S_d en las curvas de fragilidad y se obtuvieron los siguientes resultados: La estructura presenta una probabilidad de 11.27 % de no experimentar daño, 19.37 % de experimentar un daño leve, 33.25 % de experimentar un daño moderado, 23.44 % de experimentar un daño extensivo y 12.67 % de experimentar un daño completo.

Con las probabilidades de daño obtenidas de las curvas de fragilidad, se obtuvo también el estado de daño global de la estructura mediante el índice de daño esperado en base a los desplazamientos espectrales obtenidos para cada nivel de intensidad. En los resultados obtenidos en la figura 54, se observa que la estructura presenta una probabilidad de daño global esperado de 37.44 %, 46.40 % y 51.72 % para desplazamientos de 0.806 inches, 1.129 inches y 1.378 inches, respectivamente.

De los resultados obtenidos es posible afirmar que, el pabellón de dos niveles de la Institución Educativa María Auxiliadora presenta una mayor probabilidad de sufrir un daño moderado para un sismo máximo en la dirección XX; se podrán observar grietas de flexión y pequeños desprendimientos del recubrimiento del concreto. Se puede considerar este desempeño sísmico como bueno, ya que en esa dirección la estructura presenta una mayor ductilidad por ser

aporticada y estaría cumpliendo con los requerimientos necesarios. Por otro lado, en la dirección YY se evidencia una mayor probabilidad de que la estructura perciba daños moderados y extensivos, ya que en la dirección YY la estructura por ser de albañilería confinada es menos dúctil y es más vulnerable a sufrir daños como grietas diagonales de tamaño considerable, aberturas en los muros.

Por lo general la respuesta estructural del pabellón en XX e YY es óptimo y aceptable, ya que cumple con los requerimientos que presenta una estructura de carácter “Esencial”. También se espera que para sismos de menor intensidad la estructura tenga un buen desempeño y perciba daños leves o en el mejor de los casos sin ningún daño relevante.



CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este capítulo se exponen las conclusiones y recomendaciones que servirán de antecedentes para futuras investigaciones relacionadas con el tema planteado.

6.1 Conclusiones

- Mediante el análisis modal espectral se evidenció que el pabellón no presenta irregularidades y los desplazamientos de entrepiso son menores a los máximos permisibles. Asimismo, se identificó que la edificación presenta mayor rigidez en los ejes transversales respecto a los ejes longitudinales, lo cual se atribuye a la presencia de muros de albañilería confinada, los cuales, al ser menos dúctiles, generan una reducción en el período del edificio y en consecuencia, derivas laterales menores en dicha dirección.
- El modelo computacional no lineal tuvo un buen comportamiento en cuanto al comportamiento de la estructura en la incursión en el rango no lineal, el uso de la plasticidad distribuida en sus elementos estructurales mediante elementos tipo fibra permitió obtener a nivel seccional un cambio gradual entre los rangos de deformación hasta la rotura.
- El modelo equivalente de muros de albañilería confinada, mostrado en las Figuras 22 y 23 y desarrollado mediante el enfoque de columna ancha, presenta un desempeño adecuado en el rango no lineal. Esto se debe a la incorporación de la rótula de corte, la cual permite obtener resultados más confiables al ser calibrada con ensayos cíclicos de muros de este tipo.
- Las fragilidad de la estructura mediante las curvas generadas muestran que el pabellón de dos niveles de la Institución Educativa María Auxiliadora presenta una mayor capacidad de degradación de rigidez estructural en la dirección XX, ya que posee una mayor ductilidad estructural.
- Se puede evidenciar en que la estructura presenta una probabilidad de 36.09 % de sufrir un daño moderado para un sismo máximo en la dirección XX, donde se podrán observar grietas de flexión y pequeños desprendimientos del recubrimiento del concreto.
- Se puede evidenciar en que la estructura presenta una probabilidad de 33.25 % de sufrir un daño moderado y una probabilidad de 23.44 % de sufrir un daño extensivo para un sismo

máximo en la dirección YY, donde se podrán observar grietas diagonales de tamaño considerable y aberturas en los muros.

- El pabellón de dos niveles mediante el índice de daño esperado presenta una probabilidad de daño esperado global de 34.05 % y 51.72 % para un sismo máximo en XX e YY, respectivamente.
- El comportamiento de la estructura en ambas direcciones se puede considerar como óptimo y aceptable en base a los objetivos mencionados en el capítulo 1, ya que cumple con los requerimientos que presenta una estructura de carácter “Esencial”. También se espera que para sismos de menor intensidad a los analizados y presentados en la tabla 23, la estructura tenga un buen desempeño y perciba daños leves o en el mejor de los casos sin ningún daño relevante.
- El empleo de curvas de fragilidad basadas en la metodología HAZUS, desarrollada en el manual del FEMA, representa una opción apropiada para evaluar la vulnerabilidad estructural de las edificaciones. Este método aporta parámetros estadísticos confiables que permiten estimar la probabilidad de daño según la tipología estructural, lo que asegura resultados confiables y útiles en el análisis de condiciones reales.

6.2 Recomendaciones

- Se recomienda utilizar una plasticidad distribuida tipo fibra, ya que permite un buen comportamiento y análisis de los elementos fibra por fibra en base a sus diagramas constitutivos de cada material.
- Se recomienda el uso del modelo equivalente mediante la aplicación de la columna ancha como modelo matemático no lineal para muros de albañilería confinada, ya que los resultados obtenidos son semejantes a la realidad.
- Se recomienda que todos los análisis mediante modelos computacionales siempre deben ir acompañados de una base experimental de laboratorio o en lo posible buscar información acerca de ensayos reales, para poder tener un control de los resultados y corroborar algún nivel de semejanza a la realidad.

Referencias bibliográficas

- Aguiar, R., Cagua, B., & Pilatasig, J. (2020). *Pushover con Acoplamiento de CEINCI-LAB y OpenSees*. Barcelona - España.
- Ali, S., & Sanghai, S. (2021). *Seismic vulnerability assessment of reinforced concrete buildings using pushover analysis*.
- ASCE 41-13. (2013). *ASCE standard ASCE/SEI 41-13 : American Society of Civil Engineers : seismic evaluation and retrofit of existing buildings*.
- ASCE 41-17. (2017). *ASCE standard, ASCE/SEI, 41-17, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*.
- Bhandari, M. (2020). Prediction of inelastic response of base-isolated building frame by pushover analysis. *Asian Journal of Civil Engineering*.
- Cabrero Salvador, A. (2014). *Evaluación del confinamiento en las columnas de estructuras porticadas bajo carga sísmica mediante análisis no lineal*.
- Calabrese, A., Pacheco Almeida, J., & Pinho, R. (2010). Numerical Issues in Distributed Inelasticity Modeling of RC Frame Elements for Seismic Analysis. *Journal of Earthquake Engineering*. doi:10.1080/13632469.2010.495681
- California, S. S. (1996). *ATC 40 - SEISMIC EVALUATION AND RETROFIT OF CONCRETE BUILDINGS*.
- Coral Alva, M. O. (2017). *ENSAYOS CÍCLICOS EN MUROS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA CONSTRUIDOS CON LADRILLOS KING KONG DE FABRICACIÓN INDUSTRIAL*.
- FEMA. (2022). *Hazus Earthquake Model Technical Manual - Hazus 5.1*.
- FEMA, & NIBS. (2009). *Earthquake Model, Technical Manual, Federal Emergency Management*.
- Ferrer Espinola, C., & Mantilla Urcia, K. (2020). *Comportamiento sísmico en las estructuras de concreto reforzado para edificaciones urbanas. Una revisión sistemática 2009-2019*.

- Gonzales, G., Aguilar , A., & Huaco , G. (2020). *Análisis Dinámico Incremental de un Hospital de 60 Años de Antigüedad con Muros de Albañilería Artesanal* .
- Izanloo, F., & Yahyaabadi, A. (2018). Determination of Structural Fragility Curves of Various Building Types for Seismic Vulnerability Assessment in the Sarpol-e Zahab City. *Journal of Seismology & Earthquake Engineering*.
- Kyriakides, N., & Pantazopoulou, S. (2018). Collapse Fragility Curves for RC Buildings Exhibiting Brittle Failure Modes. *Journal of Structural Engineering*. doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001920
- Maldonado Rondón, E., & Chio Cho, G. (2009). Estimación de las funciones de vulnerabilidad sísmica en edificaciones en tierra. *Ingeniería y Desarrollo*.
- Medina, R., & Música, J. (2018). *Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena*.
- Miano, A., Sezen, H., Jalayer, F., & Prota , A. (2019). Performance-Based Assessment Methodology for Retrofit of Buildings. *Journal of Structural Engineering*. doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002419
- Muñoz Pelaez, A. (2002). *Ingeniería Sismorresistente*. Lima - Perú.
- NIST. (2010). *Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design*.
- Orozco, G. F. (2019). *ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA, MEDIANTE ANÁLISIS NO LINEAL DE CARGAS LATERALES INCREMENTALES EN GUATEMALA*. Guatemala.
- Quispe, P. C. (2022). *DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS MULTIFAMILIARES DE MUROS ESTRUCTURALES APLICANDO EL MÉTODO DE ESPECTRO DE CAPACIDAD*. Lima - Perú.
- S. Rajarathnam, A. S. (2015). Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificios basada en una técnica de de detección visual rápida con la ayuda de fotografías aéreas en una plataforma GIS. *Natural Hazards*.

- Sáenz Azorsa, U. H. (2019). *Vulnerabilidad sísmica en edificaciones esenciales mediante curvas de fragilidad analíticas – edificio administrativo de la Universidad Nacional del Centro del Perú.*
- Saldaña Zamora, B., & Villanueva Rodriguez , M. (2021). *Análisis de la Vulnerabilidad Sísmica aplicando el método de Benedetti – Petrini en el edificio multifamiliar c2-lote 23 de 5 pisos en la III etapa de Monserrate, Distrito de Trujillo.*
- SEAOC. (1995). *Conceptual framework for performance based seismic engineering of buildings. Vision 2000 Committee and California Office of Emergency Services. USA.*
- SENCICO. (2020). *Norma E.020 Cargas.*
- SENCICO. (2020). *Norma E.030 Diseño Sismorresistente.* Lima.
- SENCICO. (2020). *Norma E.031 Aislamiento Sísmico.* Lima.
- SENCICO. (2020). *Norma E.060 Concreto Armado.* Lima.
- SENCICO. (2020). *Norma E.070 Albañilería.* Lima.
- Tena-Colunga, A., & Rivera Hernández, G. (2011). *Estimación de la rigidez lateral elástica de muros con aberturas.*
- Valenzuela, H. (2019). *Determinación de las curvas de fragilidad analítica mediante el análisis incremental dinámico en el centro de salud de Conchopata en Ayacucho.*
doi:https://doi.org/10.37811/cl_rcm.v5i6.1372
- Vargas, Y., Pujades , L., Barbat , A., & Hurtado, J. (2013). Evaluación probabilista de la capacidad, fragilidad y daño sísmico de edificios de hormigón armado. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería.*
- Vasco, B., Campos, A., Candeias, P., Costa , A., & Catarino, J. (2022). *Development of expeditious methods for seismic assessment of pre-code masonry buildings in Portug.*
doi:<https://doi.org/10.1002/eqe.3652>
- Yang, L., & Kuang, J. (2018). *Estimating seismic demands of singly symmetric buildings by.*
doi:<https://doi.org/10.1007/s10518-018-00534-8>

Yépez, F. (1996). *Metodología para la evaluación de la vulnerabilidad y riesgo sísmico de estructuras aplicando técnicas de simulación*. España.

