

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA

FACULTAD DE INGENIERÍA DE MINAS,
GEOLOGÍA Y CIVIL

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

Evaluación del desempeño sísmico y reforzamiento
estructural con la norma ASCE/SEI 41-17 aplicado al
pabellón "I" de la Escuela Profesional de Ciencias Físico
Matemáticas

PRESENTADO POR:

Ulises BARRIENTOS ESPILLCO

Para optar el título profesional de:

INGENIERO CIVIL

Asesor:

Ing. Edwin Carlos GARCIA SAEZ

AYACUCHO - PERU

2022

**ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS****ACTA N° 281-2022-FIMGC**

En la ciudad de Ayacucho, en cumplimiento a la **Resolución Decanal N° 591-2022-FIMGC-D**, siendo los ocho días del mes de noviembre del 2022, a horas 10:00 a.m.; se reunieron los jurados del acto de sustentación, en el Auditorium virtual google meet del Campus Universitario de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga.

Siendo el Jurado de la sustentación de tesis compuesto por el presidente el **Dr. Ing. Efraín Elías PORRAS FLORES**, jurado el **MSc. Ing. Abner CURI VEGA**, jurado el **MSc. Ing. Hemerson LIZARBE ALARCÓN**, jurado asesor el **Ing. Edwin Carlos GARCIA SAEZ** y secretario del proceso el **Mg. Ing. Christian LEZAMA CUELLAR**, con el objetivo de recepcionar la sustentación de la tesis denominada **“EVALUACION DEL DESEMPEÑO SISMICO Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL CON LA NORMA ASCE/SEI 41-17 APLICADO AL PABELLON “I” DE LA ESCUELA PROFESIONAL DE CIENCIAS FISICO MATEMATICAS”**, sustentado por el señor **Ulises BARRIENTOS ESPILLCO**, Bachiller en Ciencias de la Ingeniería Civil.

El Jurado luego de haber recepcionado la sustentación de la tesis y realizado las preguntas, el sustentante al haber dado respuesta a las preguntas, y el Jurado haber deliberado; califica con la nota aprobatoria de **15 (quince)**.

En fe de lo cual, se firma la presente acta, por los miembros integrantes del proceso de sustentación.

**Dr. Efraín Elías Porras Flores**
DECANOFirmado digitalmente
por Dr. Ing. Efraín Elías
Porras Flores
Fecha: 2022.11.13
11:22:37 -05'00'**Dr. Ing. Efraín Elías PORRAS FLORES**
Presidente**MSc. Ing. Abner CURI VEGA**
Jurado
Ing. Edwin Carlos GARCIA SAEZ
Jurado - Asesor
MSc. Ing. Hemerson LIZARBE ALARCÓN
JuradoFirmado
digitalmente por
LEZAMA CUELLAR
CHRISTIAN**Mg. Ing. Christian LEZAMA CUELLAR**
Secretario del Proceso

RESUMEN

El objetivo de esta tesis consiste en incrementar el nivel de desempeño estructural del pabellón “I” de la Escuela Profesional de Ciencias Físico Matemáticas de la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga, para que de tal manera cumpla con los criterios de aceptación del estándar *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Building ASCE/SEI 41-17* y la Norma Técnica Peruana *E.030 Diseño Sismorresistente del 2018*. La edificación actual y la edificación reforzada tienen como objetivo de desempeño, alcanzar el nivel de desempeño de ocupación inmediata (S-1) y seguridad de vida (S-3) ante la ocurrencia del sismo de seguridad básica BSE-1E (periodo de retorno de 225 años) y el sismo de seguridad básica BSE-2E (periodo de retorno de 975 años), respectivamente.

La evaluación sísmica de la edificación actual, presenta una estructura muy flexible en la dirección longitudinal generando daños severos en las columnas y en los muros de albañilería, dichos daños estructurales no permitieron alcanzar el nivel de desempeño propuesto; por lo que permite plantear el reforzamiento local de los componentes y la adición de nuevos elementos estructurales.

El desempeño de la estructura reforzada con las estrategias de reforzamiento sísmico, logra alcanzar el objetivo de desempeño propuesto en base a los lineamientos del ASCE/SEI 41-17 y la NTP E.030, incrementando en la dirección longitudinal la resistencia en 49%, la rigidez en 75% y la ductilidad en 51%, en la dirección transversal la resistencia en 41%, la rigidez en 30% y la ductilidad disminuye en 19%.

Palabras claves: Reforzamiento sísmico, Evaluación sísmica, Análisis no lineal (Pushover), Método de coeficiente de desplazamiento modificado, Edificaciones Existentes.

ABSTRACT

The objective of this thesis is to increase the level of structural performance of pavilion “I” of the Professional School of Physical-Mathematical Sciences of the National University San Cristóbal de Huamanga, so that it meets the acceptance criteria of the standard *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Building ASCE/SEI 41-17* and the Peruvian Technical Standard *E.030 Seismic Design of 2018*. The current building and the reinforced building have the performance objective of reaching the performance level of immediate occupation (S-1) and life safety (S-3) in the event of the BSE-1E basic safety earthquake (return period of 225 years) and the basic safety earthquake BSE-2E (return period of 975 years), respectively.

The seismic evaluation of the current building presents a very flexible structure in the longitudinal direction, generating severe damage to the columns and masonry walls. Said structural damage did not allow reaching the proposed level of performance; so it allows to propose the local reinforcement of the components and the addition of new structural elements.

The performance of the structure reinforced with the seismic reinforcement strategies achieves the proposed performance objective based on the ASCE/SEI 41-17 and NTP E.030 guidelines, increasing resistance in the longitudinal direction by 49%, stiffness by 75% and ductility by 51%, in the transverse direction strength by 41%, stiffness by 30% and ductility decrease by 19%.

Keywords: Seismic reinforcement, Seismic evaluation, Non-linear analysis (Pushover), Modified displacement coefficient method, Existing Buildings.

INTRODUCCIÓN

En la ciudad de ayacucho los sismos pasados alcanzaron una intensidad de grado VII (MM), calificado como terremoto que ocasionan daños en las estructuras y perdida de vidas humanas, por lo que las edificaciones existentes deberían estar preparados ante futuros eventos sísmicos similares o superiores para evitar grandes perdidas económicas, materiales y vidas humanas. La construcción de nuevas edificaciones están basadas en los lineamientos y criterios de aceptación de la norma actual E.030 diseño sismorresistente, sin embargo, hay mucha informalidad en la construcción de edificaciones para viviendas, y en caso de edificaciones esenciales o importantes no se tiene una idea clara del desempeño que debe tener cuando ocurran sismos con periodos de retorno mayores, si esto ocurre en la construcción de nuevas edificaciones entonces las edificaciones construidas hace décadas con normas menos rigurosas que el actual, están siendo altamente vulnerables ante un futuro evento sísmico.

Por lo que esta investigación tiene como el tema de interés, incrementar el desempeño sísmico de la edificación existente categorizada como esencial, a través de una previa evaluación sísmica y el posterior planteamiento de reforzamiento sísmico basados en los lineamientos y criterios de aceptación del estándar ASCE/SEI 41-17 y la NTP E.030 (2018).

De acuerdo al nivel de conocimiento de recolección de datos del pabellón “T” de la escuela profesional de ciencias físico matemáticas, se determinará el nivel de evaluación sísmica y la metodología de análisis sísmico estructural, en cumplimiento de las exigencias del estándar ASCE/SEI 41-17.

La evaluación sísmica de la estructura original se realizará mediante el análisis estático no lineal (método pushover) utilizando el software SAP2000 V22 y para determinar el nivel de desempeño alcanzado por la estructura se utilizará el método de coeficiente de desplazamiento modificado con el fin de calcular el desplazamiento máximo esperado para un peligros sísmico dado. De la misma forma para la verificación del desempeño sísmico alcanzado por la estructura reforzada se utilizará los mismos métodos antes mencionados, pero el software utilizado será el Etabs V20.

Finalmente se presentarán los resultados de la evaluación sísmica con el nivel de desempeño alcanzado y las estrategias de reforzamiento sísmico a implementar para mejorar la capacidad estructural ante la ocurrencia del sismo BSE-1E ($Tr=225$ años) y BSE-2E ($Tr=975$ años).

DEDICATORIA

Dedico a mi madre Margarita, quien permaneció a mi lado en todo momento e hizo posible este logro, sobrellevando las dificultades de ser madre y padre a la vez.

A mi hermano Braulio, pues sin su dedicación y preocupación no habría realizado mis estudios superiores

A mi esposa Lisbeth y mi hijo Said Liam, quienes son mis motores que me empuja día a día en el caminar de la vida.

AGRADECIMIENTOS

- A la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, en especial a la parte administrativa de la oficina general de inversiones, por facilitarme los documentos previos para la recolección de datos y permitirme realizar mediciones del módulo existente de la Escuela Profesional de Ciencias Físico Matemáticas .
- Al Ingeniero Enrique Morote Huaranca, por brindarme la copia del expediente técnico del pabellón “I” de la Escuela de Formación Profesional de Ciencias Físico Matemáticas.
- A la empresa INGEOTECON EIRL, por realizar el ensayo no destructivo mediante el esclerómetro, en las columnas y vigas de la estructura en estudio.
- Al Ing. Edwin Carlos Garcia Saez, por las recomendaciones y orientaciones como asesor en el desarrollo de la presente tesis.

ÍNDICE GENERAL

	<i>Página</i>
Portada	i
Resumen	i
Introducción	ii
Dedicatoria	iii
Agradecimientos	iv
Índice General	v
Índice de Figuras	ix
Índice de Tablas	xii
Glosario	xv
Acrónimos	xvii
Símbolos	xviii
I PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.1 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA	1
1.2 DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA	2
1.2.1 Espacial	2
1.2.2 Temporal	2
1.2.3 Temática y unidad de análisis	2
1.3 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	3
1.3.1 Problema general	3
1.3.2 Problemas Específicos	3
1.4 JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA	3
1.5 LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN	4
1.6 OBJETIVOS	4
1.6.1 Objetivo general	4
1.6.2 Objetivos específicos	4

II MARCO TEÓRICO	5
2.1 ANTECEDENTES	5
2.1.1 Investigaciones internacionales	5
2.1.2 Investigaciones nacionales	6
2.2 BASES TEÓRICAS	7
2.2.1 Ingeniería sísmica basada en desempeño	7
2.2.1.1 Ingeniería sísmica basada en desempeño (PBSE)	7
2.2.1.2 Desarrollo de normativas con la Ingeniería sísmica basada en desempeño	7
2.2.2 Comportamiento del concreto y acero de refuerzo	9
2.2.2.1 Relación esfuerzo - deformación del concreto	9
2.2.2.2 Relación esfuerzo - deformación del acero de refuerzo	11
2.2.2.3 Diagrama momento - curvatura	11
2.2.2.4 Diagrama momento - rotación	12
2.2.2.5 Rotulas plásticas	13
2.3 MARCO CONCEPTUAL	14
2.3.1 Nivel de evaluación sísmica	14
2.3.2 Peligro sísmico	15
2.3.3 Objetivos y Niveles de Desempeño sísmico	17
2.3.3.1 Objetivos de desempeño sísmico	17
2.3.3.2 Nivel de desempeño sísmico	19
2.3.4 Procedimientos de análisis sísmico	22
2.3.4.1 Recolección de datos	22
2.3.4.2 Selección del procedimiento de análisis	23
2.3.4.3 Requerimientos generales de análisis	25
2.3.4.4 Análisis estático no lineal: método pushover	27
2.3.5 Desplazamiento objetivo de las estructuras	30
2.3.5.1 Curva idealizada de fuerza - desplazamiento	30
2.3.5.2 Método de coeficiente de desplazamiento modificado	31
2.3.6 Criterios de Aceptación	35
2.3.6.1 Requerimientos generales	35
2.3.6.2 Criterios de aceptación para vigas	38
2.3.6.3 Criterios de aceptación para columnas	40
2.3.6.4 Criterios de aceptación para albañilería	41
2.3.6.5 Criterios de aceptación para muros estructurales de con- creto armado	42
2.3.6.6 Criterios de aceptación para diafragmas de entrepiso según NTP E.030	42
2.3.6.7 Criterios de aceptación para diafragmas de entrepiso según ASCE/SEI 41-17	43
2.3.7 Proceso de evaluación sísmica	43
2.3.8 Estrategias de reforzamiento sísmico	45

2.3.8.1	Refuerzo a cortante de vigas de concreto armado	46
2.3.8.2	Reforzamiento de muros de albañilería	49
2.3.8.3	Incorporación de muros de concreto armado	50
2.3.9	Proceso de reforzamiento sísmico	51
III MÉTODO DE LA INVESTIGACIÓN		53
3.1	ENFOQUE	53
3.2	ALCANCES	53
3.3	DISEÑO DE INVESTIGACIÓN	53
3.4	POBLACIÓN Y MUESTRA	54
3.5	HIPÓTESIS	54
3.5.1	Hipótesis general	54
3.5.2	Hipótesis Especificas	54
3.6	OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES	54
3.7	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS	55
3.8	DESARROLLO DEL TRABAJO DE TESIS	56
3.8.1	Información del edificio	56
3.8.1.1	Descripción General del edificio	56
3.8.1.2	Descripción del sistema estructural	56
3.8.1.3	Características mecánicas de los materiales	61
3.8.1.4	Tipo de suelo	64
3.8.1.5	Categoría e importancia de la edificación	64
3.8.2	Evaluación del desempeño sísmico de la estructura original	64
3.8.2.1	Nivel de evaluación	64
3.8.2.2	Nivel de peligro sísmico	65
3.8.2.3	Objetivos de desempeño de la estructura original	66
3.8.2.4	Análisis dinámico lineal según NTP E.030	67
3.8.2.5	Análisis estático no lineal de la estructura original	71
3.8.2.6	Análisis del comportamiento inelástico de la estructura	75
3.8.2.7	Desplazamiento objetivo de la estructura original	78
3.8.2.8	Desempeño estructural alcanzado y criterios de aceptación	84
3.8.3	Reforzamiento estructural y desempeño sísmico	92
3.8.3.1	Objetivos de desempeño de la estructura reforzada	93
3.8.3.2	Estrategias de reforzamiento sísmico	93
3.8.3.3	Verificación de la estructura reforzada con la NTP E.030	97
3.8.3.4	Curva de capacidad de la estructura reforzada	99
3.8.3.5	Desplazamiento objetivo de la estructura reforzada	101
3.8.3.6	Verificación del desempeño de la estructura reforzada	105
3.8.4	Presupuesto de las estrategias de reforzamiento estructural	109
IV RESULTADOS		111
4.1	ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN	111

4.1.1	Capacidad de la estructura original y estructura reforzada	111
4.1.2	Niveles de desempeño estructural	112
4.1.2.1	Nivel de desempeño estructural alcanzado por la edificación actual	112
4.1.2.2	Nivel de desempeño estructural alcanzado por la edificación reforzada	114
4.1.3	Objetivos de desempeño estructural	116
4.1.3.1	Objetivos de desempeño estructural alcanzado por la edificación actual	117
4.1.3.2	Objetivos de desempeño estructural alcanzado por la edificación reforzada	118
4.2	CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS	120
4.2.1	Hipótesis general	120
4.2.2	Hipótesis específica	121
V	CONCLUSIONES	124
5.1	CONCLUSIONES	124
5.2	RECOMENDACIONES	125
5.3	TRABAJOS FUTUROS	126
	Referencias Bibliográficas	127
A	ANEXOS	130

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1	Evolución histórica del ASCE/SEI 41-17	9
Figura 2.2	Curva esfuerzo-deformación modelo de Hognestad	10
Figura 2.3	Curva esfuerzo-deformación modelo de Mander	10
Figura 2.4	Curva esfuerzo-deformación modelo de Park y Paulay	11
Figura 2.5	Diagrama momento-curvatura propuesto por Priestley	12
Figura 2.6	Estado interno de deformaciones de una sección de concreto	13
Figura 2.7	Diagrama momento - rotación simplificado	13
Figura 2.8	Zona de daño equivalente	14
Figura 2.9	Idealization de daño equivalente (rotula plástica)	14
Figura 2.10	Secuencia del proceso de análisis Pushover	27
Figura 2.11	Casos de patron de carga modal	29
Figura 2.12	Casos de patron de carga especial	29
Figura 2.13	Curva de Capacidad	30
Figura 2.14	Curva idealizada de fuerza-desplazamiento	31
Figura 2.15	Rigidez elastica y rigidez efectiva	34
Figura 2.16	Curvas de fuerza-deformación	36
Figura 2.17	Relación generalizada de fuerzas - deformación	37
Figura 2.18	Relación idealizada esfuerzo-deformación de la albañilería	41
Figura 2.19	Desplazamiento del entrepiso	43
Figura 2.20	Esquema de envoltura típicos para el refuerzo a cortante, utilizando el sistema FRP	46
Figura 2.21	Orientación y variables dimensionales del sistema FRP	47
Figura 2.22	Encamisado de muro de albañilería mediante mallas electrosoldadas	50
Figura 2.23	Adición de muros estructurales a través de anclaje de varillas a columnas existentes	50
Figura 2.24	Adición de muro estructural a través de encamisado de columna existente	51
Figura 3.1	Vista panorámica del pabellón "T" de la Escuela Profesional de Cien- cias Físico Matemáticas de la UNSCH	56
Figura 3.2	Distribución arquitectónica del primer piso (edificación completa) . .	57
Figura 3.3	Distribución arquitectónica del segundo piso (edificación en estudio)	57
Figura 3.4	Elevación transversal típica de la edificación	58
Figura 3.5	Planta estructural de vigas y columnas típicas del primer piso	59
Figura 3.6	Detalle de la sección y acero en las columnas	59

Figura 3.7	Ubicación de acero longitudinal en las columnas y anclaje de muros	60
Figura 3.8	Detallado de acero en vigas	61
Figura 3.9	Detalle de estribos en las vigas	61
Figura 3.10	Especificaciones de los materiales utilizados en la edificación	62
Figura 3.11	Espectros de aceleración elástico	66
Figura 3.12	Modelo estructural de la edificación original	69
Figura 3.13	Espectros inelástico de diseño para la estructura original	70
Figura 3.14	Derivas inelásticas de la estructura original	71
Figura 3.15	Asignación de rotulas plásticas de manera automática (Auto Hinge)	72
Figura 3.16	Curva de capacidad de la estructura original en la dirección X	73
Figura 3.17	Curva de capacidad de la estructura original en la dirección Y	73
Figura 3.18	Impacto de los muros de albañilería en la dirección X	74
Figura 3.19	Impacto de los muros de albañilería en la dirección Y	75
Figura 3.20	Daños estructurales para los desplazamiento en la dirección X	76
Figura 3.21	Comportamiento de la estructura para desplazamiento = 4.7cm (eje A)	76
Figura 3.22	Comportamiento de la estructura para desplazamiento = 7.7cm a 9.4cm (eje A)	77
Figura 3.23	Comportamiento de la estructura para desplazamiento = 11.70cm (eje C)	78
Figura 3.24	Daños estructurales para los desplazamiento en la dirección Y	78
Figura 3.25	Curva idealizada fuerza-desplazamiento de la estructura original en la dirección X	79
Figura 3.26	Aceleración espectral para T_e en la dirección X	80
Figura 3.27	Curva idealizada fuerza-desplazamiento de la estructura original en la dirección Y	82
Figura 3.28	Aceleración espectral para T_e en la dirección Y	83
Figura 3.29	Desempeño de las columnas C-1.1(25x40) y C-2.1(30x45) para BSE-1E (dir. X)	86
Figura 3.30	Desempeño de las columnas C-3(25x40) y C-2.2(30x40) para BSE-1E (dir. X)	86
Figura 3.31	Efecto de la columna corta en la estructura original	87
Figura 3.32	Desempeño de la viga V-3(25x40) para BSE-1E (dir. X)	87
Figura 3.33	Desempeño de las columnas para BSE-1E (dirección Y)	89
Figura 3.34	Desempeño de las columnas para BSE-2E (dirección Y)	90
Figura 3.35	Desempeño de las vigas para BSE-1E BSE-2E (dirección Y)	91
Figura 3.36	Ubicación de los muros estructurales de concreto armado	94
Figura 3.37	Muro estructural de concreto armado PL-2 (dirección X)	94
Figura 3.38	Muro estructural de concreto armado PL-3 (dirección X)	95
Figura 3.39	Muro estructural de concreto armado PL-1 (dirección Y)	95
Figura 3.40	ubicación de las vigas a reforzar con el sistema FRP (dirección X)	96
Figura 3.41	Detalle del refuerzo de la viga con sistema RFP	96

Figura 3.42	Detalle de aislamiento de tabaquería	97
Figura 3.43	Modelo estructural de la edificación reforzada	98
Figura 3.44	Espectro inelástico de diseño para la estructura reforzada	98
Figura 3.45	Derivas inelásticas de la estructura reforzada	99
Figura 3.46	Curva de capacidad de la estructura reforzada en la dirección X . . .	100
Figura 3.47	Curva de capacidad de la estructura reforzada en la dirección Y . . .	100
Figura 3.48	Curva idealizada fuerza-desplazamiento de la estructura reforzada en la dirección X	101
Figura 3.49	Curva idealizada fuerza-desplazamiento de la estructura reforzada en la dirección Y	103
Figura 4.1	Curva de capacidad de la estructura original vs estructura reforzada en la dirección X	111
Figura 4.2	Curva de capacidad de la estructura original vs estructura reforzada en la dirección Y	112
Figura 4.3	Objetivos de desempeño sísmico de la estructura original en la di- rección X	117
Figura 4.4	Objetivos de desempeño sísmico de la estructura original en la di- rección Y	118
Figura 4.5	Objetivos de desempeño sísmico de la estructura reforzada en la dirección X	119
Figura 4.6	Objetivos de desempeño sísmico de la estructura reforzada en la dirección Y	120