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

Zúñiga Cuevas, O., & Terán Gilmore, A. (2008). *EVALUACIÓN BASADA EN DESPLAZAMIENTOS DE EDIFICACIONES DE MAMPOSTERÍA CONFINADA* .

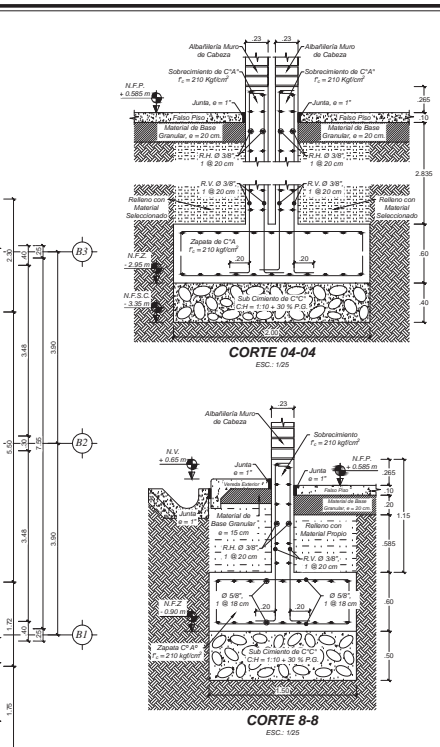
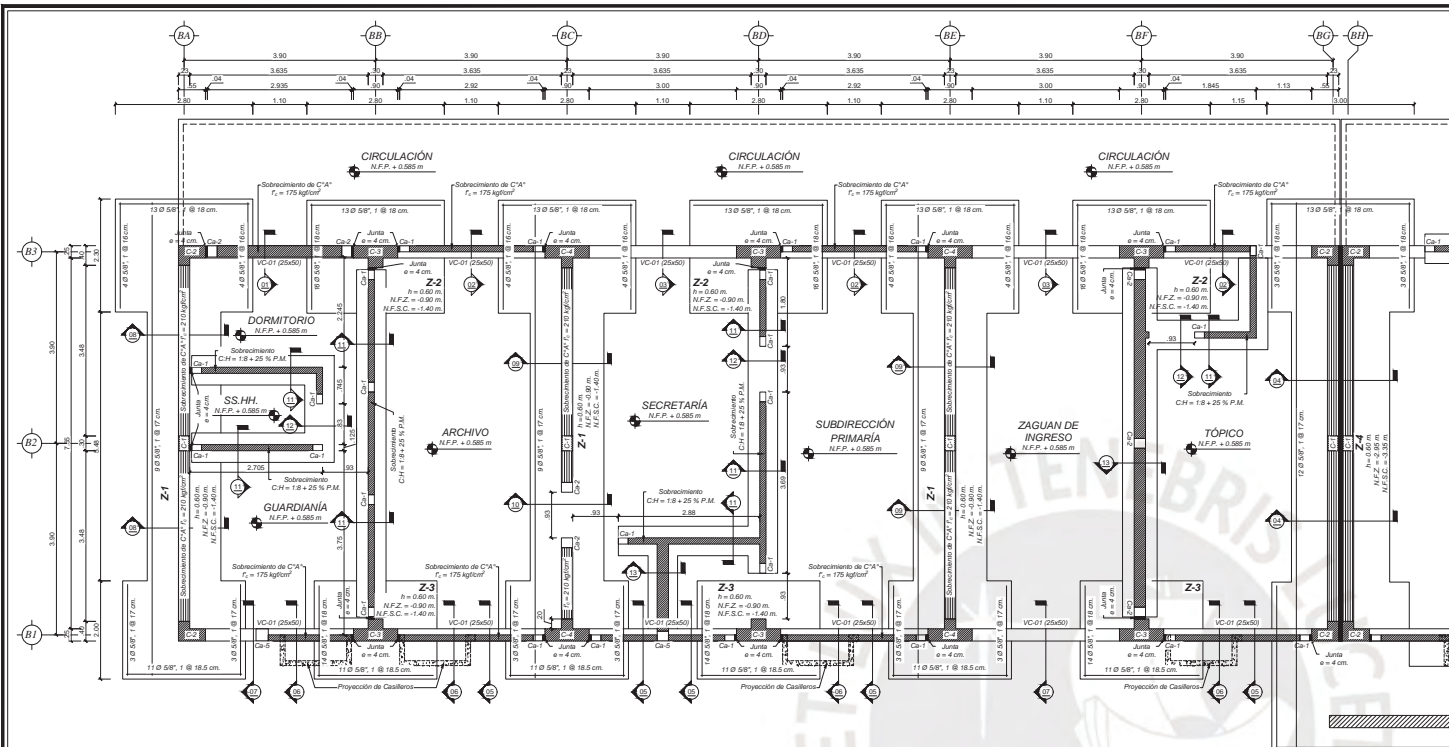


ANEXOS



**ANEXO A: PLANOS ORIGINALES – INSTITUCIÓN
EDUCATIVA MARÍA AUXILIADORA**





ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

CONCRETO ARMADO:

- CONCRETO ZAPATAS AISLADAS $f_c = 210$ Kg/cm²
- CONCRETO ZAPATAS CORRIDAS $f_c = 210$ Kg/cm²
- CONCRETO COLUMNAS $f_c = 210$ Kg/cm²
- CONCRETO PLACAS $f_c = 210$ Kg/cm²
- ACERO $f_y = 4200$ Kg/cm²

CONCRETO SIMPLE:

- CIEMENTO COPADO $C/H = 1 + 1 + 30$ P.M.
- SOBRECIMIENTO ARMADO $f_c = 175$ kg/cm²
- SOBRECIMIENTO ARMADO EN MURO PORTANTE $f_c = 210$ kg/cm²
- SOLADO $C/H = 1 + 1 + 2$ kg/cm²
- DADOS DE CONCRETO $f_c = 210$ kg/cm²

RECURRIMIENTO:

- ZAPATAS AISLADAS $f_c = 7.5$ cm
- ZAPATAS COMBINADAS $f_c = 7.5$ cm
- COLUMNAS $f_c = 4.0$ cm
- PLACAS $f_c = 4.0$ cm

ALBANILERÍA:

- LADRILLO KING KONG $f_m = 65$ Kg/cm²
- MORTERO DE CEMENTO - ARENA C/A - 1:4
- LAS UNIDADES DE ALBANILERÍA SERÁN DE 23x12.5x6 cm
- SE COLOCARÁ ALAMBRE N° 8 EN EL ENLACE MURO - COLUMNA CADA 3 HELADAS

JUNTA DE APAREJO:

- HORIZONTAL: max 1.5 cm
- VERTICAL: max 1.5 cm

ENCOFRADO Y DESENCOFRADO:

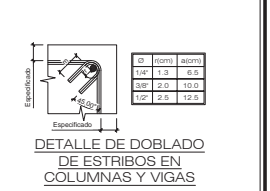
- LOSA Y VIGAS 21 DIAS DEL VACADO
- COLUMNAS Y CIMENTOS A 1 DIA DEL VACADO

CURADO:

- AGUA CEMENTO POR UNA SEMANA ESTRICTAMENTE
- E-050, E-050, E-050

SOBRECARGAS:

- SOCIALES - 250 kg/cm²
- SOPRADAZOS Y ESCALERAS = 400 kg/cm²
- SIACACABOS = 100 kg/cm²
- SIACACABOS Y TABLERA = 150 kg/cm²

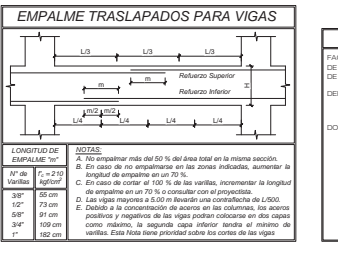
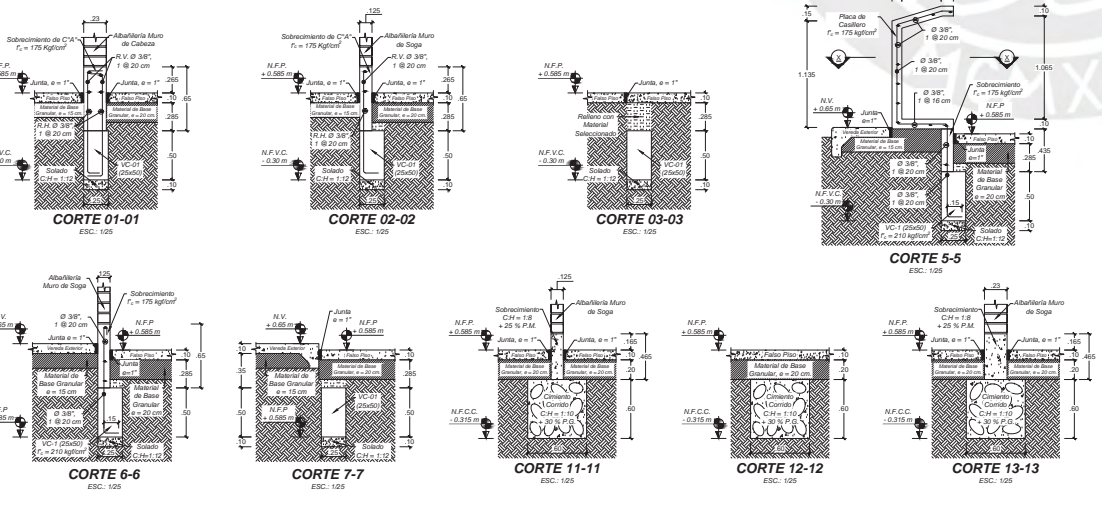


PLANTA DE CIMENTACIÓN - MÓDULO 08 - PRIMARIA
ESC. 1:50

RESUMEN DE CONDICIÓN DEL SUELO

LAS INVESTIGACIONES GEOLOGICOGEO-TÉCNICAS PERMITIERON DEFINIR EN EL ÁREA DE ESTUDIO UNA UNIDAD GEOTÉCNICA COLUVIO-ALUVIAL LA CUAL SE UBICA EN TODA EL ÁREA DEL PROYECTO. ESTE MATERIAL MATERIAL ES HOMOGÉNEO Y DE COMPACTACIÓN MEDIANAMENTE DENSO COMPLETOS POR GRANES LINDAS, GRANES ARELLONAS Y ARELLAS ARENOSAS.