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1	Niveles de peligro sísmico según ASCE/SEI 41-17	16
Tabla 2.2	Objetivo de desempeño básico para edificaciones existentes (PBOE) .	18
Tabla 2.3	Objetivo de desempeño básico equivalente a normas de edificaciones nuevas (PBON)	19
Tabla 2.4	Niveles de desempeño para objetivos de la edificación	20
Tabla 2.5	Requerimientos de recolección de datos	24
Tabla 2.6	Valores de rigidez efectiva	26
Tabla 2.7	Valores para el factor de modificación C_0	33
Tabla 2.8	Valores para el factor de masa efectiva C_m	34
Tabla 2.9	Limites para la distorsión del entrepiso	43
Tabla 2.10	Factores de reducción adicionales recomendados para el refuerzo de cortante FRP	47
Tabla 3.1	Operacionalización de variables	55
Tabla 3.2	Resumen del ensayo de esclerometría	63
Tabla 3.3	Parámetros del espectro de aceleración elástico	65
Tabla 3.4	Niveles de desempeño estructural que debe alcanzar la edificación . .	67
Tabla 3.5	Distribución lateral de carga en la dirección X	72
Tabla 3.6	Distribución lateral de carga en la dirección Y	72
Tabla 3.7	Resumen del desplazamiento objetivo para la estructura original . . .	84
Tabla 3.8	Criterios de aceptación de los componentes estructurales	85
Tabla 3.9	Demanda de las derivas en el entrepiso para BSE-1E en la dirección X	88
Tabla 3.10	Desempeño a flexion de las vigas en dirección Y para BSE-1E	90
Tabla 3.11	Desempeño a flexion de las vigas en dirección Y para BSE-2E	91
Tabla 3.12	Demanda de las derivas en el entrepiso para BSE-1E en la dirección X	92
Tabla 3.13	Demanda de las derivas en el entrepiso para BSE-2E en la dirección X	92
Tabla 3.14	Resumen del desplazamiento objetivo para la estructura original . . .	105
Tabla 3.15	<i>Desempeño a cortante de la viga para el sismo BSE-2E en la dirección X</i>	106
Tabla 3.16	<i>Desempeño de diafragmas de entrepiso para el sismo BSE-1E en la dirección X</i>	107
Tabla 3.17	<i>Desempeño de diafragmas de entrepiso para el sismo BSE-2E en la dirección X</i>	107
Tabla 3.18	<i>Desempeño de diafragmas de entrepiso para el sismo BSE-1E en la dirección Y</i>	108

Tabla 3.19	<i>Desempeño de diafragmas de entrepiso para el sismo BSE-2E en la dirección Y</i>	108
Tabla 3.20	<i>Presupuesto de las estrategias de reforzamiento estructural</i>	109
Tabla 3.21	<i>Costo de una construcción nueva con características similares a la edificación estudiada</i>	110
Tabla 4.1	Resumen del nivel de desempeño estructural alcanzado en la dirección X para el sismo BSE-1E	113
Tabla 4.2	Resumen del nivel de desempeño estructural alcanzado en la dirección Y para el sismo BSE-1E	113
Tabla 4.3	Resumen del nivel de desempeño estructural alcanzado en la dirección Y para el sismo BSE-2E	114
Tabla 4.4	Resumen del nivel de desempeño estructural alcanzado en la dirección X para el sismo BSE-1E (estructura reforzada)	114
Tabla 4.5	Resumen del nivel de desempeño estructural alcanzado en la dirección X para el sismo BSE-2E (estructura reforzada)	115
Tabla 4.6	Resumen del nivel de desempeño estructural alcanzado en la dirección Y para el sismo BSE-1E (estructura reforzada)	115
Tabla 4.7	Resumen del nivel de desempeño estructural alcanzado en la dirección Y para el sismo BSE-2E (estructura reforzada)	116
Tabla 4.8	Desplazamiento objetivo y nivel desempeño estructural alcanzado por la estructura original	121
Tabla 4.9	Desplazamiento objetivo y nivel desempeño estructural alcanzado por la estructura reforzada	122
Tabla 4.10	Incremento de capacidad estructural de la edificación original en la dirección X	122
Tabla 4.11	Incremento de capacidad estructural de la edificación original en la dirección X	123
Tabla 1.1	Criterios de aceptación para vigas	130
Tabla 1.2	Criterios de aceptación para columnas	131
Tabla 1.3	Criterios de aceptación para muros de concreto armado	132
Tabla 1.4	Ensayo con esclerómetro 01 y 02	133
Tabla 1.5	Ensayo con esclerómetro 03 y 04	134
Tabla 1.6	Ensayo con esclerómetro 05 y 06	135
Tabla 1.7	Ensayo con esclerómetro 07 y 08	136
Tabla 1.8	Ensayo con esclerómetro 09	137
Tabla 1.9	Desempeño a flexion de las columnas en dirección X para BSE-1E	138
Tabla 1.10	Desempeño a cortante de las columnas en dirección X para BSE-1E	139
Tabla 1.11	Desempeño a flexion de las vigas en dirección X para BSE-1E	140
Tabla 1.12	Desempeño a cortante de las vigas en dirección X para BSE-1E	141

Tabla 1.13 Desempeño a esfuerzo axial de los muros de albañilería en dirección X para BSE-1E	142
Tabla 1.14 Desempeño a flexion de las columnas en dirección Y para BSE-1E	143
Tabla 1.15 Desempeño a flexion de las columnas en dirección Y para BSE-2E	144
Tabla 1.16 Desempeño a esfuerzo axial de los muros de albañilería en dirección Y para BSE-1E	145
Tabla 1.17 Desempeño a esfuerzo axial de los muros de albañilería en dirección Y para BSE-2E	146
Tabla 1.18 Desempeño a flexion de las columnas en la dirección X para BSE-2E	150
Tabla 1.19 Desempeño a flexion de las vigas en la dirección X para BSE-1E	150
Tabla 1.20 Desempeño a flexion de las vigas en la dirección X para BSE-2E	151
Tabla 1.21 Desempeño de muros de concreto armado en la dirección X para BSE-1E	151
Tabla 1.22 Desempeño de muros de concreto armado en la dirección X para BSE-2E	152
Tabla 1.23 Desempeño a flexion de las columnas en la dirección Y para BSE-1E	152
Tabla 1.24 Desempeño a flexion de las columnas en la dirección Y para BSE-2E	152
Tabla 1.25 Desempeño a flexion de las vigas en la dirección Y para BSE-1E	153
Tabla 1.26 Desempeño a flexion de las vigas en la dirección Y para BSE-2E	153
Tabla 1.27 Desempeño a flexion de los muros de concreto armado en la dirección Y para BSE-1E	153
Tabla 1.28 Desempeño a flexion de los muros de concreto armado en la dirección Y para BSE-2E	154
Tabla 1.29 Desempeño a compresión de los muros de albañilería en la dirección Y para BSE-1E	154
Tabla 1.30 Desempeño a compresión de los muros de albañilería en la dirección Y para BSE-2E	154

GLOSARIO

Para mejorar el entendimiento de la presente investigación, se han seleccionado algunos términos relacionados con la evaluación y reforzamiento de edificaciones existentes utilizando la ingeniería basado en desempeño.

Acción sísmica: Son efectos que se generan con el movimiento sísmico del suelo y transmitido a la edificación que se apoya sobre este, lo cual se resume en una carga equivalente utilizado para el estudio sísmico de la estructura.

Peligro sísmico o amenaza sísmica: Grado de exposición que tiene un determinado lugar a los efectos de los movimientos sísmicos. Representado mediante una probabilidad de ocurrencia de un fenómeno físico como consecuencia de un terremoto, dentro de un periodo específico de tiempo y dentro de una región determinada.

Demanda sísmica: Es representada a través de un espectro de respuesta, mostrando la respuesta máxima de sistemas de un grado de libertad como una fracción de sus frecuencias.

Vulnerabilidad sísmica: Nivel de daño que sufre la estructura debido a un evento sísmico de determinadas características.

Riesgo sísmico: Medida que combina el peligro sísmico con la vulnerabilidad y la posibilidad de producir daños en la construcción por movimiento sísmico.

Análisis sísmico lineal: Consiste en la obtención de la respuesta estructural dentro de un comportamiento elástico de los materiales, considerando que las propiedades de estos cumplen con la ley de Hooke.

Análisis sísmico no lineal: Obtención de la respuesta estructural considerando el comportamiento inelástico de los materiales, con lo cual se acerca más al comportamiento real de la estructura en un movimiento sísmico.

Análisis Pushover: Análisis estático no lineal de carga incremental, se basa en la aplicación de un patrón de cargas laterales que se van incrementando en la misma dirección hasta alcanzar el colapso de la edificación.

Curva de capacidad: Relación entre la fuerza cortante basal y el desplazamiento en el nivel superior de la estructura.

Análisis sísmico basado en desempeño: Metodología que proporciona la manera de predecir el comportamiento y daños generados en la estructura debido a la acción sísmica.

Evaluación sísmica: Metodología o procedimiento de evaluación de un edificio para determinar el cumplimiento del objetivo de desempeño seleccionado.

Reforzamiento sísmico: Acción de mejorar el comportamiento sísmico o el desempeño sísmico de los elementos estructurales y no estructurales de una edificación.

Desempeño sísmico: Comportamiento esperado o desempeño objetivo que debe alcanzar la edificación ante una demanda sísmica.

Nivel de desempeño sísmico: Máximo nivel de daño permitido para un nivel de demanda sísmica.

Nivel de demanda sísmica: Evento sísmico que genera el sacudido del terreno con una severidad especificada, desarrollada sobre una base probabilística y determinística.

Objetivos de desempeño: Nivel de daño estructural para cada nivel de demanda sísmica.

Acción controlada por deformación: Una acción en la cual se permite que la deformación pueda exceder el esfuerzo de fluencia del elemento evaluado.

Acción controlada por fuerza: Una acción en la cual no se permite que la demanda exceda la resistencia nominal del elemento evaluado.

Componente o elemento estructural: Componente de un edificio que actúa en conjunto para brindar resistencia a las cargas gravitacionales o laterales, por ejemplo, vigas, columnas, losas, arriostres, muros, conexiones y son designados como primario o secundario.

Componente primario: Componente necesario para resistir las fuerzas sísmicas y adecuar las deformaciones sísmicas para alcanzar el nivel de desempeño seleccionado de la estructura.

Componente secundario: Componente que adecúa las deformaciones sísmicas, pero no es requerido para resistir las fuerzas sísmicas ni atraer hacia la estructura global para alcanzar el nivel de desempeño seleccionado.

Criterio de aceptación: Valores límites, tales como deriva, demanda de resistencia y deformación inelástica, empleados para determinar la aceptación de un componente en un nivel de desempeño dado.

Desplazamiento objetivo: Es el desplazamiento horizontal máximo esperado en el último nivel de un edificio, calculado para un nivel de demanda sísmica.

Ductilidad: Propiedad con la cual la estructura es capaz de soportar los desplazamientos inelásticos conservando su estabilidad y capacidad para soportar las cargas gravitacionales.

Resistencia: Capacidad de una estructura, componente o conexión, para resistir los efectos de las cargas.

Rigidez: Capacidad que tiene los componentes de la estructura de soportar los esfuerzos sin adquirir grandes deformaciones.

ACRÓNIMOS

<i>ASCE/SEI</i>	American Society of Civil Engineers of the Structural Engineering Institute (Instituto de ingeniería estructural de la sociedad americano de ingenieros civiles)
<i>FEMA</i>	Federal Emergency Management Agency (Agencia federal para el manejo de emergencias)
<i>ACI</i>	American Concrete Institute (Instituto americano del concreto)
<i>ASTM</i>	American Society for Testing and Materials (Sociedad Americano para Pruebas y Materiales)
<i>ATC</i>	Applied Technology Council (Consejo de Tecnología Aplicada)
<i>SEAOC</i>	Structural Engineers Association of California (Asociación de Ingenieros Estructurales de California)
<i>NTP</i>	Norma Técnica Peruana
<i>RNE</i>	Reglamento Nacional de Edificaciones
<i>LSP</i>	Linear Static Procedure (Procedimiento estático lineal)
<i>LDP</i>	Linear Dynamic Procedure (Procedimiento dinámico lineal)
<i>NSP</i>	Nonlinear Static Procedure (Procedimiento estático no lineal)
<i>NDP</i>	Nonlinear Dynamic Procedure (Procedimiento dinámico no lineal)
<i>BPOE</i>	Basic Performance Objective for Existing Buildings (Objetivo de desempeño básico para edificaciones existente)
<i>BPON</i>	Basic Performance Objective Equivalent to New Building Standards (Objetivo de desempeño básico equivalente a normas de edificaciones nuevas)
<i>BSE</i>	Basic Safety Earthquake (Sismo de seguridad básica)
<i>IO</i>	Límite de aceptación de ocupación inmediata (Immediate Occupation) correspondiente al nivel de desempeño estructural (S-1) de la Tabla C2-4 del ASCE/SEI 41-17
<i>LS</i>	Límite de aceptación de seguridad de vida (Life Safety) correspondiente al nivel de desempeño estructural (S-3) de la tabla C2-4 del ASCE/SEI 41-17
<i>CP</i>	Límite de aceptación de prevención de colapso (Collapse Prevention) correspondiente al nivel de desempeño estructural (S-5) de la tabla C2-4 del ASCE/SEI 41-17
<i>PBSE</i>	Performance Based Seismic Engineering (Ingeniería sísmica basada en desempeño)
<i>FRP</i>	Fiber Reinforced Polymer (polímero reforzado con fibra)

SÍMBOLOS

S_a :	Aceleración espectral
k_c :	Factor de conocimiento de recolección de datos, de la tabla 6-1 del ASCE/SEI 41-17
Tr_1 :	Periodo de retorno del peligro sísmico (sismo de diseño) de la NTP E.030
Tr_2 :	Periodo de retorno del peligro sísmico (BSE-1E, BSE-1N, BSE-2E y BSE-2N) del estándar ASCE/SEI 41-17
n :	Valor que varia entre 0.3 y 0.4
Z :	Factor de zonificación según NTP E.030
U :	Factor de uso de acuerdo a la categoría de edificación según NTP E.030
C :	Factor de amplificación sísmica según NTP E.030
S :	Factor de suelo según NTP E.030
g :	gravedad
k :	Factor de conocimiento de la propiedad mecánica de los materiales
E_c :	Módulo de elasticidad del concreto
E_s :	Modulo de elasticidad del acero de refuerzo
I_g :	Inercia gruesa de la sección transversal del componente
A_g :	Área gruesa de la sección transversal del componente
A_w :	Área del alma de la sección transversal del componente en la dirección de la sección de cortante
A_s :	Área del acero de refuerzo longitudinal en tracción del componente
f'_c :	Resistencia a la compresión del concreto
C_{vx} :	Factor de distribución vertical de carga
w :	Peso total de la estructura
h :	Altura total de la estructura
Δ_d :	Desplazamiento objetivo
C_0 :	Factor de modificación que relaciona desplazamientos espectrales de un sistema equivalente de un grado de libertad
C_1 :	Factor de modificación que relaciona los máximos desplazamientos inelásticos esperados.
T_e :	Periodo fundamental efectivo
$U_{strength}$:	Relación entre la demanda de resistencia elástica y el coeficiente de resistencia
C_m :	Factor de masa efectivo
V_y :	Resistencia de fluencia
C_2 :	Factor de modificación para representar el efecto de la forma histerética apretada

I PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

A nivel mundial

A nivel mundial las edificaciones diseñadas bajo criterios de aceptación de hace tres décadas sufrieron severos daños e incluso llegaron a colapsar ante eventos sísmicos de diferentes magnitudes, generando grandes pérdidas de vidas humanas y económicas, esto se debe a que el estudio del comportamiento dinámico de estructuras no alcanzó lo suficiente en el desarrollo de las metodologías de diseño y análisis sísmico. Por lo tanto, las experiencias de eventos sísmicos ocurridos ha generado que las normas de diferentes países sean cada vez mas rigurosas en el diseño sísmico y en las metodologías de análisis de comportamiento sísmico de las edificaciones. La Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC) en el año 1992 estableció el Comité Vision 2000, con el fin de tomar los avances de investigaciones y lecciones aprendidas de terremotos pasados a nivel mundial, para establecer en el reporte de SEAOC(1995)¹ la ingeniería sísmica basada en desempeño como el nuevo enfoque para el desarrollo de la nueva generación de normas para el diseño sismorresistente de edificaciones.

Es así que a partir del año 1995, se implementaron los principios de la ingeniería sísmica basado en desempeño en las normas de algunos países para el diseño de edificaciones nuevas y/o para la evaluación de edificaciones existentes.

A nivel nacional

A nivel nacional las ciudades que se encuentran ubicadas en zonas sísmicas crecieron de manera incontrolada e informal, incrementando el riesgo sísmico de las edificaciones. La mayoría de estas construcciones existentes en todo el Perú fueron diseñados sin considerar el diseño sismorresistente (autoconstrucción), esto en caso de las edificaciones para viviendas, y en caso de las edificaciones importantes y/o esenciales no se aplicó un diseño sísmico apropiado. En la actualidad existe metodologías mas rigurosos para el diseño sísmico, como el uso de la ingeniería sísmica basado en desempeño (PBSE)²; sin embargo, la NTP E.030 (2018), aun no considera dicha metodología para el diseño sísmico de edificaciones nuevas, mucho menos para la evaluación sísmica de edificaciones existentes.

A nivel regional

Por lo tanto, para poner en practica dichas metodologías actuales, se ha identificado en la Ciudad de Ayacucho, una edificación antigua construido en el año 1992, diseñado bajo criterios y parámetros de la Norma E.030 del 1977; esta edificación es el pabellón “I” de la Escuela Profesional de Ciencias Físico Matemáticas de la Universidad Nacional San Cris-

¹Structural Engineers Association of California (SEAOC). (1995). *Committee VISION 2000: Performance Based Seismic Engineering of Buildings*

²Performance-Based Seismic Engineering(PBSE): Es una metodología que engloba todos los procedimientos necesarios para predecir la respuesta estructural y determinar daños probables ante movimiento sísmicos

tóbal de Huamanga, que presenta ciertas deficiencias de posibles efectos de columna corta en la dirección longitudinal, debido a la ausencia de la junta sísmica entre las columnas y los muros de albañilería; además en esta dirección el sistema estructural es aporticado, haciendo que la edificación sea mas flexible y genere la posibilidad de superar el límite de la distorsión de entrepiso exigido por la Norma E.030 (2018)³. En la dirección transversal es un sistema estructural aporticado con muros de albañilería confinada y hay la posibilidad de que no cumple con la formación de un mecanismo de viga débil y columna fuerte, ya que las columnas son de dimension 0.30m x 0.45m y las vigas son de 0.30m x 0.65m. Esta edificación por ser una institución educativa de categoría A (edificación esencial) según la Norma E.030 de diseño sismorresistente, debe ser un sistema dual, sistema de muro estructural o albañilería confinada en ambas direcciones, sin embargo, no cumple con estas exigencias.

1.2. DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1. Espacial

Luego del sismo ocurrido de magnitud 8.4, el 23 de junio del 2001 con epicentro en el Departamento de Arequipa, (Muñoz et al., 2005, p. 2), demostraron que los edificios educativos construidos según los criterios de la Norma Técnica Peruana de Diseño Sismorresistente de 1997 no presentaron daños considerables. Sin embargo, las edificaciones construidas antes de 1997, presentaron fallas de columna corta, por tener el sistema de porticos flexibles en la dirección longitudinal. Basado en el estudio antes mencionado, a través de esta investigación se pretende evaluar y plantear el reforzamiento estructural del pabellón "I" de la Escuela Profesional de Ciencias Físico Matemáticas de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, edificación que fue construido en el año 1992 y fue diseñado con la norma peruana de diseño sismorresistente de 1977.

1.2.2. Temporal

El presente tesis de investigación sobre la evaluación y reforzamiento del modulo existente de la UNSCH se ejecutó durante el periodo de marzo a agosto del 2022.

1.2.3. Temática y unidad de análisis

La temática de la presente investigación es ejecutar el procedimiento estático no lineal (NSP) propuesto por el estándar ASCE/SEI 41-17 (evaluación sísmica y reforzamiento de edificaciones existentes) y aplicar correctamente los criterios de aceptación para encontrar el desempeño sísmico de la edificación original (existente) y si fuera el caso proponer el reforzamiento estructural mas adecuado para la edificación.

La unidad de análisis de la investigación son los parámetros a determinar, como es el

³Es la Norma Técnica Peruana de diseño sismorresistente, vigente desde el año 2018 hasta la fecha

periodo fundamental, desplazamiento objetivo y el nivel de desempeño sísmico, tanto de la edificación original y con reforzamiento propuesto.

1.3. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.3.1. Problema general

¿Cómo reducir la vulnerabilidad sísmica de la estructural del Pabellón “I” de la escuela profesional de ciencias físico matemáticas de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga?

1.3.2. Problemas Específicos

1. ¿Cómo se puede evaluar el desempeño sísmico del pabellón “I”, considerando el confinamiento de los muros de albañilería?
2. ¿Qué desplazamiento debe tener la estructura para cumplir con los criterios de aceptación del estándar ASCE/SEI 41-17?
3. ¿Cómo verificar si el comportamiento estructural es adecuado según su categoría de edificación establecido en la norma E.030 de diseño sismorresistente?

1.4. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA

Justificación

Los planos de construcción del pabellón de la Escuela de Formación Profesional de Ciencias Físico Matemáticas indican que la norma de diseño sismorresistente utilizado fue del año 1977, dicha norma utiliza metodologías de análisis y diseño sismorresistente menos rigurosas que la Norma actual E.030 del 2018 y a la vez se ha observado que esta edificación en estudio presenta deficiencias estructurales que no permiten cumplir con los lineamientos, filosofía y principios de diseño sismorresistente exigidos por la norma actual; como es del sistema estructural de la edificación y desempeño sísmico, y a la vez por ser de categoría esencial debe mantenerse en condición operativa despues de un sismo severo. Por lo tanto, es necesario realizar una evaluación estructural con metodologías y criterios de aceptación mas recientes como es del estándar ASCE/SEI 14-17⁴ para determinar su desempeño y daños esperados ante un futuro evento sísmico y si es que requiere, plantear un reforzamiento estructural que permita alcanzar dichos objetivos de desempeño.

Importancia

Es importante realizar una evaluación sísmica y reforzamiento estructural de una edificación antigua que alberga en sus ambientes cierta cantidad de estudiantes, docentes y

⁴Seismic evaluation and retrofit of existing buildings (evaluación sísmica y reforzamiento de edificaciones existentes).(2017)

personal administrativo, para evitar grandes pérdidas económicas, vidas humanas y asegurar que cumpla su función sin interrumpirse inmediatamente después que ocurra un sismo, por ser de categoría esencial.

1.5. LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN

Según las recomendaciones del estándar (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2017, ASCE/SEI 41-17), se debe realizar ensayos destructivos en los componentes estructurales mas importantes como vigas y columnas, para la obtención de las propiedades de los materiales utilizados con mayor precision y según ello plantear el método de análisis sísmico de la estructura. Sin embargo, dicho ensayo no fue posible, por falta de autorización por parte de las autoridades universitarias.

Por lo tanto, se ha realizado ensayos no destructivos con esclerómetro para estimar la resistencia a la comprensión del concreto y comparar con lo indicado en los planos recopilados.