- 1) TIPO DE CIMENTACIÓN: ZAPATAS CONECTADAS CON VIGAS ORIENTACIÓN.
- 2) ESTRATO DE APOYO DE LA CIMENTACIÓN: GRUPO ARELLONADO 'C' EN ESTADO SEMICOMPACTO.
- 3) PROFUNDIDAD DE LA MAPA PRÁCTICA: 1.00 m
- 4) PROFUNDIDAD MÍNIMA DE CIMENTACIÓN: 1.50 m
- 5) PRESIÓN ADMISIBLE DEL TERRENO: $q_{adm} = 1.92$ Kg/cm²
- 6) ANÁLISIS DE FRICCIÓN INTERNA: $\phi = 29$ grados
- 7) DENSIDAD DEL SUELO: $\gamma = 1900$ Kg/m³
- 8) FACTOR DE ZONA: $Z = 0.25$
- 9) FACTOR DE SUELO: $S = 100$
- 10) ATAQUE QUÍMICO DE SULFATOS Y OTROS: NO
- 11) TIPO DE CEMENTO PARA CONCRETO EN CONTACTO CON EL SUELO: CEMENTO PORTLAND (TIPO I)



PARÁMETROS SÍSMICOS

FACTORES A TOMAR EN CUENTA PARA LA DETERMINACIÓN DEL ESPECTRO DE ACCELERACIONES SEGUN LA NORMA E-030 DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES.

DEFINIMOS LA ACCELERACION ESPECTRAL (Sa) CON LA SIGUIENTE FORMULA

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot I}{R}$$

DONDE:

- FACTOR DE ZONA: $Z = 0.25$
- FACTOR DE USO E IMPORTANCIA: $U = 1.50$
- PERIODO QUE DEFINE LA PLATAFORMA DEL ESPECTRO PARA CADA TIPO DE SUELO: $T_s = 0.20$
- PERIODO QUE DEFINE EL INICIO DE LA ZONA DEL DEL FACTOR 'C' CON SERIALIZ CORRIENTE: $T_c = 0.20$
- PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA: $T = 2.21$
- COEFICIENTE DE AMPLIFICACION SISMICA: $C_s = 2.00$
- FACTOR DEL SUELO: $S = 1.00$
- COEFICIENTE DE REDUCCION SISMICA EN 'C': $R = 8$
- COEFICIENTE DE REDUCCION SISMICA EN 'Y': $R_y = 4$
- ACCELERACION DE LA GRAVEDAD: $g = 9.81$ m/s²



GOBIERNO REGIONAL DE AYACUCHO
 GERENCIA GENERAL DE INFRAESTRUCTURA
 SUB GERENCIA DE OBRAS - RESIDENTAL DE OBRAS

PROYECTO: "IMPLEMENTACION DE LA PRESTACION DE SERVICIOS EDUCATIVOS EN LA INSTITUCION EDUCATIVA PABLO NARRA AGRICADORA, DISTRITO DE HUAYTA, PROVINCIA DE HUAYTA, AYACUCHO"

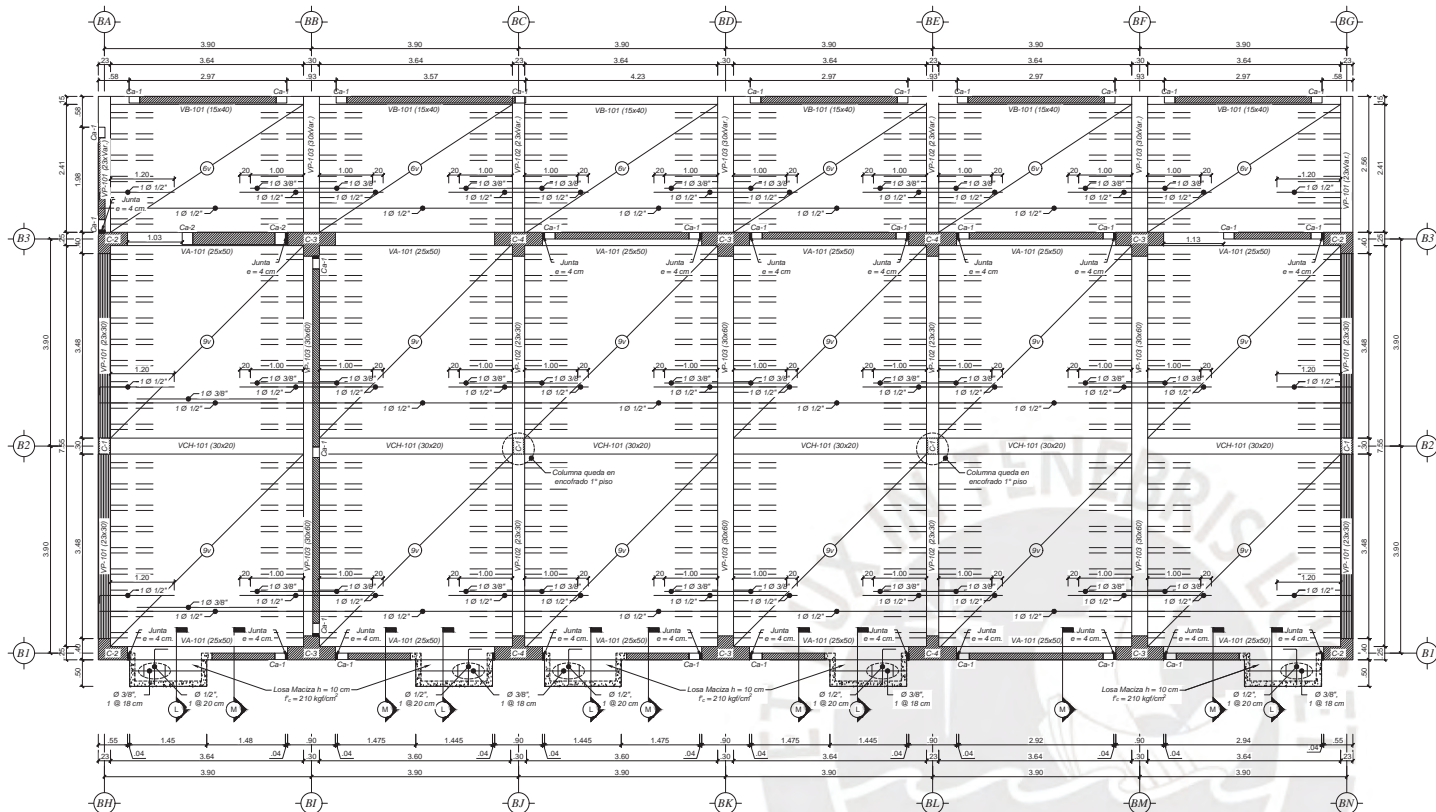
ESTRUCTURAS

PLANTA DE CIMENTACIÓN - MÓDULO 08 - PRIMARIA

LA MINA: HUAYTA
 DISTRITO: HUAYTA
 PROVINCIA: HUAYTA

FECHA: MARZO 2010

E-23



VCH-101 (30x20)
ESC: 1/25

VB-101 (15x40)
ESC: 1/25

DETALLE DE CASILLERO
ESC: 1/25

DETALLE DE LOSA ALIGERADA H = 20 cm.
ESC: 1/10

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

CONCRETO ARMADO:
 CONCRETO VIGAS PRINCIPALES (VP) f_c = 210 Kg/cm²
 CONCRETO VIGAS CHATAS (VCH) f_c = 210 Kg/cm²
 CONCRETO VIGAS DE BORDE (VB) f_c = 210 Kg/cm²
 CONCRETO LOSA ALIGERADA f_c = 210 Kg/cm²
 ACERO f_y = 4200 Kg/cm²

RECUBRIMIENTO:
 VIGAS PERALTADAS r = 4.0 cm
 VIGAS CHATAS r = 2.5 cm
 VIGAS DE BORDE r = 2.5 cm

ALBANILERIA:
 LADRILLO KING KING f_m = 35 Kg/cm²
 MORTERO DE CEMENTO - ARENA C.A = 1:4
 LAS UNIDADES DE ALBANILERIA SERÁN DE 23x12.5x6cm
 SE COLOCARÁN VARILLA DE Ø 1/4" EN EL ENCUENTRO MUÑO - COLUMNA CADA 2 HILADAS

JUNTA DE APAREJO:
 HORIZONTAL : max. 1.5 cm
 VERTICAL : max. 1.5 cm

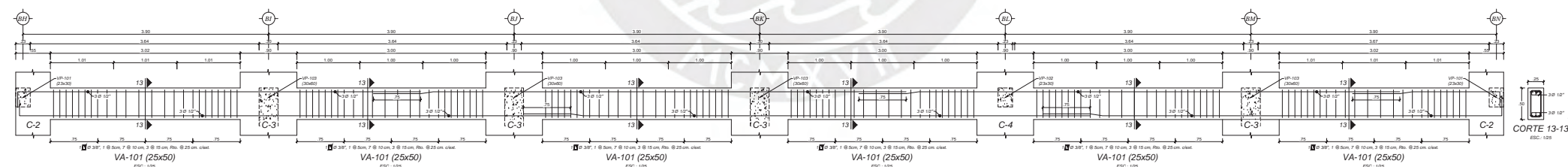
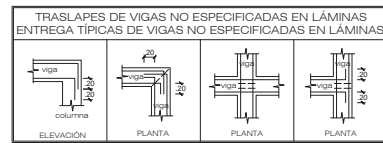
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO:
 LOSA Y VIGAS 21 DÍAS DEL VACIADO
 COLUMNAS Y CIMENTOS A 1 DÍA DEL VACIADO

CURADO:
 AGUA POR UNA SEMANA ESTRICTAMENTE

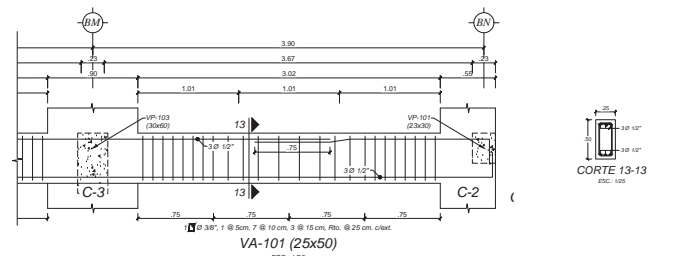
REGLAMENTOS:
 REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES 2016
 E-050, E-050
 E-050, E-050

SOBRECARGAS:
 S/COPASADIZOS Y ESCALERAS) = 200 kg/cm²
 S/CANALIZADOS Y TABIQUERA) = 100 kg/cm²

PLANTA DE LOSA ALIGERADA DEL 1ER PISO - MÓDULO 08 - PRIMARIA
ESC: 1/50



CORTE 13-13
ESC: 1/25



VA-101 (25x50)
ESC: 1/25

PARÁMETROS SÍSMICOS

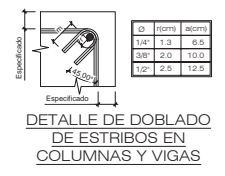
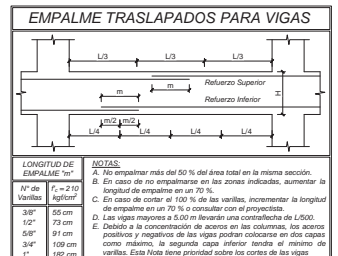
FACTORES A TOMAR EN CUENTA PARA LA DETERMINACIÓN DEL ESPECTRO DE ACCELERACIONES SEGÚN LA NORMA E-030 DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES.

DEFINIMOS LA ACCELERACIÓN ESPECTRAL (S_a) CON LA SIGUIENTE FÓRMULA:

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

DONDE:

- Z = 0.25
- U = 1.50
- T_p = 0.60
- T = 2.00
- C = 0.21
- S = 1.20
- R_w = 8
- R_y = 3
- g = 9.81 m/s²



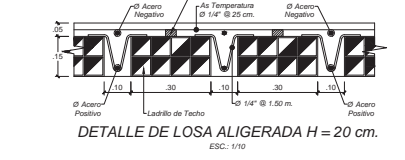
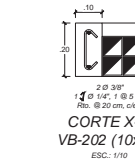
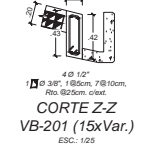
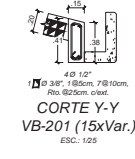
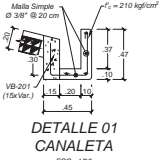
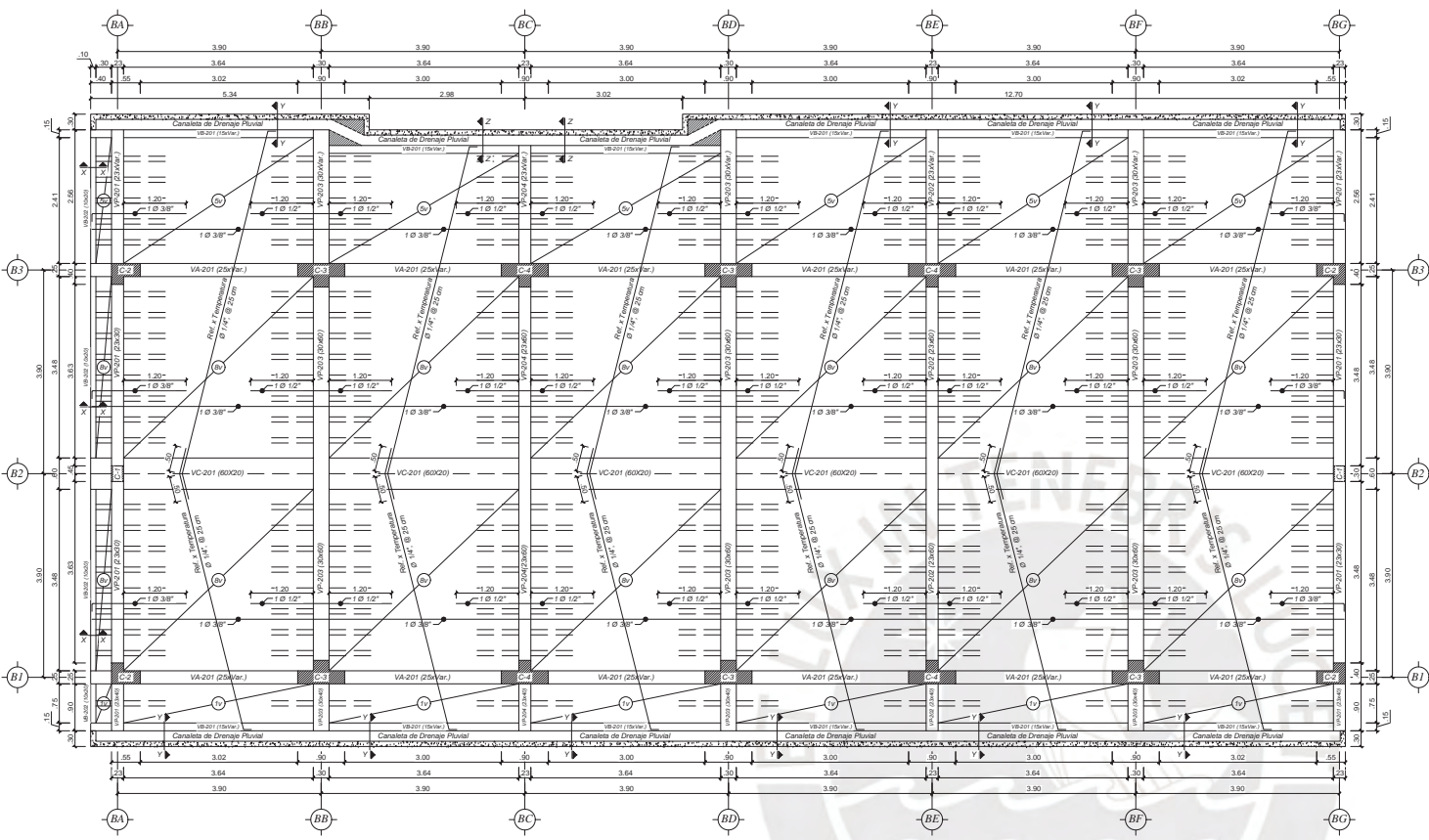
GOBIERNO REGIONAL DE AYACUCHO
 GERENCIA GENERAL DE INFRAESTRUCTURAS
 SUB GERENCIA DE OBRAS - RESIDENCIA DE OBRAS

PROYECTO: "MEJORAMIENTO DE LA PRESTACION DE SERVICIOS EDUCATIVOS EN LA INSTITUCION EDUCATIVA PUBLICA MARIA AUXILIADORA, DISTRITO DE SANTA ANTONITA, PROVINCIA DE AYACUCHO"

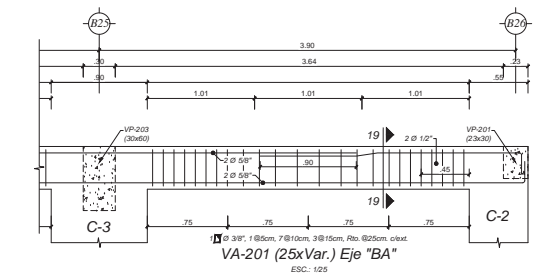
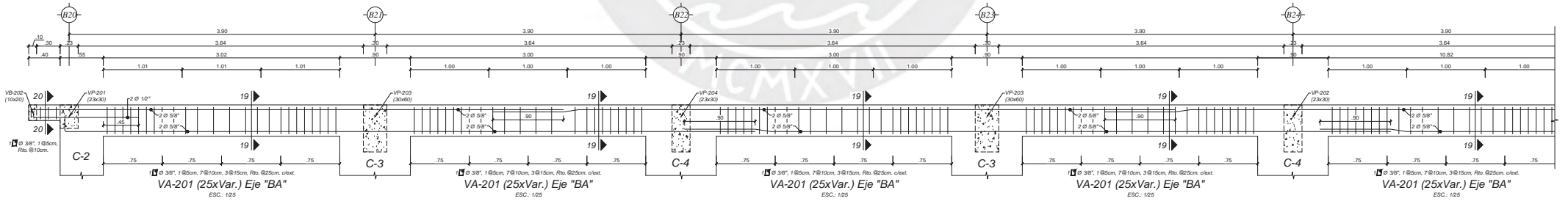
ESTRUCTURAS
 PLANTA DE LOSA ALIGERADA DEL 2DO PISO
 MÓDULO 08 - PRIMARIA

LÁMINA: E-24

FECHA: 15/05/2020



PLANTA DE LOSA ALIGERADA DEL 2DO PISO - MÓDULO 08 - PRIMARIA
ESC: 1/50



PARÁMETROS SÍSMICOS

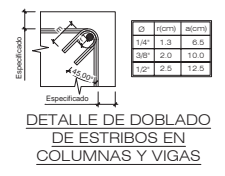
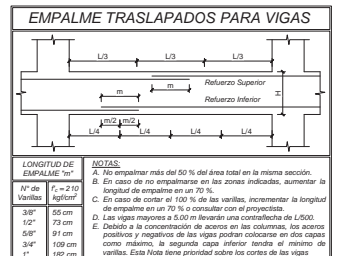
FACTORES A TOMAR EN CUENTA PARA LA DETERMINACIÓN DEL ESPECTRO DE ACELERACIONES SEGÚN LA NORMA E-030 DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES.