Cabe indicar que la edificación en estudio cuenta con los planos estructurales elaborados hace 30 años (1992), donde indica las propiedades de los materiales utilizados para realizar el diseño sismorresistente mediante la NTP E-030 del año 1977 y para el presente investigación se tomará los mismos propiedades indicadas en los planos.

1.6. OBJETIVOS

1.6.1. Objetivo general

Incrementar el desempeño estructural del Pabellón “I” de la Escuela Profesional de Ciencias Físico Matemáticas, para que de tal manera cumpla con los criterios de aceptación del estándar ASCE/SEI 41-17 y de la Norma Técnica Peruana E.030 (2018) de diseño sismorresistente.

1.6.2. Objetivos específicos

1. Realizar el procedimiento estático no lineal (NSP) de acuerdo al sistema estructural y categoría que presenta la edificación.
2. Determinar el desplazamiento máximo de la estructura original y reforzada según las recomendaciones del estandar ASCE/SEI 41-17
3. Determinar el nivel de desempeño de la estructura reforzada según el estándar ASCE/SEI 41-17 y verificar el cumplimiento de los criterios de aceptación de la NTP E.030 del 2018.

II MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES

El Perú se caracteriza por ser un país de alta peligrosidad sísmica debido que se encuentra en el “cinturón de fuego del pacífico” donde los movimientos sísmicos en la costa peruana ocurren por el mecanismo de subducción, es por el mismo motivo, en la historia sísmica de Perú se ha registrado alguno de los más grandes terremotos históricos en los últimos años como el de 1970 (Ancash), 2001 (Arequipa) y 2007 (Ica), que han provocado pérdidas de vidas humanas y materiales. Según la investigación realizada por (Hernando Tavera, 2010, p. 5-6) “las ondas de estos sísmicos llegaron hasta la ciudad de Ayacucho alcanzando a una intensidad de grado V en la escala de Mercalli Modificada (MM) y los sísmicos ocurridos con epicentro en la provincia de Huamanga-Ayacucho, es debido a fuertes deformaciones tectónicas existentes, que alcanzaron a una intensidad de grado VII (MM) en los años de 1980 - 1981 fecha donde la actividad sísmica fue persistente, la intensidad de VII es calificada como sismo mayor o Terremoto que ocasionan daños a las estructuras de las edificaciones y pérdida de vidas humanas”.

En otros países, la Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño ya se encuentran normadas, para el diseño de nuevas edificaciones y/o para la evaluación y reforzamiento de edificaciones existentes; sin embargo, nuestra NTP E.030 (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento [MVCS], 2018, p. 13) recomienda lo siguiente “realizar la reparación y reforzamiento de edificaciones siguiendo los lineamientos de la NTP E.030 (quiere decir, usar procedimientos lineales) o usar procedimiento diferentes pero bajo justificación técnica y con la aprobación del propietario y autoridad competente. También indica que las edificaciones se puede intervenir aplicando los criterios de reforzamiento sísmico progresiva establecidos en el documento FEMA P-420¹”.

2.1.1. Investigaciones internacionales

(Wang Lin, 2019) en su proyecto de tesis de maestría, a realizado lo siguiente, “evaluación y la adecuación sísmica del edificio Laureano Echandi según los lineamientos de Costa Rica 2010 y el estándar ASCE/SEI 41-17 mediante el método de capacidad espectral, teniendo como objetivo de desempeño tanto para la evaluación y adecuación sísmica cumplir con el nivel de desempeño de seguridad de vida, para un sismo de periodo de retorno de 475 años. Por lo tanto, la estructura en su estado actual muestra debilidades permitiendo realizar modificaciones estructurales mediante reforzamiento de componentes locales y la adición de elementos estructurales nuevos; con dicha adecuación sísmica la estructura supera ampliamente el desempeño de la estructura original y cumple con el objetivo de desempeño propuesto por el código sísmico de Costa Rica 2010 y el estándar

¹Federal Emergency Management Agency [FEMA]. (2009). *FEMA P-420 Risk Management Series: Engineering Guideline for Incremental Seismic Rehabilitation*. Washington, D.C.

ASCE/SEI 41-17”.

(Jimenez Moncayo, 2017) a través de la tesis de pregrado, realizó lo siguiente, “análisis sísmico de la estructura original del edificio Santacruz para determinar las principales fallas de forma global y local, de acuerdo a ello proponer el reforzamiento utilizando las técnicas recomendadas por el estándar ASCE 41-13 y los parámetros de diseño de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015. El reforzamiento planteado consistió en el decrecido de elementos estructurales como vigas y columnas, también modifíco el sistema estructural a través de diagonales regidizadoras, reduciendo los desplazamientos laterales excesivos”.

(Colon Rivera, 2022) en su proyecto de maestría, “presenta el procedimiento de evaluación y análisis sísmico de la escuela superior Áurea Quiles Claudio en Guánica utilizando el estándar ASCE 41-17. La evaluación de la edificación evidenció vulnerabilidades de la estructura, concordando con los daños ocurridos debido al sismo de 2020, para lo cual presenta varias alternativas de reparación, aumentando sustancialmente la resistencia, reducción de riesgo sísmico y ahorros significativos que evitarían la demolición y construcción de una estructura nueva, demostrando que la reparación es mas efectiva, rápida y menos costoso. Por lo tanto, recomienda la identificación temprana de vulnerabilidades estructurales no evidentes antes de un evento sísmico”.

2.1.2. Investigaciones nacionales

(Choque Escalante, 2017) a través de la tesis de pregrado, realizó “la evaluación del centro de Salud Santa Rosa mediante la metodología propuesta por el estándar ASCE 41 para edificaciones existentes, siendo los peligro sísmicos utilizado para dicha evaluación el BSE-1N con una probabilidad de retorno 475 años y BSE-2N con una probabilidad de retorno de 2475 años (sismo máximo considerado) esto debido que la edificación fue construido recientemente. Concluyendo que dicha edificación no cumple con el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata (IO) para el sismo BSE-1N y para el sismo BSE-2N si cumple con el nivel de desempeño de Seguridad de Vida (LS)”.

(Aguilar Palomino and Ormeño Namuche, 2017) en su investigación “determinaron el desempeño de la estructura multifamiliar de concreto armado de mas de 7 pisos, para verificar su cumplimiento utilizaron los estados limites propuestos por el estándar ASCE 41-17 ante tres niveles de amenaza sísmica, como es el sismo frecuente (50%/50 años), sismo raro (10%/50 años) y sismo muy raro (5%/50 años). Concluyeron que la edificación no cumple con los niveles de desempeño recomendado por ASCE 41-17”.

(Tineo Najarro, 2017) a verificado “el desempeño de la estructura ante los cuatro eventos sísmicos que recomienda el comité VISION 2000, y su capacidad resistente de la estructura lo determino mediante la técnica pushover para finalmente verificar los

objetivos de desempeño mediante los valores límites recomendados por el comité VISION 2000 en función del uso de la edificación. Concluye que esta edificación esencial tiene un desempeño inaceptable para sismos ocasionales, raros y muy raros, incluso en sismo frecuente tendría incursiones inelásticas. Por lo tanto, propone una intervención a los elementos estructurales, aumentando las secciones de las columnas en forma de L para las columnas C1 y en forma de T para las columnas C2, con dicha propuesta tendría el desempeño adecuado para los 4 niveles de amenaza sísmica”.

2.2. BASES TEÓRICAS

2.2.1. Ingeniería sísmica basada en desempeño

2.2.1.1. Ingeniería sísmica basada en desempeño (PBSE)

(Piqué del Pozo, 1995, p. 2) menciona que “la filosofía de la ingeniería sísmica basada en desempeño inicia en los años 60 en Nueva Zelanda, país ubicado sobre la zona de contacto de las placas pacífico y australiana, una estrategia de diseño de edificios denominada *diseño por capacidad*, esta dirigido a evitar el colapso de edificaciones ante sismos severos, asegurando que la fluencia ocurra solo en zonas dúctiles escogidas”.

La ingeniería sísmica basada en desempeño PBSE (Performance Based Seismic Engineering) tiene el enfoque de predecir los daños en las edificaciones debido a fuerzas sísmicas, de una manera más exacta y confiable. Permitiendo al cliente gastar menos en el diseño y en la construcción. (Bondarenko Hernandez, 2018) indica que “el diseño sísmico basado en desempeño no está limitado a nuevas construcciones, pudiéndose aplicar a estructuras existentes para ser evaluadas y/o adaptadas a objetivos de desempeño establecidos y confiables. La clave para determinar cómo se comportará un edificio para un sismo determinado, es la de poder estimar el daño que experimentará y sus consecuencias. Las normas actuales no evalúan el desempeño de un edificio luego del daño; en cambio, obtienen cumplimiento con un diseño que ha protegido históricamente las vidas en los sismos”.

2.2.1.2. Desarrollo de normativas con la Ingeniería sísmica basada en desempeño

(Toledo Espinoza, 2011, p. 5-8) menciona lo siguiente sobre la ingeniería sísmica basada en desempeño “las investigaciones pueden diferenciarse en anotaciones y/o terminologías, pero no en los enfoques, por que todos presentan objetivos y niveles de desempeño y presenta el resumen de los tres mas conocidos estándares que llevaron acabo el estudio y son: VISION 2000, FEMA 273/356 y ATC 40”.

“**VISION 200:** Fue iniciado en 1992 por la Structural Engineers Association of California [SEAOC], siendo su aplicabilidad en la rehabilitación de estructuras existentes y el

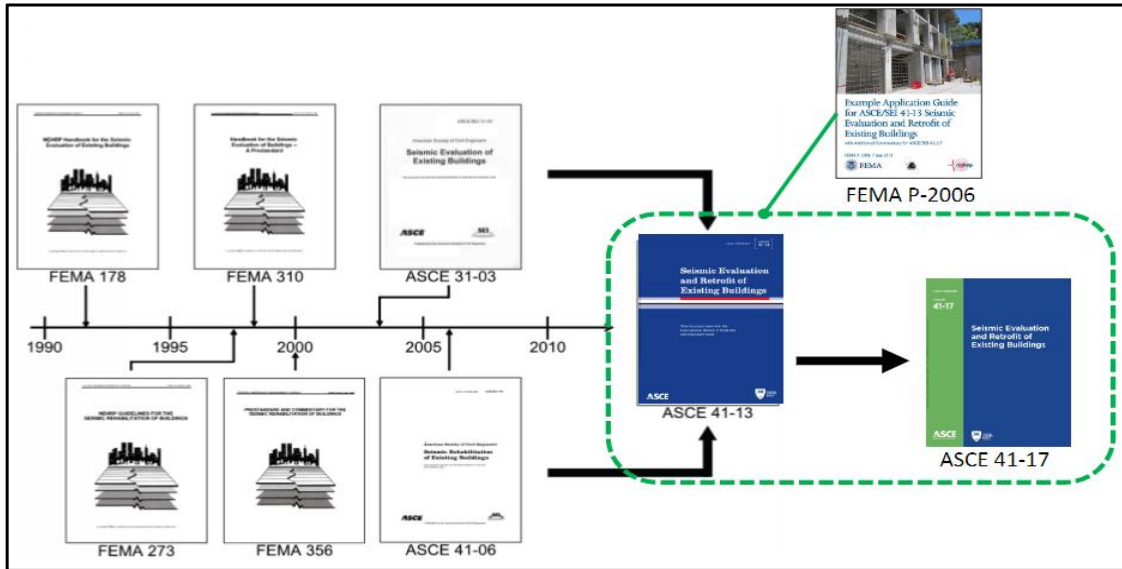
diseño de nuevas estructuras. Los objetivos de desempeño como totalmente operacional, operacional, seguridad de vida y cerca de colapso fueron establecidos para edificaciones de importancia básica, esencial y seguridad crítica, y para los niveles de peligro sísmico, frecuente (TR= 43 años), ocasional (TR=72 años), Raro (TR=475 años) y muy raro (TR=970 años)” (Toledo Espinoza, 2011, p. 5-8).

“**FEMA 273/356:** La Federal Emergency Management Agency (FEMA), fundó el proyecto para la rehabilitación de edificios. De este proyecto resultaron los reportes FEMA 273 (1996) y el FEMA 274 (1996), los que fueron reevaluados, modificados y publicados como un estándar del ASCE (el FEMA 356 (2000) estandarizado como ASCE/SEI 41-06 (2007)). Define los niveles de desempeño como operacional, ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención de colapso, asociados a los niveles de peligrosidad sísmica, frecuente (50%/50 años), ocasional (20%/50 años), raro (10%/50 años) y muy raro (2%/50 años)” (Toledo Espinoza, 2011, p. 5-8).

“**ATC 40:** En paralelo con el FEMA, el estado de California comisionó el desarrollo de guías para la evaluación sísmica y reforzamiento de estructuras de concreto armado. Este proyecto resultó ser el ATC 40 (1996). El marco conceptual presentado para la PBSE es similar al de Vision 2000, y por tanto su implementación depende de la capacidad de predecir demandas sísmicas, como son las derivas de los pisos y rotación de rótulos” (Toledo Espinoza, 2011, p. 5-8).

Estado actual de PBSE: En los últimos años, los proyectos antes mencionados son utilizados para investigaciones nuevas en el campo de la PBSE, con algunas modificaciones como en el estándar ASCE/SEI 41-17 utilizado para la presente investigación de evaluación y reforzamiento. El ASCE/SEI 41-17 usa los principios de la ingeniería sísmica basado en desempeño para evaluar y reforzar edificaciones existentes, este estándar unifica y reemplaza a las previas: ASCE/SEI 31-03 (evaluación sísmica de edificaciones existentes) y ASCE/SEI 41-06 (rehabilitación sísmica de edificaciones existentes); estos fueron actualizados para un mejor entendimiento y fácil aplicación. En la figura 2.1 se muestra un cronograma de desarrollo de las normas.

Figura 2.1: Evolución histórica del ASCE/SEI 41-17



Fuente: Adaptada de (Federal Emergency Management Agency [FEMA], 2018, p. 1-2)

2.2.2. Comportamiento del concreto y acero de refuerzo

2.2.2.1. Relación esfuerzo - deformación del concreto

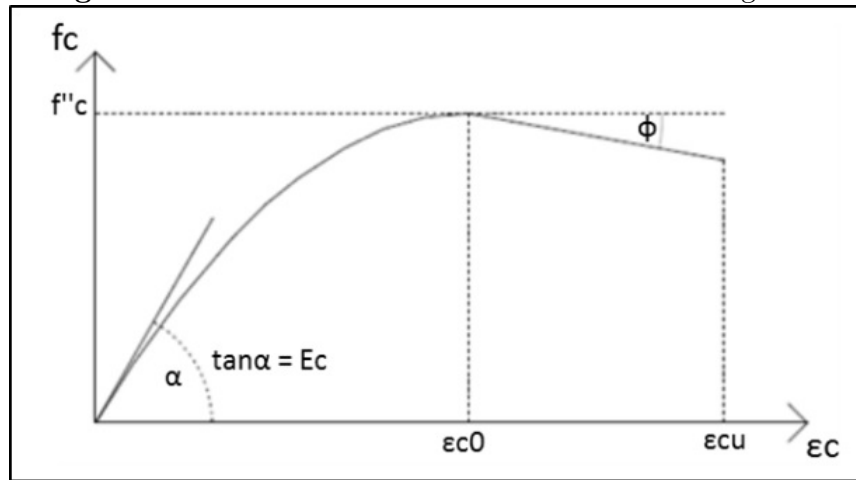
(Díaz Lazo and Díaz Rivera, 2020, p. 32) indica que “el comportamiento del concreto son mas complicadas que las del acero debido que hay que tomar en cuenta la geometría, duración de la carga, calidad de los materiales. Los modelos de concreto no confinado son muy utilizados para el diseño, mientras los modelos del concreto confinado son utilizados para determinar la capacidad ultima de los elementos”.

Esfuerzo-deformación para concreto no confinado

El modelo de esfuerzo-deformación de Hognestad², propuesto en 1951, (Chang Tokushima, 2015, p. 7) menciona que el modelo “representa el comportamiento del concreto ante cargas monotónicas de compresión por flexión en base al estudio experimental de columnas sometidas a carga axial excéntrica. Este modelo de la figura 2.2 describe una zona inicial con forma parabólica hasta alcanzar un esfuerzo máximo en función de la capacidad característica del concreto. Posteriormente continúa una zona de descenso lineal hasta alcanzar el esfuerzo de agotamiento con una pérdida de capacidad de 15%. La reducción de capacidad característica considera el efecto del régimen de deformaciones al que se somete el elemento real, y la diferencia en forma y tamaño de la zona en compresión”.

²Hognestad E., Hanson N. y McHenry D. (1951). *Concrete stress distribution in ultimate strength design*. ACI Journal Proceedings, p. 455-479

Figura 2.2: Curva esfuerzo-deformación modelo de Hognestad

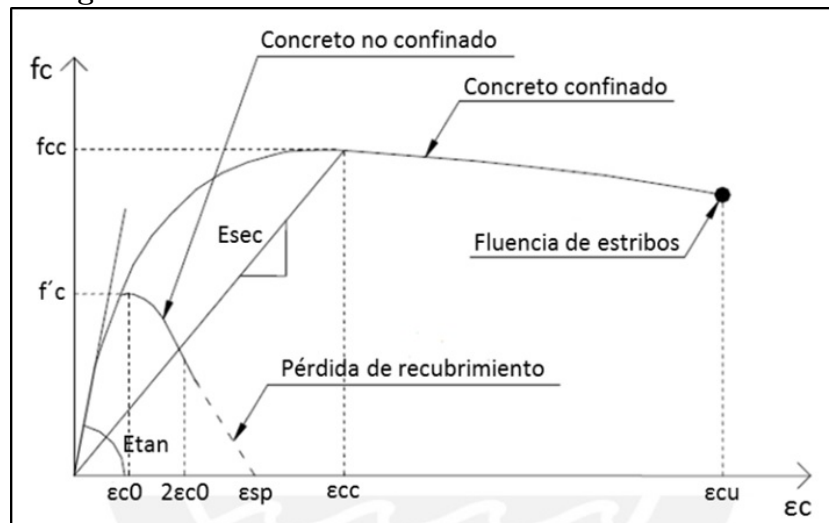


Fuente: Tomada de (Chang Tokushima, 2015, p. 8)

Esfuerzo-deformación para concreto confinado

El modelo de esfuerzo-deformación de Mander³, propuesto en 1988, (Chang Tokushima, 2015, p. 9) menciona que el modelo “representa el comportamiento del concreto ante cargas axiales de compresión, y considera el efecto de la cuantía y disposición del refuerzo de confinamiento”. El modelo de la figura 2.3 propuesta por Mander según (Chang Tokushima, 2015, p. 9) “expresa el comportamiento del concreto mediante una expresión continua, que alcanza una capacidad máxima igual a la capacidad característica del concreto en una deformación $\epsilon_0 = 0.002$, tras lo cual describe una caída hasta alcanzar una deformación $2\epsilon_0$, la caída drástica representa el efecto de pérdida de recubrimiento descrita por una recta hasta alcanzar la pérdida total de capacidad”.

Figura 2.3: Curva esfuerzo-deformación modelo de Mander



Fuente: Tomada de (Chang Tokushima, 2015, p. 10)

³Mander J., Priestley M. y Park R. (1988). *Theoretical stress-strain model for confined concrete*. Journal of Structural Engineering, p. 1804-1826

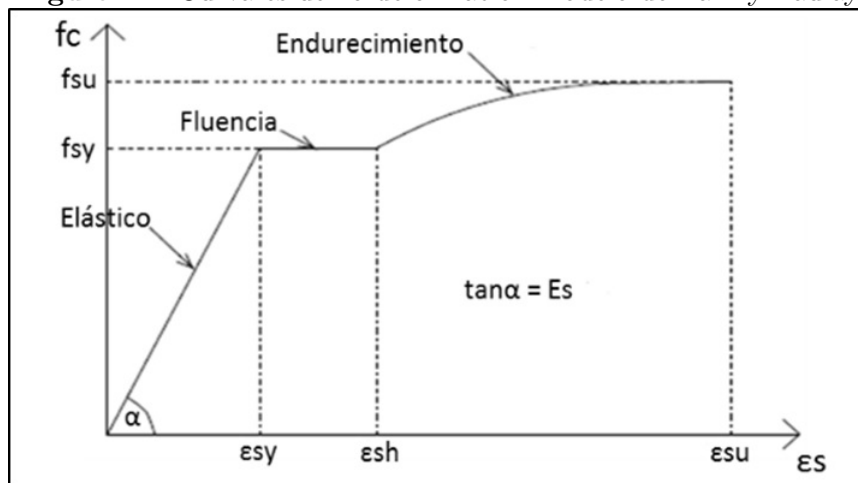
2.2.2.2. Relación esfuerzo - deformación del acero de refuerzo

Modelo de Park y Paulay

El modelo de Park y Paulay⁴ “representa de manera mas adecuada el comportamiento del acero, en la figura 2.4 se puede observar que usualmente se supone como lineal elástico hasta el punto de fluencia y este como tramo recto, luego entra en una etapa de endurecimiento por deformación representado con una parabola hasta llegar a la deformación de rotura o agotamiento” (Chang Tokushima, 2015, p. 10).

El acero ASTM A615 G-60 el que más se utiliza en el Perú, en sus especificaciones de control de calidad, indican únicamente los esfuerzos mínimos de fluencia (520 Mpa), esfuerzo mínimo de rotura (620 Mpa) y deformación mínima a la rotura (9 Mpa para diámetro 3/8” a 3/4”).

Figura 2.4: Curva esfuerzo-deformación modelo de Park y Paulay



Fuente: Tomada de (Chang Tokushima, 2015, p. 11)

2.2.2.3. Diagrama momento - curvatura

El modelo propuesto por Priestley⁵ y mostrado en la figura 2.5, (Chang Tokushima, 2015, p. 17) menciona que “el modelo supone un diagrama bilineal con una recta inicial que parte del punto inicial **O** y pasa por el punto de primer fluencia del acero **Y**. La recta inicial se extrapola hasta alcanzar el punto de fluencia equivalente **A**. El momento nominal M_n relacionado con el punto de fluencia equivalente **A** es asociado a una deformación de la fibra extrema de concreto $\epsilon_c = 0.004$ o a una deformación del acero $\epsilon_s = 0.015$, la que ocurra primero. la segunda parte del diagrama es una línea recta que conecta el punto **A** de fluencia equivalente y el punto final **B** asociado a agotamiento”.

Lo indicado anteriormente se resumen en tres estados:

- Estado de fluencia (θ_y, M_y)
- Estado de agrietamiento (θ_A, M_A)

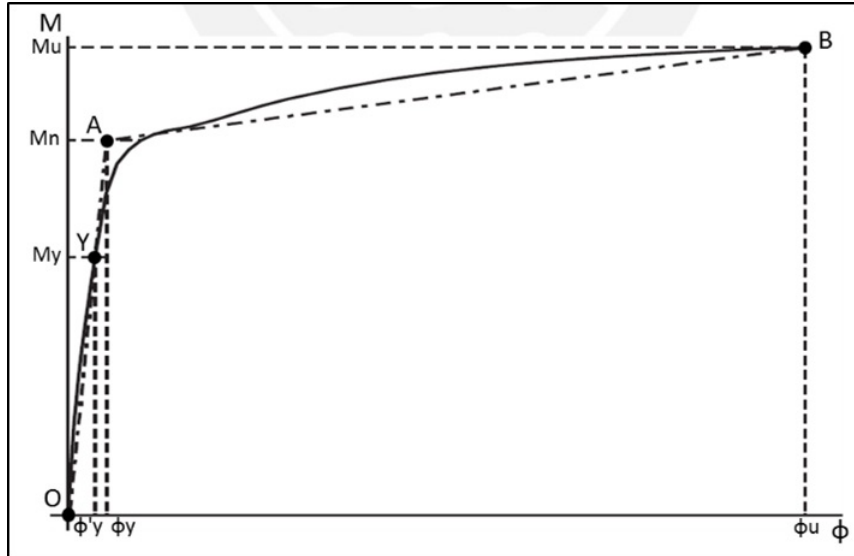
⁴Park R. y Paulay T. (1975). *Estructuras de concreto reforzado* (Everest S., traducción). Nueva zelanda

⁵Priestley T. (1993). *Myths and fallacies in earthquake engineering-conflicts between design with unbonded tendons*. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, p.329-341

- Estado ultimo (θ_u, M_u)

El diagrama momento-curvatura ($M-\theta$) según (Chang Tokushima, 2015, p. 17) “muestra la maxima capacidad de deformación inelástica, característica de disipación de energía y el comportamiento no lineal de la sección. Se obtiene mayor capacidad de disipación de energía cuando la sección tiene mayor ductilidad”.

Figura 2.5: Diagrama momento-curvatura propuesto por Priestley

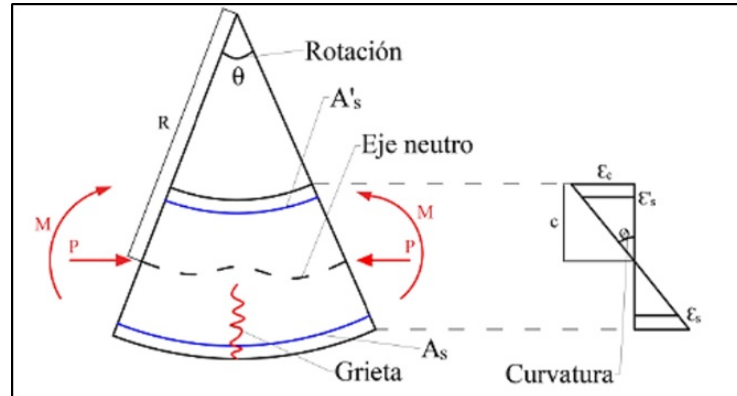


Fuente: Tomada de (Chang Tokushima, 2015, p. 17)

2.2.2.4. Diagrama momento - rotación

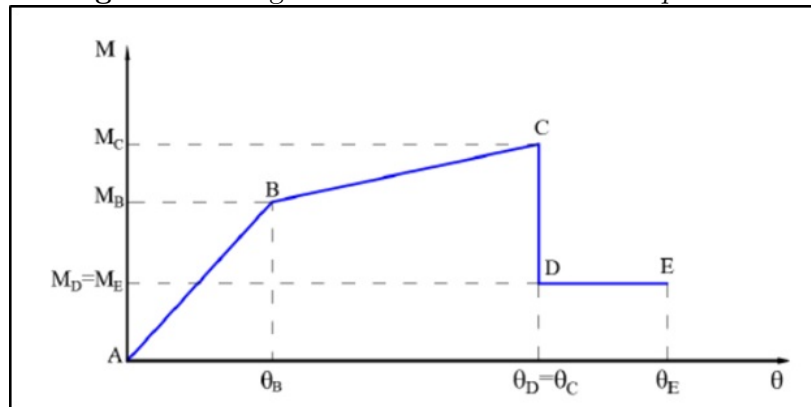
(Díaz Lazo and Díaz Rivera, 2020, p. 32) define como “ un elemento sometido a flexión, que genera el cambio de giro por unidad de longitud, lo cual se entiende como curvatura, definido como el cambio de rotación que existe en una sección”. Esta definición se representa gráficamente en la figura 2.6.

“A partir del diagrama momento-rotación ($M-\theta$) es posible calcular la rotación inelástica del elemento en una longitud llamada longitud de plastificación equivalente (L_p), zona donde se ubica la rotula plástica. Esta longitud incluye grietas diagonales por corte que no son incluidas en la construcción del diagrama ($M-\theta$), tampoco se tiene en cuenta el deslizamiento del acero en el entorno a las grietas ni la reducción de la deformación unitaria del acero por el concreto no agrietado; así que la rotación inelástica es menor que la calculada” (Díaz Lazo and Díaz Rivera, 2020, p. 32).

Figura 2.6: Estado interno de deformaciones de una sección de concreto

Fuente: Tomada de (Díaz Lazo and Díaz Rivera, 2020, p. 32)

El estándar ASCE/SEI 41-17 establece un diagrama ($M - \theta$) simplificado y normalizado (ver figura 2.7), lo cual se determina calculando ciertos parámetros.

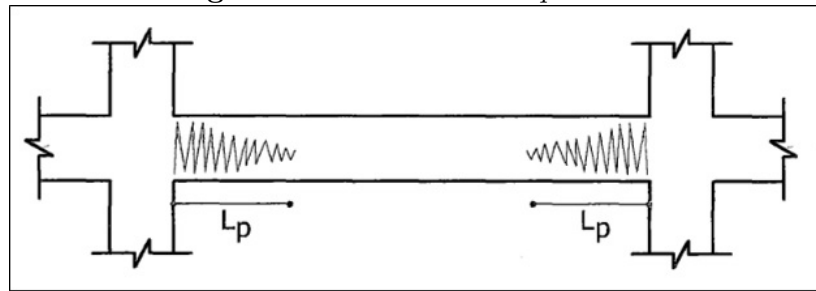
Figura 2.7: Diagrama momento - rotación simplificado

Fuente: Adaptado de American Society of Civil Engineers [ASCE] (2017)

2.2.2.5. Rotulas plásticas

En sismos severos los elementos estructurales sufren daños en zonas donde se ubica la deformación inelástica (zona adyacente a las conexiones de viga-columna), este daño no es uniforme en toda la longitud sino se concentra mas cerca a las conexiones. Esta zona es llamado como rotula plástica y se ubica en una longitud equivalente L_p como muestra la figura 2.8. Según Paulay (1992) “una buena estimación para L_p en vigas y columnas de proporciones típicas es $L_p = 0.5h$ donde h es el peralta del elemento”.

Figura 2.8: Zona de daño equivalente

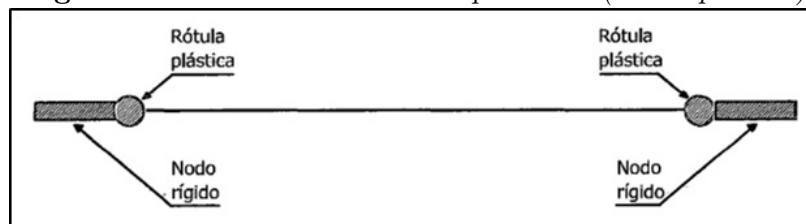


Fuente: tomada de (Cisneros Ayala, 2014, p.156)

(Cisneros Ayala, 2014, p. 157) indica que “la rotula plástica se define como aquel punto en que la sección no es capaz de absorber mayor momento a flexión y empieza únicamente a rotar. Ese punto se genera a una longitud que varía de acuerdo al tipo de conexión entre elementos, así como de las características propias de sección. En realidad no existe la rotula plástica, pero es una definición que se utiliza en el campo de la ingeniería sísmica para encontrar formulas que amplifiquen algún problema”. La rotula plástica generalmente se encuentra en zonas rígidas de un elemento, es decir en sus extremos como muestra la figura 2.9.

“Las rotulas plásticas pueden ser modeladas de diferentes formas, dependiendo de la calidad de resultados que se necesita obtener. Se debe definir el modelo de plasticidad a utilizar, ya que los resultados del calculo de la capacidad sísmica resistente depende del modelo de plasticidad que se use. Se puede utilizar el modelo de plasticidad concentrada, en la cual el daño se concentra en un solo punto, no considera longitud de daño; y si se requiere resultados mas precisos donde se considere la longitud de daño podrá optar por una moderación de rotulas por análisis de fibras” (Cisneros Ayala, 2014, p. 157).

Figura 2.9: Idealization de daño equivalente (rotula plástica)



Fuente: tomada de (Cisneros Ayala, 2014, p.158)

2.3. MARCO CONCEPTUAL

2.3.1. Nivel de evaluación sísmica

De acuerdo al nivel de evaluación que se utilice para evaluar la edificación, se puede identificar deficiencias en los componentes de la estructura. El proceso de evaluación sísmica se divide en tres niveles:

- ☛ Nivel-1: Evaluación visual.
- ☛ Nivel-2: Evaluación basada en deficiencias.
- ☛ Nivel-3: Evaluación sistemática.

Según el estándar ASCE/SEI 41-17 para la evaluación sísmica y el reforzamiento de edificaciones existentes se puede utilizar estos niveles de manera siguiente:

- ☛ Únicamente ejecutar los niveles 1 y 2
- ☛ Únicamente ejecutar el nivel 3.

(American Society of Civil Engineers [ASCE], 2017, ASCE/SEI 41-17) indica que “estas excepciones pueden basarse en los requerimientos de evaluación, sea por requerimientos normativos o de ley, deseo por parte de propietarios y la intención de determinar el nivel de desempeño de una edificación existente por cambios de estructuración, actualización de normativa o requerimiento de autoridades”.

El nivel 1: Procedimiento de detección está conformado por un análisis de verificación rápida e investigación in-situ de las características, defectos de construcción y deterioro comunes que podrían tener efectos perjudiciales significativos en el desempeño sísmico del edificio.

El nivel 2: Procedimiento de evaluación basada en deficiencias, está conformado por un análisis y evaluación adicional de las deficiencias encontradas en el nivel 1.

El nivel 3: Evaluación sistemática, involucra un análisis detallado del edificio entero considerando la respuesta inelástica de los elementos estructurales y no estructurales ya sea en su condición actual o con las medidas de reforzamiento propuestas, este nivel requiere una evaluación de dos niveles de peligro sísmico BSE-1E y BSE-2E cuando se evalúa al PBOE.

2.3.2. Peligro sísmico

Según (Toledo Espinoza, 2011) “el peligro sísmico debido al movimiento del suelo deberá estar basado en la localización del edificio con respecto a la falla causante. Las características regionales y geológicas del sitio específico, y un nivel de peligro sísmico seleccionado”.

Niveles de peligro sísmico según ASCE/SEI 41-17

El estándar (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2017, ASCE/SEI 41-17) establece 4 niveles de peligro sísmico para la evaluación y reforzamiento de edificaciones existentes (ver tabla 2.1), considerando que el BSE-1E y BSE-2E se enfoca al objetivo de desempeño básico de edificaciones existentes (PBOE), el BSE-1N y BSE-2N se enfoca al objetivo de desempeño básico equivalente a normas de edificaciones nuevas (PBON), los mismos están representados por un espectro de aceleración con 5% de amortiguamiento para periodos cortos (0.2s) y largos (1.0s), en la dirección de máxima respuesta horizontal.

Tabla 2.1: Niveles de peligro sísmico según ASCE/SEI 41-17

Nombre	Probabilidad de excedencia	Periodo de Retorno
(BSE-1E)	20% en 50 años	225 años
(BSE-1N)	10% en 50 años	475 años
(BSE-2E)	5% en 50 años	975 años
(BSE-2N)	2% en 50 años	2475 años

Nota: BSE, Basic Safety Earthquake (sismo de seguridad básica)

Fuente: adaptado de la sección 2.4 y la tabla C2-1 del ASCE/SEI 41-17

En varias normas se han utilizado la reducción de 0.75 a la demanda de movimiento del suelo para la evaluación y reforzamiento de edificaciones existentes. El estándar (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2017, ASCE/SEI 41-17) “no aplica dicho factor de 0.75 para reducir el nivel de demanda sísmica, en su lugar especifica una demanda diferente con una mayor probabilidad de excedencia en base al 5% en 50 años y al 20% en 50 años”, tal como se presenta en la tabla 2.1.

Para el nivel de peligro sísmico BSE-2E, la probabilidad de excedencia de 5%/50 años se eligió porque representa movimientos de tierra aproximadamente 75% de los prescritos para edificios nuevos .

Peligro sísmico de la NTP E.030 y la adaptación al estándar ASCE/SEI 41-17

Para la evaluación y reforzamiento sísmico de la estructura, serán utilizados los requerimientos de la demanda sísmica indicadas en el capítulo II de la NTP E.030 *diseño sismorresistente* del (2018), por ser un documento de acatamiento obligatorio en nuestro país, en lo referente al análisis y diseño sismorresistente de las edificaciones. Los requerimientos de demanda sísmica de la sección 2.4 del ASCE/SEI 41-17 serán tomadas solamente como referencia.

Para estimar la demanda sísmica se debe considerar la **zonificación sísmica** según el artículo 10 del capítulo 2 de la NTP E.030 del 2018, el cual se divide en 4 zonas sísmicas representados cada uno por un factor que se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedido en 50 años. El **sitio de cimentación** será considerado según el artículo 12 del capítulo 2 de la NTP E.030 del 2018, el cual se clasifica en 5 tipos de sitios de acuerdo al perfil del suelo.

La **categoría de la edificación y el factor de uso** será clasificado según el artículo 15 del capítulo 3 de la NTP E.030 del 2018, el cual se divide en 4 categorías representados cada uno por un factor de uso y están obligadas a cumplir con el sistema estructural indicada en la tabla N° 6 de la NTP E.030 del 2018.

La demanda sísmica representada mediante la aceleración espectral elástico, co-

respondiente al peligro sísmico BSE-1E, BSE-1N, BSE-2E y BSE-2N del estándar ASCE/SEI41-17 pueden ser calculadas y adaptadas a partir del sismo de diseño de la NTP E.030 del 2018, con la definición 3.8.1. El sismo de diseño corresponde a un peligro sísmico de probabilidad de excedencia de 10% en 50 años, con periodo de retorno de 475 años.

$$S_a = k_c \left(\frac{Tr_2}{Tr_1} \right)^n (ZUCS)g \quad (2.3.1)$$

2.3.3. Objetivos y Niveles de Desempeño sísmico

2.3.3.1. Objetivos de desempeño sísmico

Según (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2017, pág. 23) “un objetivo de desempeño consiste en uno o más combinaciones de un nivel de peligro sísmico seleccionado, con un nivel de desempeño estructural objetivo y un nivel de desempeño no estructural”. El estándar ASCE/SEI 41-17 establece dos distintos tipos de objetivos, de acuerdo a la decisión del propietario y/o autoridad competente, siendo los siguientes:

- Objetivo de desempeño básico para edificaciones existentes (BPOE)
- Objetivo de desempeño básico equivalente a normas de edificaciones nuevas (BPON)

Objetivo de desempeño básico para edificaciones Existentes (BPOE)

Este objetivo de desempeño planteada en la tabla 2-1 del ASCE/SEI 41-17 está establecido de acuerdo a la categorización de riesgo de la tabla 1.5-1 del estándar (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2010a, ASCE/SEI 7-10), y para ser utilizado en la presente tesis se relacionará con la categoría de las edificaciones de la tabla N° 5 de la NTP E.030, tal como se presenta en la tabla 2.2.

El BPOE (por sus siglas en inglés) utiliza el objetivo de desempeño de la tabla 2.2 para los niveles de evaluación indicadas en la sección 2.3.1, como son la evaluación de nivel 1, nivel 2 y nivel 3, dichos objetivos de desempeño son los más utilizados y aplicables a todos los tipos de edificaciones. El BPOE reconoce que es mucho más costoso incrementar con confiabilidad el desempeño del edificio al nivel de un edificio nuevo, por lo tanto, busca la seguridad con una confianza razonable, de incrementar el desempeño del edificio existente a bajo costo.

El nivel de daño y la pérdida económica potencial que experimentan los edificios reforzados por el BPOE, probablemente será mayor que el esperado en edificios nuevos similares, diseñados y construidos adecuadamente o edificios existentes evaluados y reforzados al objetivo de desempeño básico equivalente a normas de edificaciones nuevas (BPON) (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2017, ASCE/SEI 41-17).

Tabla 2.2: *Objetivos de desempeño básico para edificaciones existentes (PBOE)*

Categorías de Riesgo	BSE-1E	BSE-2E
ASCE 7 ^a : I y II E.030 ^b : C y D	Desempeño estructural <i>seguridad de vida</i> Desempeño no estructural <i>seguridad de vida</i> (3-C)	Desempeño estructural <i>prevención de colapso</i> Desempeño no estructural <i>riesgo reducido</i> (5-D)
ASCE 7 ^a : III E.030 ^b : B	Desempeño estructural <i>control de daños</i> Desempeño no estructural <i>en posición</i> (2-B)	Desempeño estructural <i>seguridad de vida</i> Desempeño no estructural <i>riesgo reducido</i> (4-D)
ASCE 7 ^a : IV E.030 ^b : A	Desempeño estructural <i>ocupación inmediata</i> Desempeño no estructural <i>en posición</i> (1-B)	Desempeño estructural <i>seguridad de vida</i> Desempeño no estructural <i>riesgo reducido</i> (3-D)

^a American Society of Civil Engineers. (2010). Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures ASCE/SEI 7-10.

^b Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). Norma Técnica Peruana E.030 Diseño Sismorresistente.

Fuente: Adaptado de la tabla 2-1 del ASCE/SEI 41-17

Objetivo de desempeño básico equivalente a normas de edificaciones nuevas (BPON)

“Es un objetivo de desempeño específico que se debe usar solo con la evaluación nivel 3 (ver tabla 2.3). El objetivo de BPON (por su siglas en inglés) es proporcionar un desempeño equivalente con las normas de edificaciones nuevas, incluso después de un reforzamiento, generalmente no son tan robustos como los de un edificio nuevo. El objetivo de desempeño se clasifica como un caso especial del “objetivo de desempeño mejorado” porque es mayor que el BPOE“ (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2017, ASCE/SEI 41-17).

Tabla 2.3: Objetivo de desempeño básico equivalente a normas de edificaciones nuevas (PBON)

Categoría de Riesgo	Nivel de Peligro Sísmico	
	BSE-1N	BSE-2N
ASCE 7 ^a : I y II E.030 ^b : C y D	Desempeño estructural <i>seguridad de vida</i> Desempeño no estructural <i>en posición</i> (3-B)	Desempeño estructural <i>prevención de colapso</i> Desempeño no estructural <i>riesgo reducido</i> (5-D)
ASCE 7 ^a : III E.030 ^b : B	Desempeño estructural <i>control de daños</i> Desempeño no estructural <i>en posición</i> (2-B)	Desempeño estructural <i>seguridad de vida</i> Desempeño no estructural <i>riesgo reducido</i> (4-D)
ASCE 7 ^a : IV E.030 ^b : A	Desempeño estructural <i>ocupación inmediata</i> Desempeño no estructural <i>operacional</i> (1-A)	Desempeño estructural <i>seguridad de vida</i> Desempeño no estructural <i>riesgo reducido</i> (3-D)

^aAmerican Society of Civil Engineers. (2010). Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures ASCE/SEI 7-10.

^bMinisterio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). Norma Técnica Peruana de Diseño Sismorresistente E.030.

Fuente: Adaptado de la tabla 2-3 ASCE/SEI 41-17

2.3.3.2. Nivel de desempeño sísmico

(Olivos Lara, 2018, pág. 33) indica que “un nivel de desempeño describe un estado límite de daño. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de tres aspectos fundamentales: i) los posibles daños físicos sobre los componentes estructurales y no estructurales; ii) la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación, inducida por estos daños y, iii) la funcionalidad de la edificación posterior al sismo”.

Según (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2017, ASCE/SEI 41-17) el nivel de desempeño de una edificación “esta definido por la combinación de un nivel de desempeño estructural y un nivel de desempeño no estructural, como se muestra en la tabla 2.4, y se designa mediante un número para indicar el desempeño estructural y una letra para indicar el desempeño no estructural, tal como esta definido en las secciones 2.3.1 y 2.3.2 del ASCE/SEI 41-17”.

Tabla 2.4: Niveles de desempeño para objetivos de la edificación

Niveles de Desempeño Estructural	Niveles de Desempeño Estructural						
	Ocupación Inmediata (S-1)	Control de Daños (S-2)	Seguridad de Vida (S-3)	Seguridad Limitada (S-4)	Prevención de Colapso (S-5)	No Considerado (S-6)	
Operacional (N-A)	Operacional 1-A	2-A	NR ^a	NR ^a	NR ^a	NR ^a	
En Posición (N-B)	Ocupación Inmediata 1-B	2-B	3-B	4-B	NR ^a	NR ^a	
Seguridad de Vida (N-C)	1-C	2-C	Seguridad de Vida 3-C	4-C	5-C	6-C	
riesgo reducido (N-D)	NR ^a	NR ^a	3-D	4-D	Prevención de Colapso 5-D	6-D	

^aNR=No Recomendado: La combinación de un bajo nivel de desempeño estructural con un alto nivel de desempeño no estructural, o lo contrario, no es recomendable

Fuente: Tomada de la tabla C2-8 del (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2017, ASCE/SEI 41-17)

La tabla C2-3 del ASCE/SEI 41-17 describe los niveles limites aproximados de daños estructurales que se puede esperar de las edificaciones evaluados o reforzados. Por lo que se utilizará la tabla C2-3 del ASCE/SEI 41-17 para determinar la aceptación de los componentes estructurales y determinar los niveles de desempeño de la edificación, utilizando las siguientes abreviaturas y los controles de daño:

- O = Limite de aceptación para el desempeño Operacional (1-A) de la edificación: No hay desplazamientos permanentes . La estructura conserva su resistencia y rigidez inicial, algunas fisuras leves en muros.
- IO = Limite de aceptación para el desempeño de ocupación inmediata (1-B) de la edificación: correspondiente a componente estructural: No hay desplazamiento permanente, La estructura conserva sustancialmente su resistencia y rigidez inicial, fisuras en fachadas y tabiques.
- LS= Limite de aceptación para el desempeño de seguridad de vida (3-C) de la edificación: correspondiente a componente estructural: hay desplazamiento permanente, queda algo de resistencia y rigidez residual, los elementos estructurales cumple su función, falla los muros y caída de los parapetos.
- CP= Limite de aceptación para el desempeño de seguridad de vida (5-D) de la edificación: correspondiente a componente estructural: Poca rigidez residual y fuerza para resistir cargas laterales, pero las columnas y los muros de carga por gravedad funcionan. Grandes desplazamientos permanentes.