DEFINIMOS LA ACELERACIÓN ESPECTRAL (Sa) CON LA SIGUIENTE FÓRMULA:

$$S_a = \frac{Z U T_p}{R}$$

DONDE:

- Z = 0.25
- U = 1.50
- T_p = 0.60
- T = 2.00
- T₀ = 0.21
- C = 2.50
- S = 1.20
- R_v = 8
- R_y = 3
- g = 9.81 mps²



GOBIERNO REGIONAL DE AYACUCHO
DIRECCIÓN GENERAL DE INFRAESTRUCTURAS
SUBDIRECCIÓN DE OBRAS - RESIDENCIA DE OBRAS

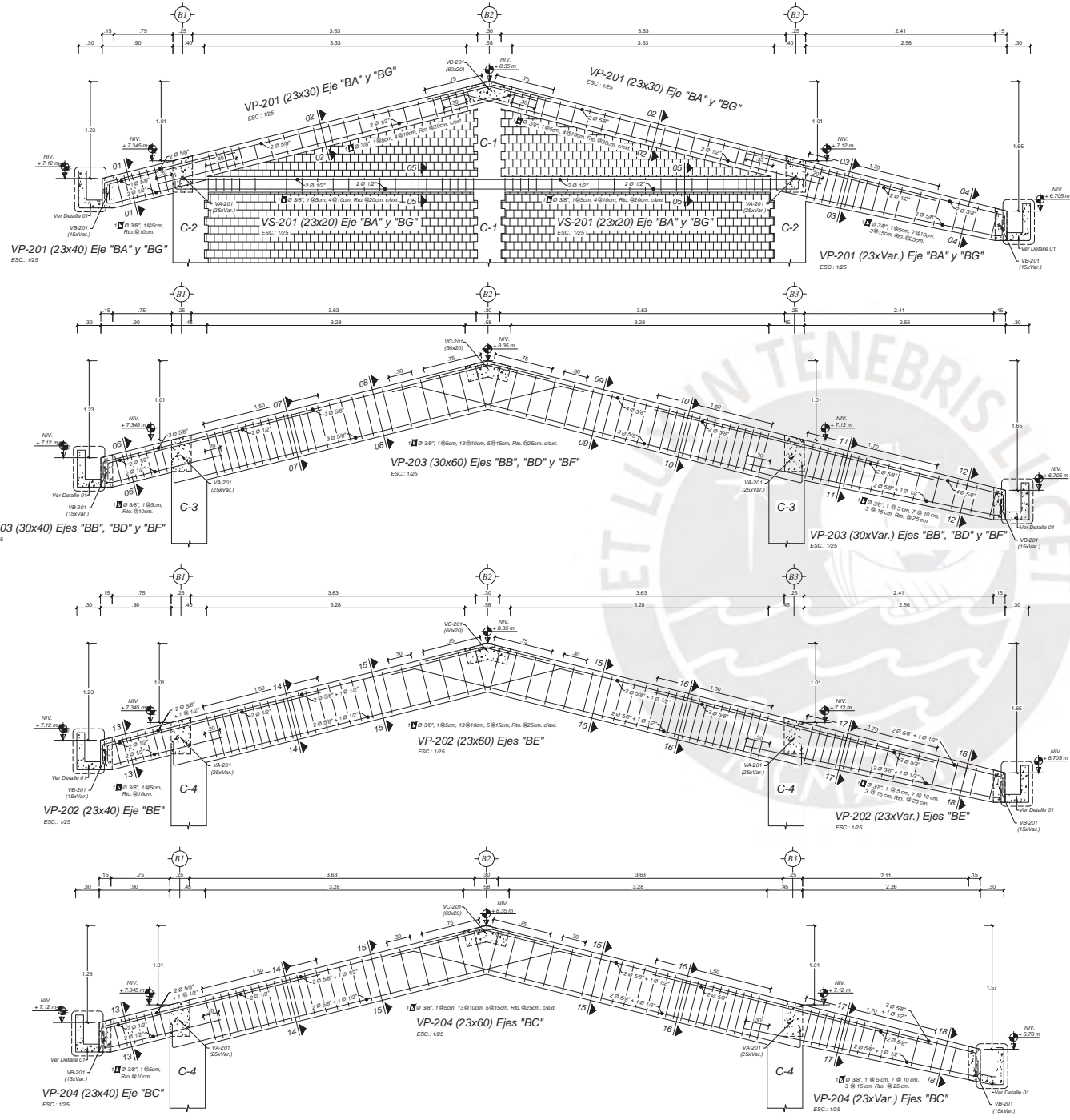
PROYECTO: "MEJORAMIENTO DE LA PRESTACIÓN DE SERVICIOS EDUCATIVOS EN LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA PABLA MARIÁ ALIOLADORA, DISTRITO DE HUANTA, PROVINCIA DE HUANTA - AYACUCHO"

ESTRUCTURAS
PLANTA DE LOSA ALIGERADA DEL 2DO PISO
MÓDULO 08 - PRIMARIA

LÁMINA: **E-24**

REGION: AYACUCHO
PROV: HUANTA
DISTR: HUANTA
ESC: HUANTA

PROY: HUANTA
DISEÑO: HUANTA
REVIS: HUANTA
EVALUACIÓN: HUANTA
FECHA: HUANTA
Escala: HUANTA
Enero: 2020



PARÁMETROS SÍSMICOS

FACTORES A TOMAR EN CUENTA PARA LA DETERMINACIÓN DEL ESPECTRO DE ACCELERACIONES SEGÚN LA NORMA E-030 DEL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES

DEFINIMOS LA ACCELERACIÓN ESPECTRAL (Sa) CON LA SIGUIENTE FÓRMULA

$$S_a = \frac{Z \cdot I \cdot C \cdot S}{R \cdot S_y \cdot g}$$

DONDE:

- * FACTOR DE ZONA: Z = 0.35
- * FACTOR DE USO E IMPORTANCIA: I = 1.00
- * PERÍODO QUE DEFINE LA PLATAFORMA DEL ESPECTRO PARA CADA TIPO DE SUELO: T₀ = 0.60
- * PERÍODO QUE DEFINE EL INICIO DE LA ZONA DEL DEL FACTOR "C" CON DEPENDENCIA DEL TIPO DE SUELO: T₁ = 0.20
- * PERÍODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA: T = 0.21
- * COEFICIENTE DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA: C = 2.50
- * FACTOR DEL SUELO: S = 1.20
- * COEFICIENTE DE REDUCCIÓN SÍSMICA EN "X": R_x = 6
- * COEFICIENTE DE REDUCCIÓN SÍSMICA EN "Y": R_y = 3
- * ACCELERACIÓN DE LA GRAVEDAD: g = 9.81 m/s²

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

CONCRETO ARMADO:

- CONCRETO VIGAS PRINCIPALES (VP) f_c = 210 Kg/cm²
- CONCRETO VIGAS CHATAS (VC) f_c = 210 Kg/cm²
- CONCRETO VIGAS DE BORDE (VB) f_c = 210 Kg/cm²
- CONCRETO LOSA ALIGERADA f_c = 210 Kg/cm²
- ACERO f_y = 4200 Kg/cm²

RECURRIMIENTO:

- VIGAS PERALTADAS: f = 4.0 cm
- VIGAS CHATAS: f = 2.5 cm
- VIGAS DE BORDE: f = 2.5 cm

ALBANILERÍA:

- LADRILLO KING KONG: fm = 35 Kg/cm²
- MORTERO DE CEMENTO - ARENA: C/A = 1:4
- LAS UNIDADES DE ALBANILERÍA: SERÁN DE 23x12.5x9.0 cm
- SE COLOCARÁ VARELLA DE Ø 1/4" EN EL ENCUENTRO MAJÚC. COLUMNA CADA 2 HILADAS

JUNTA DE APAREJO:

- HORIZONTAL: max. 1.5 cm
- VERTICAL: max. 1.5 cm

ENCOFRADO Y DESENCOFRADO:

- LOSA Y VIGAS 21 DÍAS DEL VACADO
- COLUMNAS Y CIMENTOS A 1 DÍA DEL VACADO

CURADO:

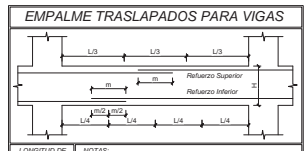
- LOSA POR UNA SEMANA Estrictamente

REGLAMENTOS:

- REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES 2016
- E-020, E-030, E-040, E-060

SOBRECARGAS:

- SOBRECARGAS Y ESCALERAS = 200 Kg/cm²
- SOBRECARGAS Y TABQUERÍA = 100 Kg/cm²

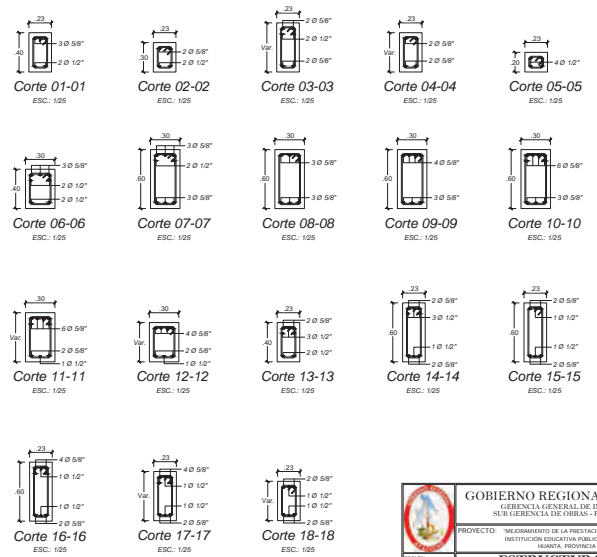
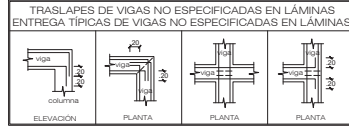


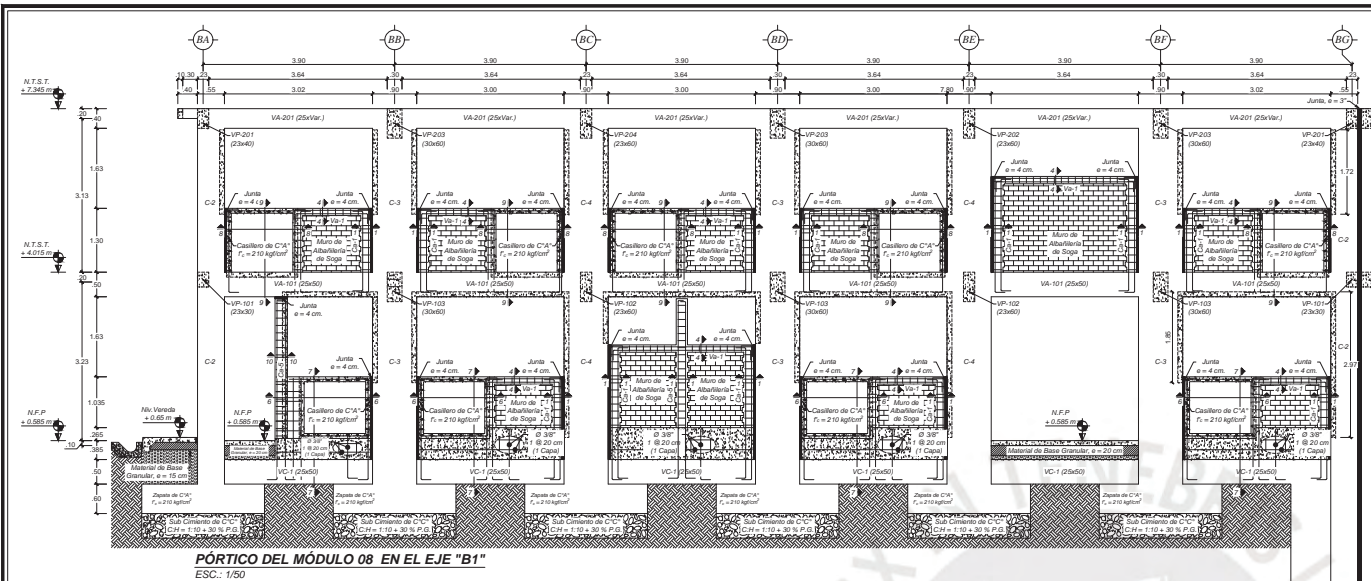
LONGITUD DE EMPALME:

Verificación	Verificación
38" 95 cm	12" 30 cm
12" 30 cm	58" 147 cm
34" 86 cm	102 cm

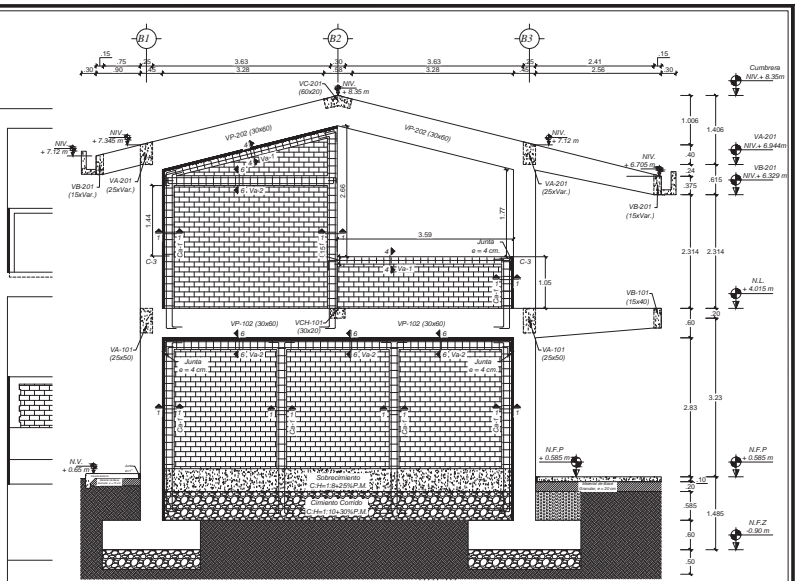
NOTAS:

- A. En cualquier caso del 50 % del área total en la misma sección.
- B. En caso de no empalmarse en las zonas indicadas, aumentar la longitud de empalme en un 75 %.
- C. En caso de cortar el 100 % de las varillas, incrementar la longitud de empalme en un 75 % o consultar con el proyectista.
- D. Las vigas mayores a 5.00 m requieren una contrachapa de L200.
- E. Debido a la concentración de aceros en las columnas, los aceros positivos y negativos de las vigas podrán colocarse en dos capas como máximo, la segunda capa inferior siendo el mismo de varillas. Esta Nota tiene prioridad sobre los cortes de las vigas.

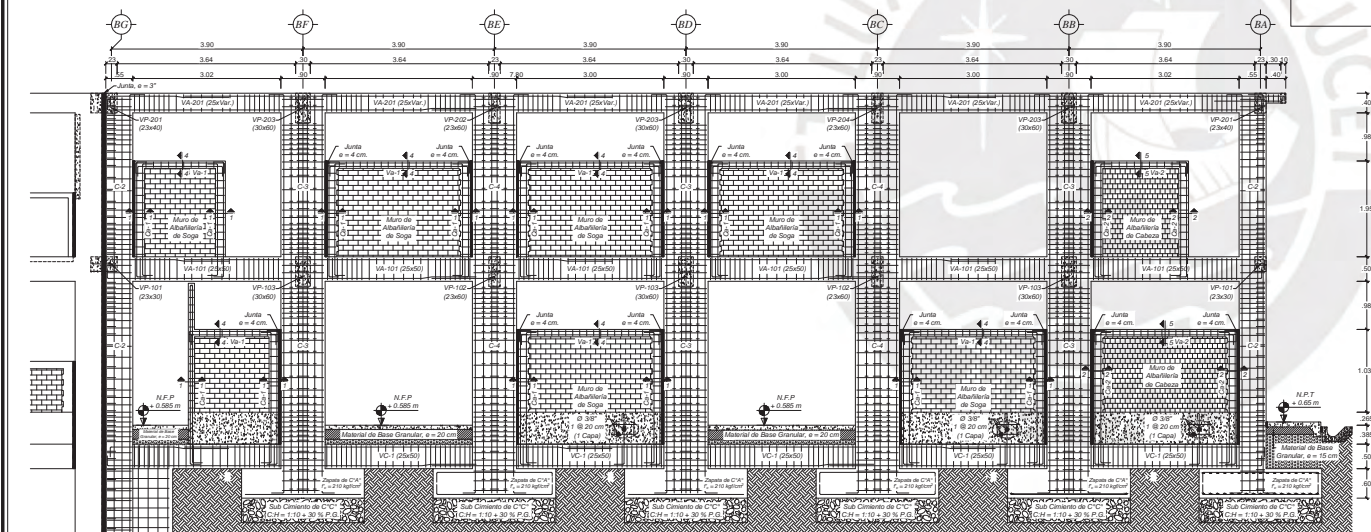




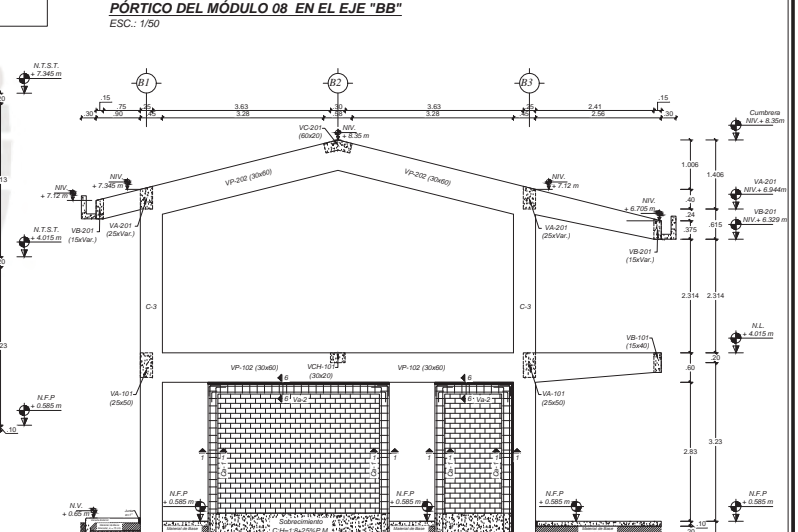
PÓRTICO DEL MÓDULO 08 EN EL EJE "B1"
ESC.: 1/50



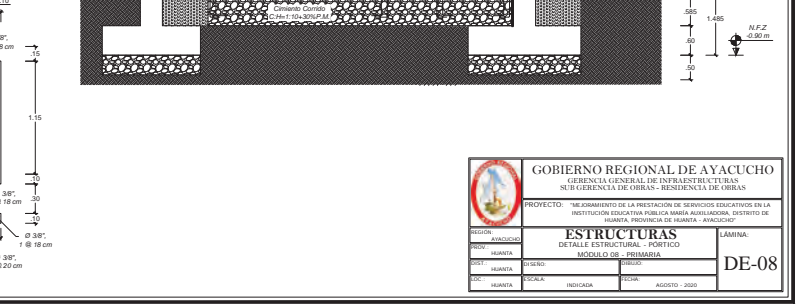
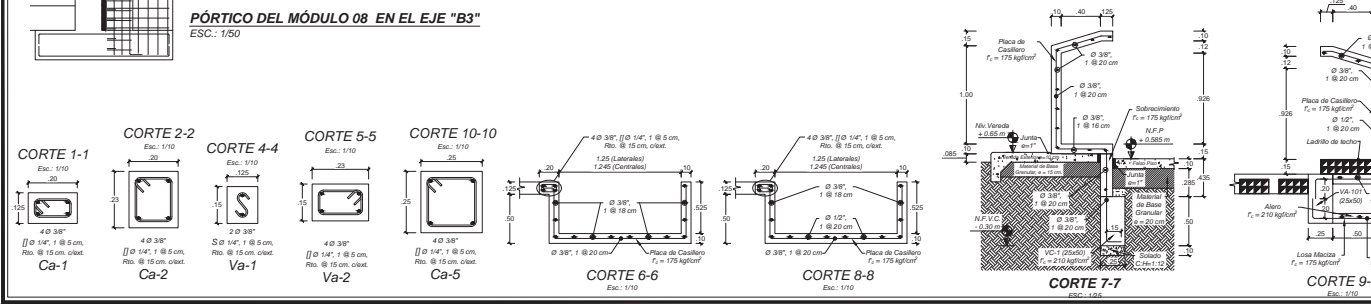
PÓRTICO DEL MÓDULO 08 EN EL EJE "BB"
ESC.: 1/50



PÓRTICO DEL MÓDULO 08 EN EL EJE "B3"
ESC.: 1/50



PÓRTICO DEL MÓDULO 08 EN EL EJE "B3"
ESC.: 1/50



 GOBIERNO REGIONAL DE AYACUCHO GERENCIA GENERAL DE INFRAESTRUCTURAS SUB GERENCIA DE OBRAS - RESIDENCIA DE OBRAS			
PROYECTO: "EL ARRAJUNTO DE LA PRESTACION DE SERVICIOS EDUCATIVOS EN LA INSTITUCION EDUCATIVA PUBLICA PARA AGRIANCIADOS, DISTRITO DE HUAYTA, PROVINCIA DE HUAYTA - AYACUCHO"			
ESTRUCTURAS		LAMINA	
DETALLE ESTRUCTURAL - PÓRTICO			
REGION:	AYACUCHO	PROYECTO:	DE-08
C.O.:	HUAYTA	DISEÑO:	
C.O.:	HUAYTA	MODELA D.O.C.:	PROYECTAR
C.O.:	HUAYTA	ESCALA:	INDICADA
C.O.:	HUAYTA	FECHA:	AGOSTO - 2020

**ANEXO B: TABLAS ORIGINALES – PARÁMETROS DE LA
CURVA DE FRAGILIDAD (FUENTE: FEMA, 2022)**



Table 5-12 Structural Fragility Curve Parameters - High-Code Seismic Design Level