Niveles de desempeño estructural

El estándar (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2017, pág. 24) indica que “los niveles de desempeño estructural para un edificio, están constituidos por cuatro niveles discretos y dos rangos intermedios. Los niveles discretos son: Ocupación Inmediata (S-1), Seguridad de Vida (S-3), Prevención del Colapso (S-5), y No Considerado (S-6). Los

Rangos intermedios son: Control de Daños (S-2), y el de Seguridad Limitada (S-4), estos niveles pueden ser obtenidos por interpolación de los niveles aledaños”.

1. *Nivel de desempeño estructural de “ocupación inmediata” (S-1)*: “Es el nivel de desempeño estructural que se define como el estado de daño post-sismo, que sigue siendo seguro para la ocupación, conserva la resistencia y rigidez de la estructura antes del evento sísmico” American Society of Civil Engineers [ASCE] (2017).
2. *Rango de desempeño estructural de “control de daños” (S-2)*: “Se define como un punto intermedio entre la seguridad de vida y la ocupación inmediata. Puede ser deseable cuando se requiere minimizar el tiempo de reparación o interrupción de equipos valiosos, o preservar elementos históricos, cuando el costo para el nivel S-1 es excesivo” American Society of Civil Engineers [ASCE] (2017).
3. *Nivel de desempeño estructural de “seguridad de vida” (S-3)*: “Es el nivel de desempeño, que se define como el estado post-sismo que incluye daño significativo a la estructural, pero conserva un margen contra el inicio de colapso parcial o total. Se podría reparar la estructura, pero por razones económicas se considera que es una medida no práctica. Mientras el daño estructural no represente un inminente colapso, es prudente que se implementen medidas de reparación o la instalación de elementos temporales antes de volver a ocupar el lugar” American Society of Civil Engineers [ASCE] (2017).
4. *Rango de desempeño estructural de “seguridad limitada” (S-4)*: “Es el rango de desempeño estructural que se define como el rango continuo de daño, entre los niveles S-3 y S-5” American Society of Civil Engineers [ASCE] (2017).
5. *Nivel de desempeño estructural de “prevención del colapso” (S-5)*: “Es el nivel de desempeño estructural que incluye daños a los componentes estructurales, la estructura continua soportando cargas de gravedad, pero no conserva un margen ante el colapso, el edificio está frente a un parcial o total colapso. El daño ha ocurrido incluyendo un significativo deterioro de la resistencia y rigidez del sistema resistente a fuerzas laterales, se presentan deformaciones laterales permanentes y en menor grado, la degradación en la capacidad vertical de soportar cargas” American Society of Civil Engineers [ASCE] (2017).
6. *Nivel de desempeño estructural de “no considerado” (S-6)*: “La evaluación o reforzamiento que no se ocupan del desempeño estructural de un edificio, se puede indicar que tienen un nivel de desempeño no considerado” American Society of Civil Engineers [ASCE] (2017).

Niveles de desempeño no estructural

El estándar (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2017, pág. 25) indica que “los niveles de desempeño no estructurales se deben de elegir de cinco niveles discretos, que son: Operacional (N-A), en Posición (N-B), Seguridad de Vida (N-C), No Considerado (N-D).

Como componentes no estructurales se consideran a los elementos arquitectónicos como divisiones, revestimiento exterior y techos; componentes mecánicos y eléctricos, sistemas de alto voltaje, plomería, sistemas de extinción de fuego, luminarias”.

1. Nivel de desempeño no estructural “operacional” (N-A)
2. Nivel de desempeño no estructural “en posición” (N-B)
3. Nivel de desempeño no estructural “seguridad de vida” (N-C)
4. Nivel de desempeño no estructural “no considerado” (N-D)

2.3.4. Procedimientos de análisis sísmico

2.3.4.1. Recolección de datos

La recolección de información debe ser de acuerdo a la sección 6.2 del ASCE/SEI 41-17, que deben ser obtenidas a partir de los planos disponibles, especificaciones y otros documentos de la edificación existente y si es necesario estos documentos deben ser complementados mediante ensayos destructivos y no destructivos realizados en in-situ, estos datos deben brindar suficiente información para verificar el estado de los componentes estructurales y no estructurales, el suelo y los edificios adyacentes para que de tal manera se realice correctamente el procedimiento de análisis seleccionado.

De acuerdo con el estándar ASCE/SEI 41-13 (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2017), las características y propiedades del material de la edificación deben obtenerse de las siguientes fuentes, según corresponda:

- Observación general de las condiciones expuestas de la edificación.
- Documentos de construcción, memoria de cálculo, informes, estudio de suelo y registro de pruebas.
- Referencia del año en que se hizo el proyecto estructural y de construcción.
- Normas utilizadas para el análisis y diseño de la estructura.
- Ensayos y pruebas destructivas y no destructivas de los materiales y componentes de la estructura.
- Entrevista con el propietario, gerentes, arquitecto o ingeniero, contratista o funcionario encargado de la construcción.

Ensayos

El estándar (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2017, ASCE/SEI 41-17) indica que “los ensayos in-situ o pruebas de laboratorio se basarán en la cantidad mínima establecida en la norma ASCE/SEI 41-17 y las propiedades mecánicas obtenidas deben

tener el coeficiente de variación igual o inferior al 20%(concreto) y 25%(albañilería), caso contrario se debe realizar ensayos adicionales. Los ensayos y pruebas mencionadas para el concreto, albañilería, acero de refuerzo y el suelo esta fuera del alcance de esta investigación, debido a las limitaciones mencionadas en el capítulo anterior”.

Concreto

Para determinar la resistencia a la compresión del concreto de una estructura existente, se realiza ensayos destructivos a través de la extracción de núcleos cilíndricos de concreto. El estándar (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2017, ASCE/SEI 41-17) recomienda que “la determinación de la resistencia a la compresión del concreto a través de ultrasonidos u otros métodos de ensayo no destructivos, no deben sustituir al ensayo de extracción de núcleos y pruebas de laboratorio, pero si pueden complementar. **No es necesario realizar la prueba de materiales si las propiedades de los materiales están disponibles en los documentos de construcción**, caso contrario se debe tener en cuenta el numero mínimo de ensayos necesarios para determinar la resistencia a la compresión del concreto”, cumpliendo con los siguientes criterios del estándar.

- Para cada tipo de elemento de concreto, se debe tomar como mínimo 3 ensayos de núcleo y someterlas a pruebas de compresión.
- Para los elementos de concreto cuya resistencia a compresión de diseño se conoce y no se tiene registros de pruebas realizados durante la ejecución, se debe realizar un mínimo de 3 ensayos de extracción de núcleos para cada nivel de piso, contenido en $306m^3$ de concreto o $930m^2$ de área.
- Para los elementos de concreto cuya resistencia a compresión de diseño se desconoce y no se tiene registros de pruebas realizadas durante la ejecución, se debe realizar un mínimo de 6 ensayos de extracción de núcleos para cada nivel de piso, contenido en $306m^3$ de concreto o $930m^2$ de área.

Acero de refuerzo

Para la determinación de la resistencia del acero de refuerzo, el estándar (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2017, ASCE/SEI 41-17) recomienda realizar un mínimo de 3 pruebas de tracción que deben ser retiradas al azar de los elementos estructurales por cada 3 pisos de edificio, siempre en cuando se conoce por lo menos las propiedades del acero en los documentos de la construcción o se confirma la fecha de construcción del edificio. Si se desconoce la fecha de construcción, se realizaran por lo menos 6 pruebas por cada 3 pisos de edificio.

2.3.4.2. Selección del procedimiento de análisis

El nivel de conocimiento obtenido en base a recolección de información, define la selección del método de análisis, considerando el nivel de desempeño. Para expresar la confianza

con que se conoce las propiedades de los materiales del edificio, se usará un factor de conocimiento k_c que se detalla en la tabla 2.5 para reducir la demanda sísmica según el estándar (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2017, ASCE/SEI 41-17) .

Tabla 2.5: Requerimientos de recolección de datos

Datos	Nivel de conocimiento					
	Mínimo		Usual		Exhaustivo	
Nivel de desempeño	Seguridad de vida (S-3) o inferior		Control de daño (S-2) o inferior		Ocupación inmediata (S-1) o inferior	
Procedimiento de análisis	LSP ^a ; LDP ^b		Todos		Todos	
Pruebas	Sin Pruebas		Pruebas usuales		Pruebas exhaustivas	
Dibujos	Dibujos de diseño	Levantamiento de planos en in-situ	Dibujos de diseño	Levantamiento de planos en in-situ	Dibujos de diseño	Levantamiento de planos en in-situ
Evaluación de la condición	Visual	Exhaustiva	Visual	Exhaustiva	Visual	Exhaustiva
Propiedad de material	a partir de dibujos de diseño	valores predeterminados	a partir de dibujos de diseño o diseño	pruebas usuales	a partir de dibujos de diseño o diseño	pruebas Exhaustivas
Factor de conocimiento(k_c)	0.90 ^c	0.75	1.00	1.00	1.00	1.00

^aProcedimiento estático lineal(LSP: linear static procedure)

^bProcedimiento dinámico lineal(LDP: linear dynamic procedure)

^cSi hay registro de pruebas disponibles para corroborar los planos entonces $k_c=1$

Fuente: Tomada de la tabla 6-1 del (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2017, ASCE/SEI 41-17)

Por otro lado, la sección 7.3 del (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2017, p. 39) “establece que el análisis estructural del edificio debe realizarse para determinar las fuerzas y deformaciones inducidas en los componentes inducidas por movimiento sísmico seleccionado. El procedimiento de análisis debe realizarse con uno de los siguientes métodos: estático lineal, dinámico lineal, estático no lineal y dinámico no lineal, pero siempre respetando los requerimientos de recolección datos de la tabla 2.5”.

“*Los procedimientos estáticos* son apropiados cuando los efectos de los modos superiores no son significativos, lo cual se da usualmente en edificios bajos y regulares, mientras los procedimientos dinámicos son requeridos para edificios altos y edificios con irregularidad torsional y sistemas de ejes no ortogonales” (Wang Lin, 2019).

“*El análisis estático no lineal* es apropiado para la mayoría de los edificios; sin embargo, debe ser utilizado en conjunto con el análisis dinámico lineal, si la participación de la masa del primer modo de oscilación es pequeña. El análisis dinámico no lineal requiere mucho juicio y experiencia para su ejecución. Finalmente los procedimientos no lineales pueden ser utilizados para todos los edificios, y deben ser utilizados para el análisis de edificios cuando los procedimientos lineales no son permitidos” (Wang Lin, 2019).

“*Los resultados de los análisis lineales* pueden ser muy inexactas cuando son aplicados en edificios con sistemas estructurales muy irregulares, a menos que el edificio sea capaz de responder al nivel seleccionado de demanda sísmica en el rango elástico” (Wang Lin, 2019).

2.3.4.3. Requerimientos generales de análisis

Propiedades de los componentes estructurales

Las propiedades mecánicas de los materiales se determinarán a partir de los planos, especificaciones y otros documentos disponibles; cuando dichos documentos no proporcionen información adecuada, dicha información se complementará con pruebas de materiales. Si no hay disponibilidad de documentos de construcción o pruebas de materiales se utilizará propiedades predeterminadas establecidos por el estándar (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2017).

De acuerdo a la condición de los componentes de la estructura se utilizará el factor de conocimiento k para reducir la propiedad mecánica del material bajo los criterios establecidos en líneas abajo.

Concreto

El ASCE/SEI 41-17 establece una reducción mediante el factor de conocimiento “ k ” igual a 0.75 si se cumple alguno de los siguientes criterios:

- Los componentes de la estructura se encuentra dañados o deteriorados durante la evaluación y no se realiza ensayos adicionales para cuantificar su condición o justificar el uso de valores mas altos de “ k ”.
- Las propiedades mecánicas tienen un coeficiente de variación superior al 20%.
- Los componentes contienen un material histórico y la condición es incierta.

Albañilería

El ASCE/SEI 41-17 establece un factor de conocimiento “ k ” igual a 0.75 si se cumple alguno de los siguientes criterios:

- Los componentes de la estructura se encuentra dañados o deteriorados durante la evaluación y no se realiza ensayos adicionales para cuantificar su condición o justificar el uso $k=1$.
- Las propiedades mecánicas tienen un coeficiente de variación superior al 25%.
- Los componentes contienen un material histórico y la condición es incierta.

Acero de refuerzo

El factor de conocimiento de $k=0.75$ se utilizará solamente si los componentes y sus conectores están compuestos de hierro fundido o forjado.

Modelamiento matemático

En la sección 7.2.3.1 del ASCE/SEI 41-17, indica que un edificio debe ser modelado, analizado y evaluado como un ensamblaje tridimensional de componentes. Debido a las cargas gravitacionales y sísmicas, los componentes de concreto reforzado se agrietan por lo que

se debe considerar un factor de reducción en la inercia y en el área de estos componentes. Para el presente análisis, se utilizarán los valores de rigidez efectiva indicados en la tabla 2.6. Estos factores de reducción deben ser introducidos en el programa de análisis, en la definición de las propiedades de las secciones de las columnas, vigas y muros.

Tabla 2.6: Valores de rigidez efectiva

Componente	Flexion	Cortante	Axial
Vigas no pre-esforzada	$0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	
Columnas en compresión con fuerza axial $\geq 0.5A_gf'_c$	$0.7E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
Columnas en compresión con fuerza axial $\leq 0.2A_gf'_c$	$0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g E_sA_s
Columnas en tracción	$0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_sA_s
Muros estructurales agrietados	$0.35E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g E_sA_s

Fuente: Adaptado de la tabla 10-5 del (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2017, ASCE/SEI 41-17)

Componentes primarios y secundarios

(Wang Lin, 2019) indica que “los componentes del sistema estructural deberán ser clasificados como primarios y secundarios según la sección 7.5.1.1 del ASCE/SEI 41-17. Un componentes estructural que es requerido para resistir fuerzas sísmica y acomodar deformaciones para alcanzar el nivel de desempeño deseado, deb ser clasificado como **primario**. Un componente que acomoda deformaciones sísmicas, pero no es requerido para resistir fuerzas sísmicas para alcanzar el nivel de desempeño deseado debe ser clasificado como **secundario**”.

“Los componentes estructurales deben ser incluidos en los modelos matemáticos si su rigidez o resistencia lateral excede el 10% de la rigidez lateral total inicial o resistencia esperada de un piso. En la evaluación sísmica y reforzamiento de la estructura, las vigas, columnas, muros de concreto reforzado y losas de entrepiso serán considerado como componentes primarios; y los muros de albañilería serán considerados como componentes secundarios” (Wang Lin, 2019, p. 20).

Efectos P-Delta

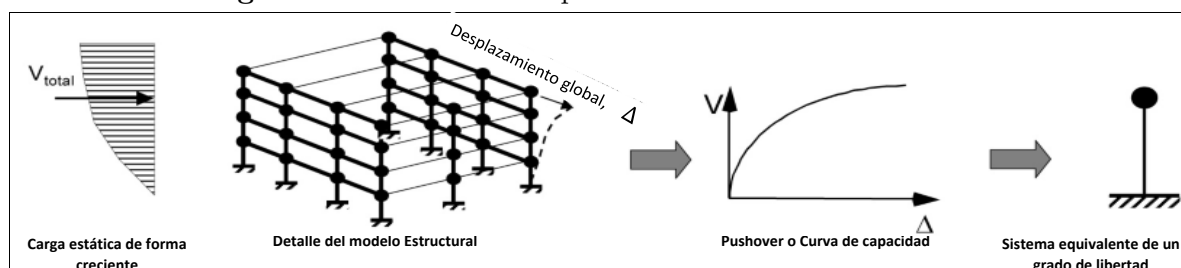
“Los efectos P-Delta deben ser incluidos en los procedimientos de análisis lineal y no lineal. Para el análisis no lineal, los efectos P-Delta estáticos deben ser incorporados en el análisis incluyendo en el modelo matemático las reacciones no lineales de fuerza-deformación de todos los componentes sujetos a cargas axiales. Los efecto P-Delta estáticos son causados por las cargas gravitacionales que actúan en la configuración deformada de la estructura, dando como resultado un incremento en los desplazamientos laterales” (Wang Lin, 2019, p. 22).

2.3.4.4. Análisis estático no lineal: método pushover

“El análisis estático no lineal de carga incremental, mejor conocido como Pushover es muy práctico para encontrar la respuesta sísmica de una estructura, en lugar de un análisis no lineal dinámico que sería lo más adecuado, pero que a la vez es bastante complejo. El análisis estático no lineal es un gran avance en comparación con la forma de análisis actual que utiliza la teoría lineal. En este contexto el análisis estático no lineal es un paso intermedio entre el análisis elástico lineal y el análisis no lineal dinámico” (Cisneros Ayala, 2014, pág. 128).

Según (Bondarenko Hernandez, 2018, Sesión N° 2) “el análisis estático no lineal de carga incremental asume que los múltiples grados de libertad de la estructura están directamente relacionados a la respuesta sísmica de un sistema equivalente de un grado de libertad, donde su comportamiento es representado mediante la curva pushover (ver Figura 2.10). Dentro de las limitaciones del Pushover se encuentra que este análisis solo tiene en cuenta el aporte del primer modo de vibración, el cual representa un sentido en la dirección de la fuerza sísmica”.

Figura 2.10: Secuencia del proceso de análisis Pushover



Fuente: Obtenida desde (Federal Emergency Management Agency [FEMA], 2005, FEMA 440)

“El análisis estático no lineal (pushover) se basa en la aplicación de un patrón de cargas laterales que se van incrementando en la misma dirección hasta alcanzar el colapso de la edificación o un desplazamiento objetivo. Durante el proceso de análisis, la estructura comienza con una respuesta elástica asociada a una rigidez inicial, pero luego, con el incremento de las cargas laterales los elementos superan su cadencia hasta llegar al mecanismo de falla (dúctil o frágil) y con ello, dicha estructura consigue incursionar en el rango inelástico hasta producir el colapso” (Bondarenko Hernandez, 2018, Sesión N° 3).

Patrón de cargas laterales

EL método pushover se realiza a través de una carga lateral de forma uniforme, triangular invertida o parabólica, para que luego distribuir e incrementar de manera monótonica.

La distribución de carga lateral propuesto por (Federal Emergency Management Agency [FEMA], 2000, FEMA 356) “se aplica al modelo matemático en proporción a la distribución de las fuerzas de inercia en el plano de cada diafragma de piso y para todos los análisis se

aplicará al menos dos distribuciones verticales de carga lateral”, seleccionando un patrón de carga de cada uno de los dos grupos siguientes:

1. Un **patrón modal** seleccionado de uno de los siguientes casos (ver Figura 2.11):

Caso (a) Una distribución vertical de carga, proporcional a los valores de C_{vx} . El uso de esta distribución es valido cuando la masa participativa en modo fundamental es mayor a 75%.

$$C_{vx} = \frac{w_x(h_x)^2}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (2.3.2)$$

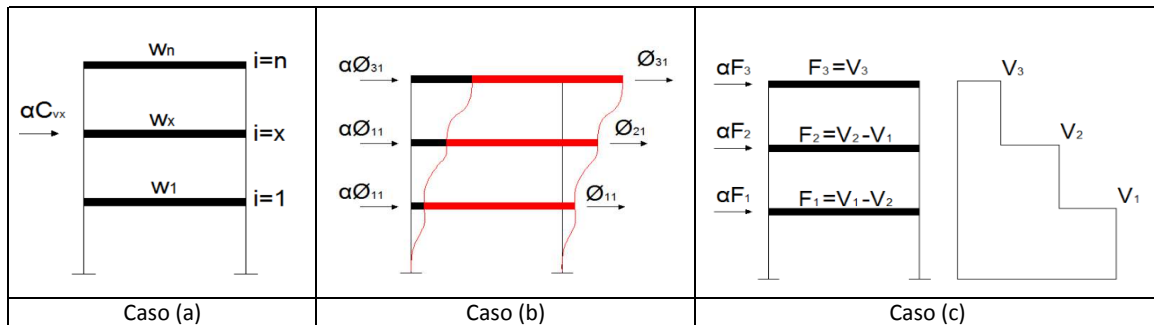
Donde:

- C_{vx} = Factor de distribución vertical de carga.
- k = 2.0 para $T \geq 2.5$ segundos y 1.0 para $T \geq 0.5$ segundo.
(interpolación lineal para calcular los valores intermedios de T).
- w_x = Parte del peso total de la estructura en el nivel x.
- h_x = Altura desde la base hasta el nivel x.
- w_i = Parte del peso total de la estructura en el nivel i.
- h_i = Altura desde la base hasta el nivel i.

Caso (b) “Una distribución vertical de carga, proporcional a la forma del modo fundamental en la dirección considerada. El uso de esta distribución es valido cuando la masa participativa en modo fundamental es mayor a 75%” (Federal Emergency Management Agency [FEMA], 2000, FEMA 356).

Caso (c) “Una distribución vertical proporcional a la distribución de cortantes por piso, calculadas combinando respuestas modales de un análisis de espectro de respuesta del edificio, incluyendo modos suficientes para capturar al menos el 90% de la masa total del edificio. Esta distribución debe ser utilizada cuando el período del modo fundamental excede en 1.0 segundo” (Federal Emergency Management Agency [FEMA], 2000, FEMA 356).

Figura 2.11: Casos de patron de carga modal



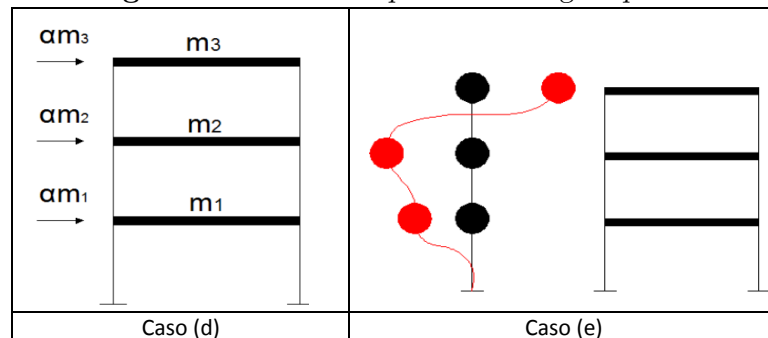
Fuente: Obtenida desde (Bondarenko Hernandez, 2018)

2. Un *patrón Especial* seleccionado de uno de los siguientes casos (ver Figura 2.12):

Caso (d) Una distribución uniforme que consiste en fuerzas laterales en cada nivel proporcional a la masa total en cada nivel.

Caso (e) “Una distribución de carga adaptativa que cambia a medida que se desplaza la estructura. La distribución de carga adaptativa debe modificarse a partir de la distribución de carga original utilizando un procedimiento que considere las propiedades de la estructura al entrar en fluencia”. Según (Bondarenko Hernandez, 2018) este caso es recomendable utilizar para estructuras irregulares.

Figura 2.12: Casos de patron de carga especial



Fuente: Obtenida desde (Bondarenko Hernandez, 2018)

La investigación de (Federal Emergency Management Agency [FEMA], 2005, FEMA 440) “ha demostrado que los patrones de fuerza múltiple hacen poco para mejorar la precisión de los procedimientos estáticos no lineales y que se recomienda un patrón único basado en la forma del primer modo”. Por lo tanto, según (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2017, pág. 110) “las cargas laterales se aplicarán al modelo matemático solamente utilizando el **Caso (d)**: la distribución vertical en proporción de masa en el plano de cada diafragma de piso y el **Caso (b)**: la distribución vertical de cargas en proporción a la forma del modo fundamental en la dirección considerada”.

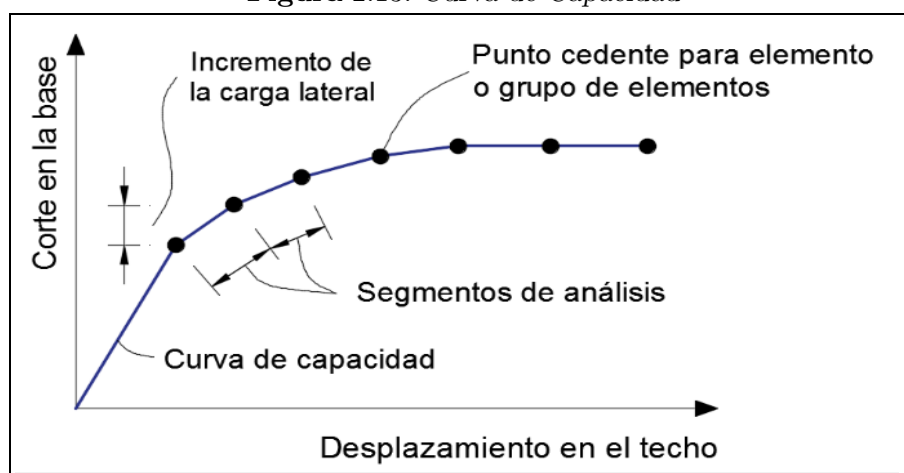
Curva de Capacidad

“La curva de capacidad se construye generalmente para mostrar la respuesta del primer modo de vibración de la estructura, basándose en la hipótesis de que el modo fundamental de vibración es la respuesta predominante de la estructura. Esto generalmente es válido para edificios con períodos de vibración de hasta aproximadamente **un segundo**. Para edificios más flexibles con un período de vibración, **más de un segundo**, el análisis debe considerar la influencia de los modos de vibración más altos” (Applied Technology Council [ATC], 1996, Pág. 8-4).

“La curva de capacidad representa la relación entre la fuerza cortante en la base de la estructura y el desplazamiento máximo asociado en el tope de la misma (ver Figura 2.13). Para determinar esta curva se usa un patrón de distribución de la fuerza lateral, a lo largo del eje vertical del centro de masa del edificio, que corresponde a la primera forma modal” (Cisneros Ayala, 2014, pág. 134).

(Cisneros Ayala, 2014, pág. 134) precisa que “la curva de capacidad aproximadamente nos indica como las estructura se comporta después de exceder su límite elástico; es decir nos da a conocer la ductilidad de la estructura así como la sobre resistencia de la edificación. El modelo matemático de la estructura es modificado para tomar en cuenta la reducción de la resistencia de la estructura debido a la fluencia de algunos de los componentes estructurales”.

Figura 2.13: Curva de Capacidad



Fuente: tomada de (Applied Technology Council [ATC], 1996, ATC-40)

2.3.5. Desplazamiento objetivo de la estructuras

2.3.5.1. Curva idealizada de fuerza - desplazamiento

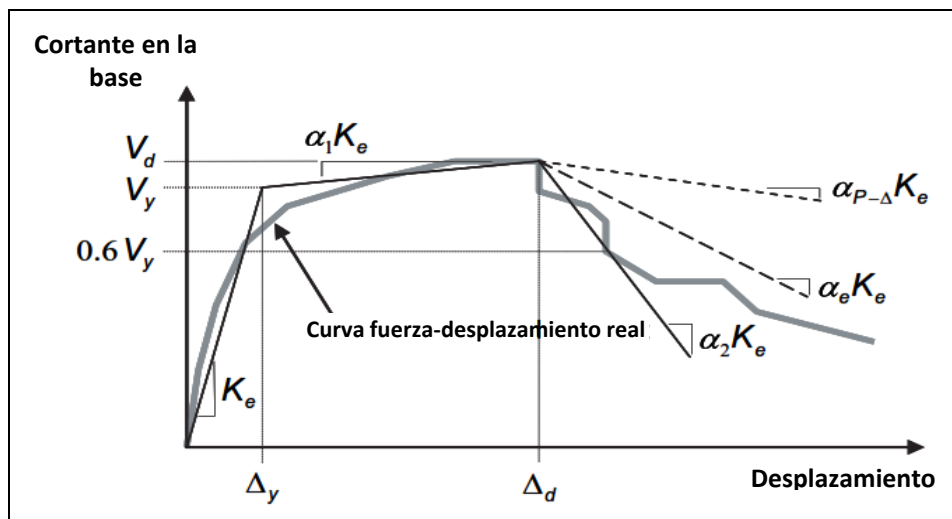
El modelo bilineal para la curva de capacidad sera bajo el criterio de areas iguales, de tal manera que el área comprendida bajo la curva de capacidad resistente sea aproximadamente igual al área comprendida por encima de la curva de capacidad así como indica la figura 2.14.

El estándar (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2017, pág. 110) establece “que el primer segmento de la representación bilineal de la curva de capacidad comienza en el origen y tiene un pendiente igual a la rigidez lateral efectiva K_e y este se tomará como la rigidez secante calculada a una fuerza de corte de la base igual al 60% de la resistencia a la fluencia efectiva de la estructura. El segundo segmento de línea representa la pendiente positiva post-fluencia ($\alpha_1 K_e$) determinada por un punto (V_d, Δ_d) y un punto en la intersección con el primer segmento de línea, de manera que las áreas por encima y por debajo de la curva de capacidad real estén aproximadamente equilibradas. El punto (V_d, Δ_d) en la curva real es el desplazamiento objetivo calculado o el desplazamiento correspondiente al cortante máximo en la base. El tercer segmento de línea representa la pendiente negativa post-fluencia ($\alpha_2 K_e$), determinada por el punto (V_d, Δ_d) en el que el cortante en la base se degrada al 60% de la resistencia a la fluencia efectiva”.

Con el punto de fluencia y el punto de capacidad ultima del modelo bilineal se obtiene finalmente la ductilidad (u) del sistema (Federal Emergency Management Agency [FEMA], 2005, pág. 4-2).

$$u = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad (2.3.3)$$

Figura 2.14: Curva idealizada de fuerza-desplazamiento



Fuente: Tomada de (Applied Technology Council [ATC], 1996, ATC-40)

2.3.5.2. Método de coeficiente de desplazamiento modificado

La propuesta del método de coeficiente de desplazamiento fue realizado por FEMA 273⁶ en 1998, luego siendo presentado en el reporte de (Federal Emergency Management Agency [FEMA], 2000, FEMA 356) y mejorado en el reporte de FEMA 440 para reducir la diferencia de valores obtenidos en comparación con un análisis dinámico inelástico, recientemente

⁶Federal Emergency Management Agency.(1997). Nohp Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings [FEMA 273], Washington, D.C

es aplicado por ASCE/SEI 41-17.

“El FEMA 273 recomienda el método del coeficiente de desplazamiento, para encontrar el desempeño sísmico que va a tener una estructura ante una acción sísmica definida por su espectro. Es un método que determina el desplazamiento lateral máximo en el tope de un edificio mediante una ecuación que tiene un fundamento teórico, estadístico y práctico. Con este desplazamiento δ_t se ingresa en la curva de capacidad resistente de la estructura y se determina el punto de desempeño ante el sismo de análisis” (Aguilar Falconí, sf).

El (Federal Emergency Management Agency [FEMA], 2005, FEMA 440) “presenta un enfoque que modifica la respuesta elástica lineal del sistema de un solo grado de libertad equivalente a la multiplicación entre el coeficientes C_0 y C_3 para generar una estimación del desplazamiento global máximo (elástico e inelástico), que se denomina desplazamiento objetivo. Se recomienda que las limitaciones que se permitían en el FEMA 356, al coeficiente C_1 sean descartadas. También el coeficiente C_2 tome en cuenta la degradación cíclica en resistencia y rigidez. Finalmente sugiere que el coeficiente C_3 sea eliminado y reemplazado con limitaciones sobre la resistencia”.

El (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2017, ASCE/SEI 41-17) enfoca el desplazamiento objetivo δ_t en cada nivel de piso que será calculada mediante la ecuación 2.3.4, así como recomienda el FEMA 440.

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (2.3.4)$$

Donde:

- C_0 : Factor de modificación que relaciona desplazamientos espectrales de un sistema equivalente de un grado de libertad (SDOF), con el desplazamiento del techo del edificio de un sistema con múltiples grados de libertad (MDOF), calculado usando uno de los siguientes procedimientos.
 - ☞ El primer factor de participación modal en el nivel del nodo de control.
 - ☞ Mediante la multiplicación del factor de participación de masa calculado utilizando un vector de forma correspondiente a la deformada de la edificación en el punto de desempeño, por la ordenada del vector de forma en el nodo de control.
 - ☞ Valores tomadas a partir de la tabla 2.7.

Tabla 2.7: Valores para el factor de modificación C_0

Número de Pisos	Edificios de Cortante		Otros Edificios
	Patron de Carga Triangular	Patron de Carga Uniforme	Cualquier patron de Carga
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

Fuente: Tomada de (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2017, ASCE/SEI 41-17)

- C_1 : Factor de modificación que relaciona los máximos desplazamientos inelásticos esperados, con los calculados para una respuesta lineal elástica. Para períodos menores a 0.2 s, no es necesario tomar $C_1 > T = 0.2$ s. Para periodos fundamental efectivo mayores a 1.0 s, $C_1 = 1.0$

$$C_1 = 1 + \frac{U_{strength} - 1}{aT_e^2} \quad (2.3.5)$$

Donde:

El valor de a es un factor de clasificación de tipo de suelo en el sitio, especificado según la clasificación definida en la tabla 20.3-1 de la norma (American Society of Civil Engineers[ASCE], 2010b).

$a = 130$ para clasificación de sitio A o B (Roca).

$a = 90$ para clasificación de sitio C (Suelo denso y Roca blanda).

$a = 60$ para clasificación de sitio D,E o F (Suelos rígidos, arcillosos o sin clasificación).

- T_e : Periodo fundamental efectivo del edificio calculado según la ecuación 2.3.6.

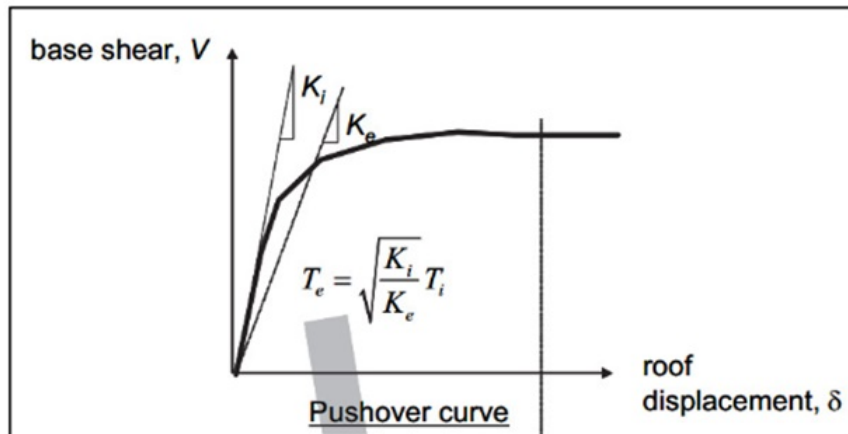
$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (2.3.6)$$

T_i = Periodo fundamental elástico en segundos, en la dirección considerada calculada por un análisis dinámico elástico.

K_i = Rigidez lateral elástica del edificio en la dirección considerada.

K_e = Rigidez lateral efectiva del edificio en la dirección considerada.

Figura 2.15: Rigidez elástica y rigidez efectiva



Fuente: Tomada de (Federal Emergency Management Agency [FEMA], 2005, FEMA 440)

- $U_{strength}$: La relación entre la demanda de resistencia elástica y el coeficiente de resistencia, calculada de acuerdo con la Ecuación 2.3.7.

$$U_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} C_m \quad (2.3.7)$$

Donde:

S_a = Aceleración de la respuesta espectral, para el periodo fundamental efectivo y el porcentaje de amortiguamiento del edificio en la dirección considerada.

V_y = Resistencia de fluencia de la estructura calculada en la representación bilineal de la edificación.

W = Peso sísmico efectivo, calculado considerando toda la carga permanente y un porcentaje de la carga variable, según corresponda.

C_m = Factor de masa efectivo, tomado a partir de la tabla 2.8. Si el período de vibración es mayor a 1.0 s, tomar $C_m = 1$.

Tabla 2.8: Valores para el factor de masa efectiva C_m

N° Pisos	Marcos de Momento de Concreto	Muro de corte de Concreto	Pier-Spandrel de Concreto
1-2	1.0	1.0	1.0
3 o más	0.9	0.8	0.8

Nota: Para periodo fundamental mayores a 1.0 s, $C_1 = 1.0$

Fuente: Tomada de (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2017, ASCE 41-17)

- C_2 : Factor de modificación para representar el efecto de la forma histerética apretada, degradación de rigidez y deterioro de la resistencia sobre la respuesta de desplazamiento máximo. El coeficiente C_2 representa únicamente los efectos de la degradación de la rigidez y se recomienda que el coeficiente C_2 se calcule con la ecuación 2.3.8,

Para períodos mayores de 0.7 s, $C_2 = 1.0$.

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{U_{strength} - 1}{T_e} \right)^2 \quad (2.3.8)$$

2.3.6. Criterios de Aceptación

“Los criterios de aceptación para los procedimientos no lineales son más precisos y menos conservadores que los de los procedimientos lineales. Los edificios que no cumplan con los criterios de aceptación del análisis lineal pueden cumplir con los criterios de aceptación no lineales” (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2017, ASCE/SEI41-17).

Según Toledo Espinoza (2011) “los criterios de aceptación son indicadores de si el desempeño predicho de la edificación es el adecuado, analizando la estructura de manera Local (basado en los componentes) y Global (basado en la estructura en conjunto). La aceptabilidad de las acciones de fuerza y deformación deberán ser evaluadas para cada componente. Previo a la selección del criterio de aceptación del componente, se deberá clasificar dicho componente como primario o secundario, y además debe ser clasificada como comportamiento dúctil (controlado por la deformación) o comportamiento frágil (controlado por la fuerza)”.

2.3.6.1. Requerimientos generales

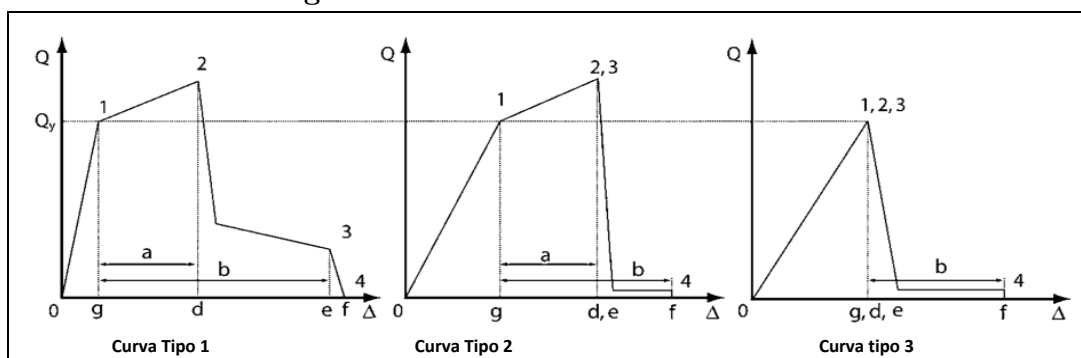
La aceptación de las acciones de fuerzas y deformaciones deben ser evaluadas para cada uno de los componentes de la estructura. Antes de seleccionar el criterio de aceptación, cada uno de los componentes (vigas, columnas o muros) debe ser clasificado como primario o secundario según la sección 2.3.4.3, y cada sección debe ser clasificada como controlada por deformación (dúctil) o controlada por fuerza (frágil) según la sección 2.3.6.1. Los criterios de aceptación que no están especificadas en ASCE/SEI 41-17, deben ser determinadas mediante pruebas de laboratorio.

“Los criterios de aceptación para procedimientos no lineales son mas precisos y menos conservadores que los criterios de aceptación para procedimientos lineal. Por lo tanto, los edificios que no cumplen con los criterios de aceptación para análisis lineal podrían cumplir con los criterios de aceptación no lineales. Lo cual indica que es recomendable realizar un análisis no lineal para no incurrir en reforzamientos innecesarias” (Wang Lin, 2019, p. 43).

Clasificación de las acciones de fuerzas y deformaciones

Todas las acciones deben ser clasificadas como controladas por deformación o controladas por fuerza según las curvas de fuerza - deformación mostradas en la figura 2.16. Las acciones controladas por la deformación están definidas mediante la designación de criterios de aceptación lineales y no lineales. Cuando los criterios de aceptación lineales o no lineales no están especificadas en el estándar ASCE/SEI 41-17 y no se cuenta con pruebas de laboratorio, las acciones deben ser tomadas como controladas por fuerza.

Figura 2.16: Curvas de fuerza-deformación



Fuente: Tomada de (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2017, ASCE/SEI 41-17)

Curva tipo 1 mostrada en la figura 2.16, según (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2017, ASCE/SEI41-17) “representa el comportamiento dúctil. Las acciones de los componentes primarios que exhiben este comportamiento deberán ser clasificadas como controladas por deformación si el rango plástico se extiende tal que $d \leq 2g$; de lo contrario, deberán ser clasificados como controladas por fuerza. Las acciones en componentes secundarios que exhiben este comportamiento deberán ser clasificadas como controladas por deformación para cualquier para cualquier valor de d/g ”.

Curva tipo 2 mostrada en la figura 2.16, según (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2017, ASCE/SEI41-17) “representa el comportamiento dúctil. Las acciones de los componentes primarios que exhiben este comportamiento deberán ser clasificadas como controladas por deformación si el rango plástico se extiende tal que $e \geq 2g$; de lo contrario, deberán ser clasificados como controladas por fuerza. Las acciones en componentes secundarios que exhiben este comportamiento deberán ser clasificadas como controladas por deformación si $f \geq 2g$, de lo contrario, deberá ser clasificado como controladas por fuerza”.

Curva tipo 3 mostraba en la figura 2.16, según (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2017, ASCE/SEI41-17) “representa el comportamiento frágil. Las acciones de los componentes primarios que exhiben este comportamiento deberán ser clasificadas como controladas por fuerza. Las acciones en componentes secundarios que exhiben este comportamiento deberán ser clasificadas como controladas por deformación si $f \geq 2g$, de lo contrario, deberá ser clasificado como controladas por fuerza”.

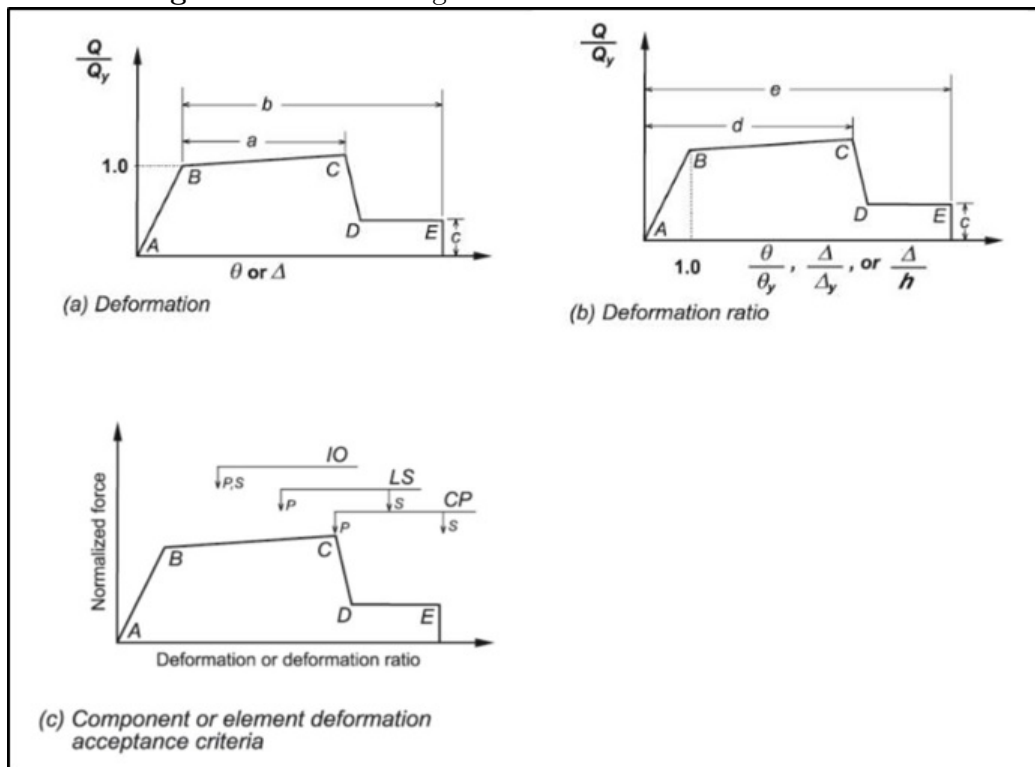
Acciones controladas por deformación

según (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2017, ASCE/SEI41-17)“los componentes primarios y secundarios deberán tener capacidades de deformación no menor que la máxima demanda de deformación calculada en el punto de desempeño. Las demandas en los componentes primarios y secundarios deben estar dentro de los criterios de aceptación para componentes no lineales en el nivel de desempeño estructural seleccionado”.