Building Properties		Inter-Story Drift at Threshold of Damage State					Spectral Displacement (Inches)							
Type	Height (Inches)						Slight		Moderate		Extensive		Complete	
	Roof	Modal	Slight	Moderate	Extensive	Complete	Median	Beta	Median	Beta	Median	Beta	Median	Beta
W1	168	126	0.0040	0.0120	0.0400	0.1000	0.50	0.80	1.51	0.81	5.04	0.85	12.60	0.97
W2	288	216	0.0040	0.0120	0.0400	0.1000	0.86	0.82	2.59	0.88	8.64	0.90	21.60	0.83
S1L	288	216	0.0060	0.0120	0.0300	0.0800	1.30	0.80	2.59	0.76	6.48	0.69	17.28	0.72
S1M	720	540	0.0040	0.0080	0.0200	0.0533	2.16	0.65	4.32	0.65	10.80	0.67	28.80	0.74
S1H	1,872	1123	0.0030	0.0060	0.0150	0.0400	3.37	0.64	6.74	0.64	16.85	0.65	44.93	0.67
S2L	288	216	0.0050	0.0100	0.0300	0.0800	1.08	0.81	2.16	0.89	6.48	0.94	17.28	0.83
S2M	720	540	0.0033	0.0067	0.0200	0.0533	1.80	0.67	3.60	0.67	10.80	0.68	28.80	0.79
S2H	1,872	1123	0.0025	0.0050	0.0150	0.0400	2.81	0.63	5.62	0.63	16.85	0.64	44.93	0.71
S3	180	135	0.0040	0.0080	0.0240	0.0700	0.54	0.81	1.08	0.83	3.24	0.91	9.45	0.90
S4L	288	216	0.0040	0.0080	0.0240	0.0700	0.86	0.88	1.73	0.90	5.18	0.98	15.12	0.87
S4M	720	540	0.0027	0.0053	0.0160	0.0467	1.44	0.77	2.88	0.73	8.64	0.71	25.20	0.88
S4H	1,872	1123	0.0020	0.0040	0.0120	0.0350	2.25	0.64	4.49	0.66	13.48	0.69	39.31	0.77
S5L*							0.65*	1.12*	1.30*	1.04*	3.24*	0.99*	7.56*	0.95*
S5M*							1.08*	0.77*	2.16*	0.79*	5.40*	0.87*	12.60*	0.99*
S5H*							1.68*	0.70*	3.37*	0.73*	8.42*	0.89*	19.66*	0.97*
C1L	240	180	0.0050	0.0100	0.0300	0.0800	0.90	0.81	1.80	0.84	5.40	0.86	14.40	0.80
C1M	600	450	0.0033	0.0067	0.0200	0.0533	1.50	0.68	3.00	0.67	9.00	0.68	24.00	0.81
C1H	1,440	864	0.0025	0.0050	0.0150	0.0400	2.16	0.66	4.32	0.64	12.96	0.67	34.56	0.78
C2L	240	180	0.0040	0.0100	0.0300	0.0800	0.72	0.82	1.80	0.84	5.40	0.93	14.40	0.92
C2M	600	450	0.0027	0.0067	0.0200	0.0533	1.20	0.74	3.00	0.77	9.00	0.68	24.00	0.77
C2H	1,440	864	0.0020	0.0050	0.0150	0.0400	1.73	0.68	4.32	0.65	12.96	0.66	34.56	0.76
C3L*							0.54*	1.09*	1.08*	1.07*	2.70*	1.08*	6.30*	0.91*
C3M*							0.90*	0.85*	1.80*	0.83*	4.50*	0.79*	10.50*	0.98*
C3H*							1.30*	0.71*	2.59*	0.74*	6.48*	0.90*	15.12*	0.96*
PC1	180	135	0.0040	0.0080	0.0240	0.0700	0.54	0.76	1.08	0.86	3.24	0.88	9.45	1.00

Building Properties			Inter-Story Drift at Threshold of Damage State				Spectral Displacement (Inches)							
Type	Height (Inches)						Slight		Moderate		Extensive		Complete	
	Roof	Modal	Slight	Moderate	Extensive	Complete	Median	Beta	Median	Beta	Median	Beta	Median	Beta
PC2L	240	180	0.0040	0.0080	0.0240	0.0700	0.72	0.84	1.44	0.88	4.32	0.98	12.60	0.94
PC2M	600	450	0.0027	0.0053	0.0160	0.0467	1.20	0.77	2.40	0.80	7.20	0.70	21.00	0.83
PC2H	1,440	864	0.0020	0.0040	0.0120	0.0350	1.73	0.64	3.46	0.66	10.37	0.68	30.24	0.80
RM1L	240	180	0.0040	0.0080	0.0240	0.0700	0.72	0.84	1.44	0.86	4.32	0.92	12.60	1.01
RM1M	600	450	0.0027	0.0053	0.0160	0.0467	1.20	0.71	2.40	0.80	7.20	0.77	21.00	0.75
RM2L	240	180	0.0040	0.0080	0.0240	0.0700	0.72	0.80	1.44	0.82	4.32	0.91	12.60	0.98
RM2M	600	450	0.0027	0.0053	0.0160	0.0467	1.20	0.71	2.40	0.79	7.20	0.70	21.00	0.73
RM2H	1,440	864	0.0020	0.0040	0.0120	0.0350	1.73	0.67	3.46	0.65	10.37	0.66	30.24	0.72
URML*							0.41*	1.00*	0.81*	1.05*	2.03*	1.09*	4.73*	1.08*
URMM*							0.63*	0.91*	1.26*	0.92*	3.15	0.87	7.35*	0.91*
MH	120	120	0.0040	0.0080	0.0240	0.00700	0.48	0.91	0.96	1.00	2.88	1.03	8.40	0.92

Shaded boxes and building property types with an asterisk () indicate types that are not permitted by current seismic codes.

Table 5-13 Structural Fragility Curve Parameters – Moderate Code Seismic Design Level

Building Properties			Inter-Story Drift at Threshold of Damage State				Spectral Displacement (Inches)							
Type	Height (Inches)						Slight		Moderate		Extensive		Complete	
	Roof	Modal	Slight	Moderate	Extensive	Complete	Median	Beta	Median	Beta	Median	Beta	Median	Beta
W1	168	126	0.0040	0.0099	0.0306	0.0750	0.50	0.84	1.25	0.86	3.86	0.89	9.45	1.04
W2	288	216	0.0040	0.0099	0.0306	0.0750	0.86	0.89	2.14	0.94	6.62	0.94	16.20	0.92
S1L	288	216	0.0060	0.0104	0.0235	0.0600	1.30	0.80	2.24	0.76	5.08	0.74	12.96	0.87
S1M	720	540	0.0040	0.0069	0.0157	0.0400	2.16	0.65	3.74	0.68	8.46	0.69	21.60	0.87
S1H	1,872	1,123	0.0030	0.0052	0.0118	0.0300	3.37	0.64	5.83	0.64	13.21	0.71	33.70	0.83
S2L	288	216	0.0050	0.0087	0.0233	0.0600	1.08	0.93	1.87	0.92	5.04	0.93	12.96	0.93
S2M	720	540	0.0033	0.0058	0.0156	0.0400	1.80	0.70	3.12	0.69	8.40	0.69	21.60	0.89
S2H	1,872	1,123	0.0025	0.0043	0.0117	0.0300	2.81	0.66	4.87	0.64	13.10	0.69	33.70	0.80

Building Properties		Inter-Story Drift at Threshold of Damage State					Spectral Displacement (Inches)							
Type	Height (Inches)						Slight		Moderate		Extensive		Complete	
	Roof	Modal	Slight	Moderate	Extensive	Complete	Median	Beta	Median	Beta	Median	Beta	Median	Beta
S3	180	135	0.0040	0.0070	0.0187	0.0525	0.54	0.88	0.94	0.93	2.52	0.97	7.09	0.89
S4L	288	216	0.0040	0.0069	0.0187	0.0525	0.86	0.96	1.50	1.00	4.04	1.03	11.34	0.92
S4M	720	540	0.0027	0.0046	0.0125	0.0350	1.44	0.75	2.50	0.72	6.73	0.72	18.90	0.94
S4H	1,872	1,123	0.0020	0.0035	0.0093	0.0262	2.25	0.66	3.90	0.67	10.50	0.70	29.48	0.90
S5L*							0.65*	1.12*	1.30*	1.04*	3.24*	0.99*	7.56*	0.95*
S5M*							1.08*	0.77*	2.16*	0.79*	5.40*	0.87*	12.60*	0.99*
S5H*	-	-	-	-	-	-	1.68*	0.70*	3.37*	0.73*	8.42*	0.89*	19.66*	0.97*
C1L	240	180	0.0050	0.0087	0.0233	0.0600	0.90	0.89	1.56	0.90	4.20	0.90	10.80	0.88
C1M	600	450	0.0033	0.0058	0.0156	0.0400	1.50	0.69	2.60	0.69	7.00	0.69	18.00	0.90
C1H	1,440	864	0.0025	0.0043	0.0117	0.0300	2.16	0.66	3.74	0.67	10.08	0.76	25.92	0.91
C2L	240	180	0.0040	0.0084	0.0232	0.0600	0.72	0.92	1.52	0.97	4.17	1.03	10.80	0.87
C2M	600	450	0.0027	0.0056	0.0154	0.0400	1.20	0.821	2.53	0.77	6.95	0.73	18.00	0.91
C2H	1,440	864	0.0020	0.0042	0.0116	0.0300	1.73	0.66	3.64	0.68	10.00	0.70	25.92	0.87
C3L*							0.54*	1.09*	1.08*	1.07*	2.70*	1.08*	6.30*	0.91*
C3M*							0.90*	0.85*	1.80*	0.83*	4.50*	0.79*	10.50*	0.98*
C3H*							1.30*	0.71*	2.59*	0.74*	6.48*	0.90*	15.12*	0.96*
PC1	180	135	0.0040	0.0070	0.0187	0.0525	0.54	0.89	0.94	0.92	2.52	0.97	7.09	1.04
PC2L	240	180	0.0040	0.0069	0.0187	0.0525	0.72	0.96	1.25	1.00	3.37	1.04	9.45	0.88
PC2M	600	450	0.0027	0.0046	0.0125	0.0350	1.20	0.82	2.08	0.79	5.61	0.75	15.75	0.93
PC2H	1,440	864	0.0020	0.0035	0.0094	0.0263	1.73	0.68	3.00	0.69	8.08	0.77	22.68	0.89
RM1L	240	180	0.0040	0.0069	0.0187	0.0525	0.72	0.96	1.25	1.00	3.37	1.05	9.45	0.94
RM1M	600	450	0.0027	0.0046	0.0125	0.0350	1.20	0.82	2.08	0.82	5.61	0.80	15.75	0.88
RM2L	240	180	0.0040	0.0069	0.0187	0.0525	0.72	0.91	1.25	0.95	3.37	1.02	9.45	0.93
RM2M	600	450	0.0027	0.0046	0.0125	0.0350	1.20	0.80	2.08	0.80	5.61	0.76	15.75	0.88
RM2H	1,440	864	0.0020	0.0035	0.0094	0.0263	1.73	0.68	3.00	0.68	8.08	0.70	22.68	0.86
URML*							0.41*	1.00*	0.81*	1.05*	2.03*	1.09*	4.73*	1.08*

Building Properties		Inter-Story Drift at Threshold of Damage State					Spectral Displacement (Inches)							
Type	Height (Inches)						Slight		Moderate		Extensive		Complete	
	Roof	Modal	Slight	Moderate	Extensive	Complete	Median	Beta	Median	Beta	Median	Beta	Median	Beta
URMM*							0.63*	0.91*	1.26*	0.92*	3.15*	0.87*	7.35*	0.91*
MH	120	120	0.0040	0.0080	0.0240	0.0700	0.48	0.91	0.96	1.00	2.88	1.03	8.40	0.92

Shaded boxes and building property types with an asterisk () indicate types that are not permitted by current seismic codes.