La figura 2.17(a) y (b) muestra curvas generalizadas fuerza-deformación para especificar

el modelamiento del componente y criterios de aceptación para acciones controladas por la deformación. (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2017, ASCE/SEI41-17) precisa que “la respuesta lineal es ilustrada entre el punto A y el punto de fluencia efectiva B. La pendiente desde el punto B al punto C es típicamente un pequeño porcentaje (0-10%) de la pendiente elástica, y se incluye para representar fenómenos tales como el endurecimiento por deformación. El punto C tiene una ordenada que representa la resistencia del componente, y un valor de abscisa igual a la deformación en el cual inicia la significativa degradación de resistencia lateral (línea CD). Para deformación mayores al punto E, la resistencia lateral del componente es esencialmente cero. La capacidad resistente a fuerzas verticales se mantiene hasta el punto F”.

Figura 2.17: Relación generalizada de fuerzas - deformación



Fuente: Tomada de la figura 2-3 del (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2017, ASCE/SEI 41-17)

Por lo tanto, (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2017, ASCE/SEI 41-17) indica que “los criterios de aceptación para la deformación o relaciones de deformación para los componentes primarios (P) y componentes secundarios (S) corresponden a varios niveles de desempeño objetivo del Edificio: Prevención del colapso (CP), Seguridad de vida (LS), y Ocupación Inmediata (IO)” como se muestra en la figura 2.17(c).

Acciones controladas por fuerza

Según (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2017, ASCE/SEI 41-17) “los componentes controlados por fuerza cuyas propiedades no lineales de fuerza-deformación no hayan sido explícitamente incluidas en el modelo matemático de la estructura deben cum-

plir con la ecuación 2.3.9”.

$$\gamma\chi(Q_{UF} + Q_G) + Q_G \leq Q_{CL} \quad (2.3.9)$$

Donde:

γ = factor de carga (1.3 para tipo de acción crítica y 1.0 para tipo de acción ordinaria y no crítica)

χ = es igual a 1.0 para prevención de colapso o 1.3 para seguridad de vida y ocupación inmediata

Q_{UF} = la demanda controlada por fuerza, determinada en el análisis estructural

Q_G = la demanda por las cargas gravitacionales

Q_{CL} = el límite inferior de la resistencia del componente

2.3.6.2. Criterios de aceptación para vigas

- **La acción del cortante en vigas** está clasificada como controlada por fuerza y los límites de desempeño será determinado de acuerdo a la sección 7.6.3 del ASCE/SEI 41-17, definidos como ocupación inmediata 67% de la deformación, seguridad de vida 75% de la deformación y prevención de colapso 100% de la deformación. El criterio de aceptación de la acción de cortante en las vigas será determinado por la ecuación 2.3.10 y está basado en la ecuación 2.3.9 de la sección 2.3.6.1. En este caso la variable Q indicada en la ecuación 2.3.9 corresponde a la acción de cortante (V) en la sección de la viga a analizar.

$$\gamma\chi(V_{UF} + V_G) + V_G \leq V_{CL} \quad (2.3.10)$$

Donde:

γ = factor de carga (1.3 para tipo de acción crítica y 1.0 para tipo de acción ordinaria y no crítica)

χ = es igual a 1.0 para prevención de colapso o 1.3 para seguridad de vida y ocupación inmediata

V_{UF} = la demanda de cortante por cargas gravitacionales y sísmicas

V_G = la demanda de cortante por cargas gravitacionales

V_{CL} = la resistencia al cortante de la sección de viga calculada con la ecuación 2.3.12.

La resistencia al cortante de la sección de viga será calculada de acuerdo al capítulo 11 de la NTP (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento [MVCS], 2009, E.060), calculada con la ecuación 2.3.12.

$$V_{CL} = \phi V_n \quad (2.3.11)$$

$$\phi V_n = 0.53\sqrt{f'_c}b_wd + \frac{A_vf_yd}{s} \quad (2.3.12)$$

donde:

f'_c = resistencia a la compresión del concreto

b_w = ancho del alma de la viga

d = distancia desde el extremo de la viga hast el centroide del refuerzo longitudinal

A_v = area del refuerzo transversal que resiste la acción de cortante

f_y = resistencia especifica del refuerzo transversal

s = espaciamiento del refuerzo transversal

- La acción de la flexion en vigas esta clasificada como controlada por deformación. Para definir las rotulas plásticas en ETABS se calculará tales como momento de fluencia (f_y), momento ultimo (f_u), rotación de fluencia (θ_y) y rotación ultima (θ_u). El criterio de aceptación sera obtenida mediante la tabla 10-7 del ASCE/SEI 41-17, en la presente tesis el tabla se adjunta en el **Anexo-1**. Para las vigas cuyo comportamiento esta controlado por flexion (condición i), para determinar los criterios de aceptación (valores de rotación plástica) en primer lugar se debe calcular los siguientes parámetros 2.3.13 y 2.3.14.

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} \quad (2.3.13)$$

donde:

ρ = cuantía del refuerzo A_s sobre el area $b d$

ρ' = cuantía del refuerzo A'_s sobre el area $b d$

ρ_{bal} = cuantía de refuerzo balanceado

b = ancho de la cara en compresión de la viga

d = distancia desde el extremo de la viga en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción

A_s = area de acero longitudinal en la sección en tracción de la viga

$$\frac{V_u}{b_w d \sqrt{f'_c}} \quad (2.3.14)$$

donde:

V_u = fuerza cortante obtenida del análisis estático no lineal

b_w = ancho del alma de la viga

d = distancia desde el extremo de la viga en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción

f'_c = resistencia a la compresión del concreto.

Con los valores obtenidos en 2.3.13 y 2.3.14 y con al definición de la condición de refuerzo transversal (C o NC), se puede determinar en la tabla 10-7 del ASCE/SEI 41-17 los criterios de aceptación en términos de rotaciones plásticas para cada nivel de desempeño.

2.3.6.3. Criterios de aceptación para columnas

- **La acción del cortante en columnas** esta clasificada como controlada por fuerza y los límites de desempeño será determinado de acuerdo a la sección 7.6.3 del ASCE/SEI 41-17, definidos como ocupación inmediata 67% de la deformación, seguridad de vida 75% de la deformación y prevención de colapso 100% de la deformación. El criterio de aceptación de la acción de cortante en las columnas será determinado por la ecuación 2.3.15, el cual está basado en la ecuación 2.3.9. Por lo tanto, el variable Q indicada en la ecuación 2.3.9 corresponde a la acción (V).

$$\gamma\chi(V_{UF} + V_G) + V_G \leq V_{CL} \quad (2.3.15)$$

El variable V_{CL} será calculado con la ecuación 2.3.12 de la NTP E.060 (2009) concreto armado.

- **La acción de la flexo-compresión en columnas** está clasificada como controlada por deformación. Para definir las rotulas plásticas en ETABS se calculará tales como momento de fluencia (f_y), momento último (f_u), rotación de fluencia (θ_y) y rotación última (θ_u). El criterio de aceptación será obtenido mediante la tabla 10-8 del ASCE/SEI 41-17 (**ver Anexo-2**), y para determinar los criterios de aceptación de columnas que cuya falla no esté controlada por un inadecuado desarrollo o empalme del refuerzo longitudinal, se debe calcular en primer lugar los siguientes términos:

$$\frac{N_{UD}}{A_g f'_c} \quad (2.3.16)$$

donde

N_{UD} = fuerza axial máxima de la columna, obtenida del análisis estático no lineal, considerando cargas gravitacional y sísmicas

A_g = área gruesa de la sección de la columna

f'_c = resistencia esperada a la compresión del concreto

$$\frac{\rho_t = A_v}{b_w s} \quad (2.3.17)$$

donde:

b_w = ancho de alma de la columna

A_v = área del refuerzo transversal que resiste la acción de cortante

s = espaciamiento del refuerzo transversal.

$$\frac{V_{yE}}{V_{colE}} \quad (2.3.18)$$

donde:

V_{yE} = la demanda de cortante en el punto de fluencia en flexión usando propiedades esperadas del material

V_{colE} = capacidad de cortante de la columna usando propiedades esperadas del ma-

terial.

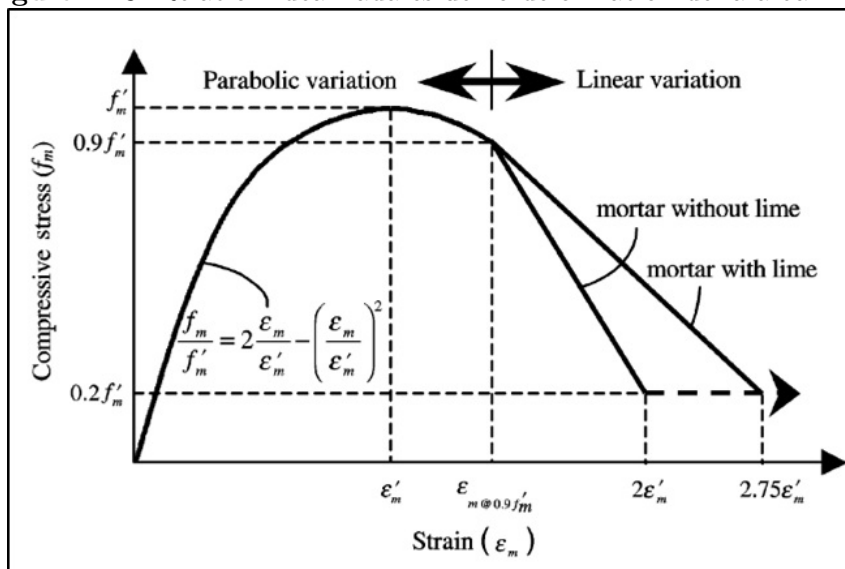
Con estos valores obtenidos en 2.3.16, 2.3.17 y 2.3.18 se debe ingresar en la tabla 10-8 del ASCE/SEI 41-17 para determinar los criterios de aceptación en términos de rotación plástica para cada nivel de desempeño.

2.3.6.4. Criterios de aceptación para albañilería

“En la albañilería confinada, se permite utilizar un modelo de marco con arriostre diagonal, en el cual las columnas actúan como cuerdas verticales, las vigas como tensores horizontales y el relleno de albañilería actúa como un puntal diagonal equivalente en compresión controlada por fuerza” (Wang Lin, 2019).

Los investigadores de Indian Institute of Technology Kanpur (Kaushik et al., 2007) han desarrollado las curvas de esfuerzo-deformación de la albañilería mediante modelos analíticos y experimentales como se muestra en la figura 2.18.

Figura 2.18: Relación idealizada esfuerzo-deformación de la albañilería



Fuente: Tomada de la figura 5 del (Kaushik et al., 2007)

Con base en los estados límites propuestos por Ewing y Kowalsky (Kaushik et al., 2007), “definen seis puntos de control en la curva de esfuerzo-deformación de la albañilería, los cuales corresponden al 33%, 75%, 90% y 100% de f'_m en la parte ascendente de la curva; y al 50% y 20% de f'_m en la parte descendente de la curva. Los primeros 3 puntos de control correspondientes al 33%, 75% y 90% de f'_m servirán para definir los criterios de aceptación de la albañilería para el desempeño de ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención de colapso, respectivamente”. Estos tres puntos de control han sido identificados mediante pruebas experimentales de la siguiente forma:

1. $0.33 f'_m$ representa el punto hasta el cual la relación esfuerzo-deformación permanece lineal. Después de este punto, comienza el agrietamiento de la albañilería entrando

al rango no lineal.

2. $0.75 f'_m$ representa el punto donde comienza la aparición de grietas verticales divisorias en la albañilería, pero todavía soporta cargas sin mucha degradación.
3. $0.90 f'_m$ representa el punto justo antes de la falla cuando las grietas verticales divisorias se han propagado en toda la albañilería.

2.3.6.5. Criterios de aceptación para muros estructurales de concreto armado

La acción de la flexión en los muros estructurales de concreto armado está clasificada como controlada por deformación. Estos muros serán modelados mediante fibras de concreto y de acero de refuerzo. Cada una de estas fibras tiene las características físicas y mecánicas del material, lo cual permite determinar en cada fase de la curva de capacidad, el estado de deformación y esfuerzo axial de cada fibra.

El criterio de aceptación para el nivel de desempeño consiste en comparar la deformación unitaria en la fibra extrema del concreto y la fibra de acero más esforzada en el punto de desempeño contra los límites de aceptación en términos de deformación unitaria en tracción y compresión en el concreto y en el acero según la tabla 10-20 del ASCE/SEI 41-17, el mismo se presenta en el **Anexo 3**.

2.3.6.6. Criterios de aceptación para diafragmas de entrepiso según NTP E.030

Los criterios de aceptación en el análisis dinámico lineal según la NTP (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento [MVCS], 2018, E.030) limita las deformaciones en cada uno de los elementos estructurales ante sollicitaciones sísmicas, proponiendo que el máximo desplazamiento relativo no debe exceder la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la Tabla 2.9. El desplazamiento relativo de entrepiso, será calculado de la siguiente manera:

“Para las estructuras regulares, los desplazamientos laterales serán calculados multiplicando por $0.75R$ los resultados obtenidos del análisis lineal elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por $0.85R$ los resultados obtenidos del análisis lineal elástico” (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento [MVCS], 2018, E.030).

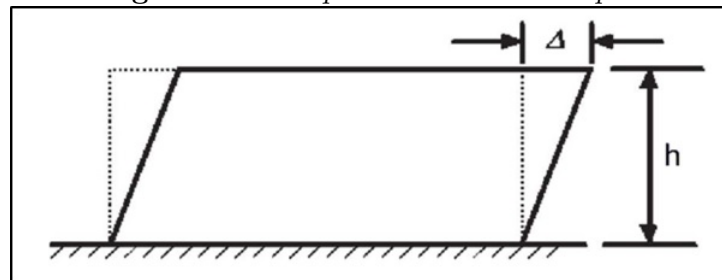
Tabla 2.9: *Limites para la distorsión del entrepiso*

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

Fuente: Tomada de tabla N° 11 del (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento [MVCS], 2018, E.030)

2.3.6.7. Criterios de aceptación para diafragmas de entrepiso según ASCE/SEI 41-17

Según la sección 10.10.2.4 ASCE/SEI 41-17, indica que el criterio de aceptación para las acciones en losas de entrepiso sera el mismo que se especifica para los muros en la sección 10.7.2.4 del ASCE/SEI 41-17, la cual hace referencia a la tabla 10-20 del ASCE/SEI 41-17 (**ver Anexo-3**). El criterio de aceptación en este caso es la deriva del entrepiso en el plano horizontal, la cual se define como el desplazamiento relativo horizontal entre el nivel en análisis (Δ/h), como se puede observar en la figura 2.21.

Figura 2.19: *Desplazamiento del entrepiso*

Fuente: Tomada de la figura 10-5 del (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2017, ASCE/SEI 41-17)

2.3.7. Proceso de evaluación sísmica

Al realizar una evaluación sísmica de una edificación existente se puede determinar técnicamente la posibilidad de que sufra daños durante un evento sísmico, dichos daños pueden ser estructurales o no estructurales, originándose en condiciones propias y en sitio donde se ubica.

“El modelado y el análisis de la estructura existente se debe realizar considerando las características reales, así como dimensiones, propiedades de los materiales, detalles constructivos, influencia de los componentes no estructurales, irregularidades, problemas

estructurales y los daños presentados” (Wang Lin, 2019).

“Para determinar de manera razonable el mecanismo de colapso y daños que pueden presentar durante un movimiento sísmico, se debe realizar una evaluación del comportamiento inelástico, que permita revisar si los componentes dúctiles alcanzan su capacidad antes que los componentes frágiles, si los componentes frágiles pueden tolerar el desplazamiento de la estructura y si la capacidad de flexión se alcanza antes que la capacidad en cortante de los componentes” (Wang Lin, 2019).

En resumen la evaluación sísmica consiste en determinar si el desempeño de una edificación existente cumple con los criterios de aceptación mencionadas en la sección 2.3.6 según el objetivo de desempeño seleccionado. Por lo tanto, el proceso de evaluación consiste en los siguientes pasos: selección del objetivo de desempeño, estimación de la demanda sísmica, obtención de la información actualizada del edificio, la evaluación sísmica y reportar de la evaluación estructural.

Selección del objetivo de desempeño

Según el ASCE/SEI 41-17, la selección del objetivo de desempeño puede estar basada en requerimientos voluntarios del propietario, o en los requerimientos de una norma de acatamiento obligatorio, y estará basado de acuerdo a la sección 2.3.3.1 y en cumplimiento de los requerimientos de la NTP E.030 (2018) de diseño sismorresistente, considerando la categoría de la edificación.

Demanda sísmica

Para la evaluación sísmica de la edificación existente se debe cumplir con lo indicado en la sección 2.3.2. La demanda sísmica seleccionada para objetivo de desempeño básico de edificaciones existentes (PBOE) deben ser el BSE-1E (TR=225 años) y BSE-2E (TR=975 años), y ser calculadas de acuerdo a los requerimientos de la NTP E.030 (2018), considerando el tipo de suelo, el factor de bonificación y el factor de uso de acuerdo a la categoría de la edificación.

Información actualizada

La recolección de información para la evaluación sísmica de la edificación existente debe ser de acuerdo a la sección 2.3.4.1, a través de estos documentos obtenidos o realizado los ensayos respectivos, se debe determinar las propiedades de los diferentes materiales que utiliza los componentes de la estructura existente. En base a la recolección de datos se debe seleccionar el procedimiento de análisis y la metodología de análisis de la estructura, de acuerdo a la sección 2.3.4.2.

Procedimiento de análisis estructural

Se debe generar un modelo matemático que represente la estructura existente a evaluar, con base en sus características reales: dimensiones, propiedades de los materiales, detalles constructivos e influencia de los elementos y componentes no estructurales, de acuerdo a la sección 2.3.4.3 y la sección 2.3.4.4. El desplazamiento objetivo de la estructura será determinado mediante la sección 2.3.5 obteniendo de esa manera la respuesta de la estructura en términos de desplazamientos, derivas, fuerzas axiales, momentos y cortantes. Finalmente se debe revisar si la respuesta sísmica está dentro de los límites de aceptación global, en cuanto a las derivas y la ductilidad de la estructura, también con los límites de aceptación locales para elementos de concreto armado y albañilería de acuerdo a la sección 2.3.6.

Reporte de la evaluación Sísmica

El reporte de la evaluación sísmica realizada, se basará en la sección 1.4.5 del ASCE/SEI 41-17, debiendo incluir minimamente las siguientes informaciones:

1. **Objetivos y alcances:** El propósito de la evaluación, resumen de los procedimientos de evaluación utilizados y el nivel de investigación.
2. **Sitio e información del edificio:**
 - Descripción general del edificio.
 - Descripción del sistema estructural
 - Descripción de los sistemas no estructurales (aquellos componentes que afectan al desempeño del edificio o cuya falla podría poner en peligro a los ocupantes)
 - Nivel de desempeño
 - Nivel de peligro sísmico
 - Tipo de suelo
3. **Lista de suposiciones:** propiedades de los materiales y condiciones del suelo
4. **Hallazgos:** Una lista de las deficiencias sísmicas identificadas

2.3.8. Estrategias de reforzamiento sísmico

Según lo indicado por (Wang Lin, 2019, p. 57) “el objetivo de desempeño seleccionado debe ser alcanzado por el diseño de medidas de reforzamiento sísmico, con base a una estrategia de corrección de las deficiencias identificadas en la evaluación sísmica. Cada medida de reforzamiento sísmico debe ser evaluada de manera local y de manera total de estructura existente, para asegurar que la edificación modificada alcance el objetivo de desempeño seleccionado”.

Las estrategias de reforzamiento sísmico para mejorar el nivel de desempeño de la edificación, según (Wang Lin, 2019, p. 57) pueden ser las siguientes.

- modificación local de los componentes
- Eliminación o reducción de las irregularidades(en planta o en altura) existentes.
- Incrementar la rigidez global de la estructura.
- Incrementar la resistencia global de la estructura.
- Reducción de la masa.
- Aislamiento sísmico, según el capítulo 14 del ASCE/SEI 41-17
- Disipación suplementaria de energía, según el capítulo 14 del ASCE/SEI 41-17

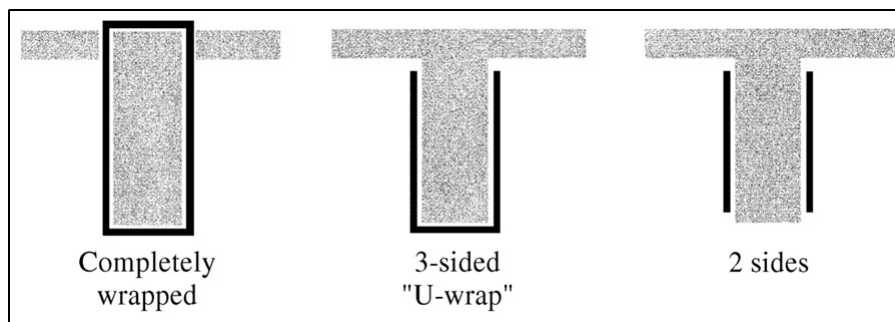
En la presente investigación se utilizara las siguientes estrategias de reforzamiento sísmico.

2.3.8.1. Refuerzo a cortante de vigas de concreto armado

Se ha demostrado que los sistemas FRP⁷ incrementa la resistencia a cortante de vigas y columnas existentes envolviendo completamente o parcialmente, con orientaciones de manera transversales al eje del elemento o perpendicular a los posibles grietas. El aumento de resistencia al cortante puede dar lugar a fallas por flexion, son de naturaleza mas dúctil.

Mediante el comité 440 del reporte de ACI (American Concrete Institute [ACI], 2008, p.32) “establece tres tipos de envoltura de FRP que se puede utilizar para aumentar la resistencia al cortante de vigas y columnas, como se puede ver en la figura. Envolver completamente la sección con el sistema FRP es el esquema de envoltura mas eficiente, generalmente aplicado en columnas, también se puede mejorar la resistencia a corte en vigas envolviendo la sección alrededor de tres lados del elemento (envoltura en U). Por lo tanto, envolviendo completamente la sección es la mas eficiente, seguida por la de tres lados (envoltura en U) y la envoltura a dos lados de una viga es la menos eficiente”.