Table 5-14 Structural Fragility Curve Parameters - Low-Code Seismic Design level

Building Properties		Inter-Story Drift at Threshold of Damage State					Spectral Displacement (Inches)							
Type	Height (Inches)						Slight		Moderate		Extensive		Complete	
	Roof	Modal	Slight	Moderate	Extensive	Complete	Median	Beta	Median	Beta	Median	Beta	Median	Beta
W1	168	126	0.0040	0.0099	0.0306	0.0750	0.50	0.93	1.25	0.97	3.86	1.03	9.45	0.99
W2	288	216	0.0040	0.0099	0.0306	0.0750	0.86	0.97	2.14	0.91	6.62	0.88	16.20	1.00
S1L	288	216	0.0060	0.0096	0.0203	0.0500	1.30	0.78	2.07	0.78	4.38	0.78	10.80	0.96
S1M	720	540	0.0040	0.0064	0.0135	0.0333	2.16	0.68	3.44	0.78	7.30	0.85	18.00	0.98
S1H	1,872	1,123	0.0030	0.0048	0.0101	0.0250	3.37	0.66	5.37	0.70	11.38	0.76	28.08	0.92
S2L	288	216	0.0050	0.0080	0.0200	0.0500	1.08	0.95	1.73	0.90	4.32	0.86	10.80	0.99
S2M	720	540	0.0033	0.0053	0.0133	0.0333	1.80	0.69	2.88	0.73	7.20	0.85	18.00	0.97
S2H	1,872	1,123	0.0025	0.0040	0.0100	0.0250	2.81	0.66	4.49	0.68	11.23	0.74	28.08	0.92
S3	180	135	0.0040	0.0064	0.0161	0.0438	0.54	0.99	0.87	0.99	2.17	1.01	5.91	0.91
S4L	288	216	0.0040	0.0064	0.0161	0.0438	0.86	1.05	1.38	0.98	3.47	0.90	9.45	0.99
S4M	720	540	0.0027	0.0043	0.0107	0.0292	1.44	0.76	2.31	0.78	5.78	0.90	15.75	0.99
S4H	1,872	1123	0.0020	0.0032	0.0080	0.0219	2.25	0.70	3.60	0.74	9.01	0.90	24.57	0.98
S5L*	288*	216*	0.0030*	0.0060*	0.0150*	0.0350*	0.65*	1.12*	1.30*	1.04*	3.24*	0.99*	7.56*	0.95*
S5M*	720*	540*	0.0020*	0.0040*	0.0100*	0.0233*	1.08*	0.77*	2.16*	0.79*	5.40*	0.87*	12.60*	0.99*
S5H*	1,872*	1,123*	0.0015*	0.0030*	0.0075*	0.0175*	1.68*	0.70*	3.37*	0.73*	8.42*	0.89*	19.66*	0.97*
C1L	240	180	0.0050	0.0080	0.0200	0.0500	0.90	0.95	1.44	0.91	3.60	0.85	9.00	0.97

Building Properties			Inter-Story Drift at Threshold of Damage State				Spectral Displacement (Inches)							
Type	Height (Inches)						Slight		Moderate		Extensive		Complete	
	Roof	Modal	Slight	Moderate	Extensive	Complete	Median	Beta	Median	Beta	Median	Beta	Median	Beta
C1M	600	450	0.0033	0.0053	0.0133	0.0333	1.50	0.71	2.40	0.74	6.00	0.86	15.00	0.98
C1H	1440	864	0.0025	0.0040	0.0100	0.0250	2.16	0.70	3.46	0.81	8.64	0.89	21.60	0.97
C2L	240	180	0.0040	0.0076	0.0197	0.0500	0.72	1.04	1.37	1.02	3.55	0.99	9.00	0.95
C2M	600	450	0.0027	0.0051	0.0132	0.0333	1.20	0.83	2.29	0.81	5.92	0.82	15.00	1.00
C2H	1440	864	0.0020	0.0038	0.0099	0.0250	1.73	0.68	3.30	0.73	8.53	0.84	21.60	0.95
C3L*	240*	180*	0.0030*	0.0060*	0.0150*	0.0350*	0.54*	1.09*	1.08*	1.07*	2.70*	1.08*	6.30*	0.91*
C3M*	600*	450*	0.0020*	0.0040*	0.0100*	0.0233*	0.90*	0.85*	1.80*	0.83*	4.50*	0.79*	10.50*	0.98*
C3H*	1,440*	864*	0.0015*	0.0030*	0.0075*	0.0175*	1.30*	0.71*	2.59*	0.74*	6.48*	0.90*	15.12	0.96*
PC1	180	135	0.0040	0.0064	0.0161	0.0438	0.54	1.00	0.87	1.05	2.17	1.12	5.91	0.89
PC2L	240	180	0.0040	0.0064	0.0161	0.0438	0.72	1.08	1.15	1.03	2.89	0.98	7.88	0.96
PC2M	600	450	0.0027	0.0043	0.0107	0.0292	1.20	0.81	1.92	0.79	4.81	0.84	13.12	0.99
PC2H	1,440	864	0.0020	0.0032	0.0080	0.0219	1.73	0.72	2.77	0.75	6.93	0.89	18.90	0.98
RM1L	240	180	0.0040	0.0064	0.0161	0.0438	0.72	1.12	1.15	1.10	2.89	1.10	7.88	0.92
RM1M	600	450	0.0027	0.0043	0.0107	0.0292	1.20	0.87	1.92	0.84	4.81	0.79	13.12	0.96
RM2L	240	180	0.0040	0.0064	0.0161	0.0438	0.72	1.05	1.15	1.07	2.89	1.08	7.88	0.91
RM2M	600	450	0.0027	0.0043	0.0107	0.0292	1.20	0.84	1.92	0.81	4.81	0.77	13.12	0.96
RM2H	1,440	864	0.0020	0.0032	0.0080	0.0219	1.73	0.69	2.77	0.72	6.93	0.87	18.90	0.96
URML*	180*	135*	0.0030*	0.0060*	0.0150*	0.0350*	0.41*	1.00*	0.81*	1.05*	2.03*	1.09*	4.73*	1.08*
URMM*	420*	315*	0.0020*	0.0040*	0.0100*	0.0233*	0.63*	0.91*	1.26*	0.92*	3.15*	0.87*	7.35*	0.91*
MH	120	120	0.0040	0.0080	0.0240	0.0700	0.48	0.91	0.96	1.00	2.88	1.03	8.40	0.92

Shaded boxes and building property types with an asterisk () indicate types that are not permitted by current seismic codes.

**ANEXO C: TABLA ORIGINAL - PARÁMETROS DE
CAPACIDAD (FUENTE: FEMA, 2022)**



Table 5-5 Code Building Capacity Parameters - Period (T_e), Pushover Mode Response Factors (α_1 , α_2) and Overstrength Ratios (γ , λ)

Building Type	Height to Roof (ft)	Period, T_e (Seconds)	Modal Factors		Overstrength Ratios	
			Weight, α_1	Height, α_2	Yield, γ	Ultimate, λ
W1	14.0	0.35	0.75	0.75	1.50	3.00
W2	24.0	0.40	0.75	0.75	1.50	2.50
S1L	24.0	0.50	0.80	0.75	1.50	3.00
S1M	60.0	1.08	0.80	0.75	1.25	3.00
S1H	156.0	2.21	0.75	0.60	1.10	3.00
S2L	24.0	0.40	0.75	0.75	1.50	2.00
S2M	60.0	0.86	0.75	0.75	1.25	2.00
S2H	156.0	1.77	0.65	0.60	1.10	2.00
S3	15.0	0.40	0.75	0.75	1.50	2.00
S4L	24.0	0.35	0.75	0.75	1.50	2.25
S4M	60.0	0.65	0.75	0.75	1.25	2.25
S4H	156.0	1.32	0.65	0.60	1.10	2.25
S5L	24.0	0.35	0.75	0.75	1.50	2.00
S5M	60.0	0.65	0.75	0.75	1.25	2.00
S5H	156.0	1.32	0.65	0.60	1.10	2.00
C1L	20.0	0.40	0.80	0.75	1.50	3.00
C1M	50.0	0.75	0.80	0.75	1.25	3.00
C1H	120.0	1.45	0.75	0.60	1.10	3.00
C2L	20.0	0.35	0.75	0.75	1.50	2.50
C2M	50.0	0.56	0.75	0.75	1.25	2.50
C2H	120.0	1.09	0.65	0.60	1.10	2.50
C3L	20.0	0.35	0.75	0.75	1.50	2.25
C3M	50.0	0.56	0.75	0.75	1.25	2.25
C3H	120.0	1.09	0.65	0.60	1.10	2.25
PC1	15.0	0.35	0.50	0.75	1.50	2.00
PC2L	20.0	0.35	0.75	0.75	1.50	2.00
PC2M	50.0	0.56	0.75	0.75	1.25	2.00
PC2H	120.0	1.09	0.65	0.60	1.10	2.00
RM1L	20.0	0.35	0.75	0.75	1.50	2.00
RM1M	50.0	0.56	0.75	0.75	1.25	2.00
RM2L	20.0	0.35	0.75	0.75	1.50	2.00
RM2M	50.0	0.56	0.75	0.75	1.25	2.00
RM2H	120.0	1.09	0.65	0.60	1.10	2.00
URML	15.0	0.35	0.50	0.75	1.50	2.00
URMM	35.0	0.50	0.75	0.75	1.25	2.00
MH	10.0	0.35	1.00	1.00	1.50	2.00