Figura 2.20: Esquema de envoltura típicos para el refuerzo a cortante, utilizando el sistema FRP



Fuente: Tomada de la figura 11.1 del (American Concrete Institute [ACI], 2008, p. 32)

⁷FRP. Fiber Reinforced Polymer(polímero reforzado con fibra), material compuesto de polímero reforzado con fibras de vidrio en forma de tela, hilo o cualquier forma de fibra.

Cortante nominal de la viga

La resistencia al cortante de la sección de viga reforzada mediante el sistema FRP debe exceder la resistencia al corte requerida, así como se puede ver en la ecuación 2.3.19. La resistencia al corte requerida debe calcularse con los factores de carga requerida en la NTP E.060.

$$\phi V_n \geq V_u \tag{2.3.19}$$

La resistencia nominal al cortante de la viga reforzado con sistema FRP, se puede determinar sumando la contribución del refuerzo externo de FRP a cortante que aporta el refuerzo transversal y el concreto, así como se puede ver en la ecuación 2.3.20.

$$\phi V_n = \phi(V_c + V_s + \psi_f V_f) \tag{2.3.20}$$

El factor de reducción del refuerzo de cortante FRP, se puede determinar del siguiente tabla 2.10:

Tabla 2.10: Factores de reducción adicionales recomendados para el refuerzo de cortante FRP

$\psi = 0.95$	Miembros completamente envueltos
$\psi = 0.85$	Para adherencia en dos lados y tres lados

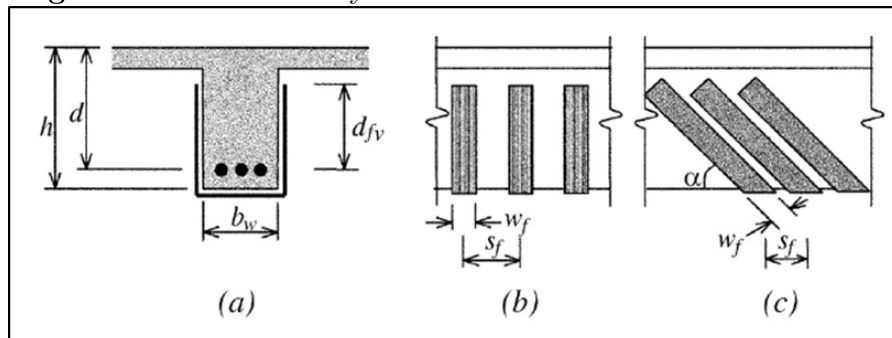
Fuente: Tomada de tabla 11.1 del (American Concrete Institute [ACI], 2008, p.32)

Contribución del Sistema FRP a la resistencia a corte de la viga

Según indica (American Concrete Institute [ACI], 2008, p.33) “la contribución del sistema FRP a la resistencia al corte de un elemento se basa en la orientación de la fibra y una supuesta patron de grietas”, como se puede observar en la figura 2.21. La fuerza de cortante proporcionado por el refuerzo de FRP se puede calcular con la siguiente ecuación 2.3.21.

$$V_f = \frac{A_{fv} f_{fe} (\sin \alpha + \cos \alpha) d_{fv}}{s_f} \tag{2.3.21}$$

Figura 2.21: Orientación y variables dimensionales del sistema FRP



Fuente: Tomada de la figura 11.2 del (American Concrete Institute [ACI], 2008, p. 33)

EL area de la sección de refuerzo del sistema FRP, se debe calcular con la siguiente

ecuación 2.3.22:

$$A_{fv} = 2nt_f w_f \quad (2.3.22)$$

donde:

n = numero de capas de refuerzo de FRP

t_f = espesor nominal de una capa de refuerzo de FRP

w_f = ancho de la capa de refuerzo

Esfuerzo efectivo del FRP (Resistencia a tension del FRP) se puede calcular con el siguiente ecuación 2.3.23:

$$f_{fe} = \varepsilon_{fe} E_f \quad (2.3.23)$$

donde:

f_{fe} = esfuerzo efectivo del FRP

ε_{fe} = deformación efectiva del refuerzo de FRP

E_f = modulo de elasticidad a tracción de FRP

Deformación efectiva del refuerzo de FRP: Es la deformación maxima que se puede lograr en el sistema FRP y se basa en la forma de falla del sistema FRP y del elemento estructural de concreto. se presenta las siguientes orientación de laminado del refuerzo FRP utilizados para el refuerzo a cortante del elemento de concreto.

- Miembros completamente envueltos: Para evitar esta falla, debe limitarse en 0.4% la deformación maxima utilizada para el diseño de miembros envueltos completamente con el sistema FRP.

$$f_{fe} = 0.004 \leq 0.75\varepsilon_{fu} \quad (2.3.24)$$

- Envolturas adheridas en forma de U o adheridas a las dos caras: sistema que no encierran toda la sección (envolturas de dos y tres lados).

$$f_{fe} = k_v \varepsilon_{fu} \leq 0.004 \quad (2.3.25)$$

donde:

ε_{fu} = deformación unitaria ultima del refuerzo FRP (es reducido mediante C_e , para condiciones ambientales de exposición)

k_v = coeficiente de reducción de adherencia

$$\varepsilon_{fu} = C_E \varepsilon'_{fu}$$

C_E = factor de reducción ambiental

ε'_{fu} = tension maxima de refuerzo de FRP

Coficiente de reducción de adherencia: de acuerdo a la resistencia del concreto, tipo de envoltura y la rigidez del laminado. Se puede calcular con la siguiente ecuación 2.3.26.

$$k_v = \frac{k_1 k_r L_e}{11,900 \varepsilon_{fu}} \quad (2.3.26)$$

donde:

L_e = longitud de adherencia efectiva, calculado mediante la ecuación 2.3.27.

k_1 y k_2 = factores de modificación k_1 que explican la resistencia del concreto, calculado con la ecuación 2.3.28 y factores de modificación k_2 que explica la forma de envoltura utilizado, calculado con la ecuación 2.3.29

$$L_e = \frac{23,300}{(n_{ftf}E_f)^{0.58}} \quad (2.3.27)$$

Calculo del factor de modificación k_1

$$k_1 = \frac{(f'_c)}{27(2/3)} \quad (2.3.28)$$

Calculo del factor de modificación k_2

$$K_2 = \begin{cases} \frac{d_{fv}-L_e}{d_{fv}} & \text{para envolturas en U} \\ \frac{d_{fv}-2L_e}{d_{fv}} & \text{para adherencia en dos caras} \end{cases} \quad (2.3.29)$$

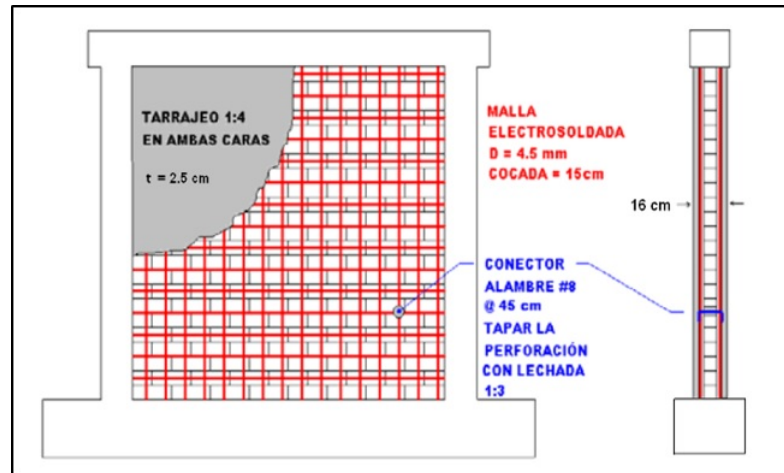
Limites de refuerzo: Total de resistencia al cortante de la sección de elementos debe ser la suma de la contribución del refuerzo a cortante del sistema FRP y el acero de refuerzo, y deben limitarse en base al criterio de la siguiente ecuación 2.3.30.

$$V_s + V_f \leq 0.66\sqrt{f'_c}b_wd \quad (2.3.30)$$

2.3.8.2. Reforzamiento de muros de albañilería

Para incrementar el desempeño de los muros de albañilería, se puede utilizar la técnica de reforzamiento experimental, **encamisado de muro mediante mallas electrosoldadas**, utilizado por (San Bartolome and Castro Moran, 2011) para la reparar el muro de albañilería confinada, con el cual ha logrado incrementar la rigidez inicial muro de albañilería en 85% respecto a la rigidez lateral elástico del muro original, también incrementó la resistencia del muro en 40% respecto al muro original. En dicho experimento se observó que la falla del muro reforzado fue una falla por flexion, por otro lado, para fines de análisis estructural determinaron el incremento del modulo de corte del muro reforzado en 33% respecto al modulo de corte del muro original.

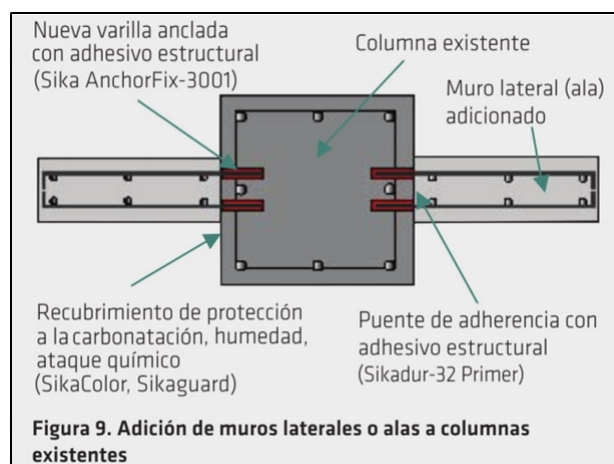
El reforzamiento del muro de albañilería a través del encamisado con mallas electrosoldadas (ver la figura 2.22) consiste en colocar en ambas caras del muro la malla formado por varillas de acero corrugado de 4.5 mm, espaciados a 15 cm e interconectadas entre si (las mallas unidas con alambre numero 16), siendo recubiertas con mortero en proporción de 1:4 (cemento-arena), con espesor de 2.5cm a cada lado del muro.

Figura 2.22: Encamisado de muro de albañilería mediante mallas electrosoldadas

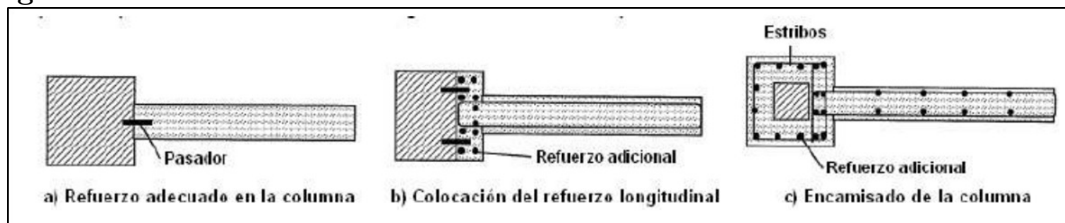
Fuente: Tomada de la figura 5 del (San Bartolome et al., 2012)

2.3.8.3. Incorporación de muros de concreto armado

Se escogerá esta opción de incorporación de muros de concreto armado para disminuir el desplazamiento lateral de la edificación, además con esta inclusión de muros se puede incrementar la resistencia a las fuerzas laterales generados por los movimientos sísmicos. Para construir los muros estructurales de concreto armado junto a una columna existente, se requiere encamisar la columna existente (ver la figura 2.24) y si la configuración estructural o arquitectónica no lo permite, se recomienda realizar la técnica planteada por (Sika colombia S.A.S., 2017), la alternativa de esta técnica es el anclaje de varillas con adhesivo estructural tipo químico (Sika AnchorFix-3001), como se presenta en la figura 2.23.

Figura 2.23: Adición de muros estructurales a través de anclaje de varillas a columnas existentes

Fuente: Tomada de la figura 9 del (Sika colombia S.A.S., 2017, p. 14)

Figura 2.24: Adición de muro estructural a través de encamisado de columna existente

Fuente: Tomada de la figura 11 del (Belizario Pacompia, 2017, p. 17)

Al incorporar un muro estructural de concreto armado, existe la necesidad de quitar el recubrimiento de la viga existente para pasar las varillas longitudinales del muro estructural. La otra alternativa es taladrar la viga solo el diámetro necesario para pasar la varilla longitudinal de nuestro muro estructural.

2.3.9. Proceso de reforzamiento sísmico

De acuerdo a la sección 1.5 del ASCE/SEI 41-17, el reforzamiento sísmico consiste en proponer modificaciones estructurales a la estructura existente, según los hallazgos encontrados en la evaluación sísmica y verificar el cumplimiento del desempeño con los criterios de aceptación según el objetivo de desempeño seleccionado. El proceso de reforzamiento sísmico será como sigue: selección del objetivo de desempeño, estimación de la demanda sísmica, estrategias de reforzamiento sísmico, procedimiento de análisis estructural, verificación del diseño de reforzamiento y los planos constructivos del reforzamiento.

Selección del objetivo de desempeño y demanda sísmica

La selección del objetivo de desempeño será de acuerdo a la sección 2.3.3.1, siendo la misma utilizada para devaluación sísmica.

La selección de la demanda sísmica será de acuerdo a la sección 2.3.2, siendo la misma utilizada para devaluación sísmica.

Procedimiento de análisis estructural

EL estándar ASCE/SEI 41-17 permite realizar cuatro procedimientos de análisis estructural: el análisis estático lineal, el análisis dinámico lineal, el análisis estático no lineal y el análisis dinámico no lineal.

“Los análisis lineales tienen la intención de dar una estimación conservadora de la respuesta del edificio y de su desempeño durante un sismo. Debido a que la respuesta real de un edificio usualmente es no lineal durante un sismo, los análisis no lineales deberían proveer una mejor representación de la respuesta y el desempeño de un edificio” (Wang Lin, 2019, p. 57).

“En reconocimiento a esta representación mejorada del comportamiento del edificio cuando

se utilizan métodos de análisis no lineal, los criterios de aceptación son menos conservadores en comparación con los métodos de análisis lineal. Edificios que han sido calificados con deficiencias utilizando un análisis lineal, podrían cumplir con este estándar si se realiza un análisis no lineal. Por lo tanto, realizar un análisis no lineal puede minimizar o eliminar reforzamiento sísmicos innecesarios y bajar los costos constructivos del reforzamiento sísmico” (Wang Lin, 2019, p. 57).

Verificación del diseño de reforzamiento

Debe verificarse el cumplimiento del diseño de las medidas de reforzamiento sísmico con los criterios de aceptación del ASCE/SEI 41-17 indicados en la sección 2.3.6.

“Para cada combinación de nivel de desempeño y su respectivo nivel de demanda sísmica, se deberá realizar un análisis separado. Si el diseño de las medidas de reforzamiento sísmico no cumple con los criterios de aceptación para el objetivo de desempeño seleccionado, las medidas de reforzamiento sísmico deberán ser rediseñadas, o puede utilizarse una estrategia alternativa de reforzamiento sísmico con un objetivo de desempeño diferente” (Wang Lin, 2019, p. 57).

Este proceso se repite hasta que el diseño cumpla con los criterios de aceptación según el desempeño estructural propuesto.

Plano constructivos

Si el planteamiento de reforzamiento sísmico cumple con los criterios de aceptación indicados en la sección 2.3.6 y para el objetivo de desempeño seleccionado y se ha tomado la decisión de proceder con la intervención de la estructura, entonces se deben elaborar los planos constructivos y deben incluir los requerimientos para asegurar la calidad de la construcción, así como los pruebas de laboratorio, los requerimientos de inspección y normas. Para asegurar la calidad de la construcción no está en alcance de esta investigación.

III MÉTODO DE LA INVESTIGACIÓN

3.1. ENFOQUE

El enfoque de esta tesis de investigación para la evaluación del desempeño sísmico y reforzamiento estructural con el estándar ASCE/SEI 41-17 aplicado al pabellón “T” de la Escuela Profesional de Ciencias Físico Matemáticas, es de enfoque **cuantitativo** (Hernandez et al., 2014), ya que el proceso de investigación es secuencial y probatorio que necesita la recolección de datos de la edificación existente, para probar el hipótesis con base en la medición numérica, con el fin de establecer pautas de comportamiento y probar teorías.

3.2. ALCANCES

El tipo de investigación que caracteriza es de alcance **descriptivo** (Hernandez et al., 2014), por que tiene un propósito de medir enfoques como es el periodo fundamental, Comportamiento lineal y no lineal de la estructura, desplazamiento objetivo y los nivel de desempeño sísmico.

3.3. DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

La presente investigación adopta un diseño del tipo **no experimental** (Hernandez et al., 2014) donde se observan situaciones ya existente con fenómenos en su ambiente natural para analizarlos, no provocadas intencionalmente, las variables ocurren y no es posible manipularlas ni se tiene un control directo, porque ya sucedieron, al igual que sus efectos. Esta investigación de enfoque no experimental recopila datos en un solo momento, en un tiempo único, con propósito de describir variables y analizar su incidencia e interrelacionar con un momento dado, por lo tanto, esta investigación no experimental se clasifica en un diseño **transversal**.

La evaluación y reforzamiento estructural de la edificación sera analizado con las combinaciones de carga gravitacionales y cargas sísmicas indicadas en la NTP E.030 del 2018, los cargas de viento esta fuera del alcance de esta investigación.

Los apoyos de la estructura se modelará como perfectamente empotrado considerando la altura de desplante de 0.80m (profundidad desde el piso terminado hasta las vigas de cimentación).

El procedimiento lineal para el análisis sísmico de la edificación sera de acuerdo a los lineamientos de la Norma Técnica Peruana *E.030 diseño sismorresistente del 2018*, quiere decir que la zonificación sísmica, tipos de suelos, categorías de la edificación, sistema

estructural, coeficientes de reducción y la estimación de peso sera de acuerdo a la NTP E.030 del 2018.

Para determinar el desempeño de la edificación se verificará únicamente los componentes estructurales, la verificación de los componentes no estructurales esta fuera del alcance de ésta investigación.

3.4. POBLACIÓN Y MUESTRA

Población

La población que delimita la presente investigación esta sujeto a edificaciones existentes antiguas de concreto armado con sistema estructural aporticado o confinado correspondiente a categoría de edificaciones esenciales en la ciudad de Ayacucho.

Muestra

La unidad de muestra para la presente investigación se centra en el pabellón “I” de la escuela profesional de ciencias físico matemáticas de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga ubicado en la residencia de estudiantes de la Avenida Independencia.

3.5. HIPÓTESIS

3.5.1. Hipótesis general

La edificación del pabellón “I” de la escuela profesional de ciencias físico matemáticas de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga se espera posibles deficiencias estructurales que no permite alcanzar el desempeño y a través del reforzamiento estructural es probable lograr el desempeño propuesto segun el estándar ASCE/SEI 41-17

3.5.2. Hipótesis Especificas

1. El análisis Estático no lineal podría predecir con mayor certeza el comportamiento sísmico de la estructura existente, permitiendo obtener el desempeño de la estructura.
2. El desplazamiento máximo de la edificación original tiene mayor probabilidad de ubicarse en el rango inelástico de la curva de capacidad, permitiendo realizar modificaciones estructurales para incrementar el desempeño.
3. La edificación reforzada al cumplir con el nivel de desempeño del estándar ASCE/SEI 41-17 también podría cumplir con los limites de aceptación de la NTP E.030 del 2018.

3.6. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

Variables independientes

La variable independiente que enmarca el propósito de estudio de esta investigación es el “desempeño sísmico” de la estructura global y local de la edificación existente (pabellón “I” de la Escuela Profesional de Ciencias Físico Matemáticas de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga).

Variables dependientes.

La variable dependiente es el “desplazamiento” de la estructura, este variable va definiendo el nivel de desempeño alcanzado por la estructura según las fuerzas sísmicas horizontales.

Tabla 3.1: Operacionalización de variables

Variable	Definición	Dimensiones	Indicadores
Desempeño sísmico	Comportamiento esperado de la edificación para un nivel de peligro sísmico dado	Rigidez, resistencia o ductilidad	Comportamiento adecuado de muros, vigas y columnas
Desplazamiento	Deformación de los componentes estructurales bajo la acción de las fuerzas horizontales	deformaciones	control de criterios de aceptación de los componentes estructurales

3.7. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS

La presente investigación utiliza la técnica de análisis de contenido y para llegar al objetivo de la investigación se procedió a seguir las siguientes secuencias:

- Recolección de datos e información.
- Análisis sísmico de la edificación
- Verificación del cumplimiento del nivel de desempeño sísmico mediante la norma ASCE/SEI 41-17 y el respectivo propuesta de reforzamiento.

Primero

Se realizó la recolección de datos de la edificación existente así como son los planos, expediente técnico, pruebas realizados y las mediciones de campo. Por otra parte se realizó el análisis de la información sobre el tema en estudio, apoyándose en libros, artículos, revistas y tesis.

Segundo

Teniendo claro el objetivo de la presente investigación se procedió con el modelamiento del análisis lineal dinámico mediante los lineamientos de la norma peruana E-030 del 2018 y posteriormente con la norma ASCE/SEI 41-17 utilizando el análisis estático no lineal con el fin de evaluar el desempeño sísmico de la edificación y se ejecutó la propuesta de reforzamiento estructural para cumplir con el objetivo de la investigación. Para dicho análisis utilizamos como herramienta al programa ETABS V20 y SAP 2000 V22.

Tercero

Una vez obtuvo los resultados se evaluó bajo los criterios de aceptabilidad de la norma ASCE/SEI 41-17 y el contraste de la hipótesis.

3.8. DESARROLLO DEL TRABAJO DE TESIS

3.8.1. Información del edificio

3.8.1.1. Descripción General del edificio

El edificio donde actualmente funciona la Escuela de Formación Profesional de Ciencias Físico Matemáticas, corresponde a un pabellón típico e igual a la estructura de la Escuela de Posgrado y Centro Preuniversitario de la UNSCH, el proyecto se elaboró en el año 1992 por lo que tiene una edad de 30 años. La edificación se encuentra ubicado en la residencia de estudiantes de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga; consta de tres pisos con la misma área techada de $482.95 m^2$, esto sin considerar las áreas de las dos escaleras independientes que conectan a los dos pisos superiores y la azotea. El edificio consta de dos módulos: modulo de aulas y modulo de SS.HH en el primer piso, en segundo y tercer piso los dos módulos son destinados para aulas; las aulas del segundo y tercer piso se conectan a través del pasadizo en volado de ancho 2.30 m. En la figura 3.1 se muestra la vista principal del pabellón.

Figura 3.1: Vista panorámica del pabellón “I” de la Escuela Profesional de Ciencias Físico Matemáticas de la UNSCH



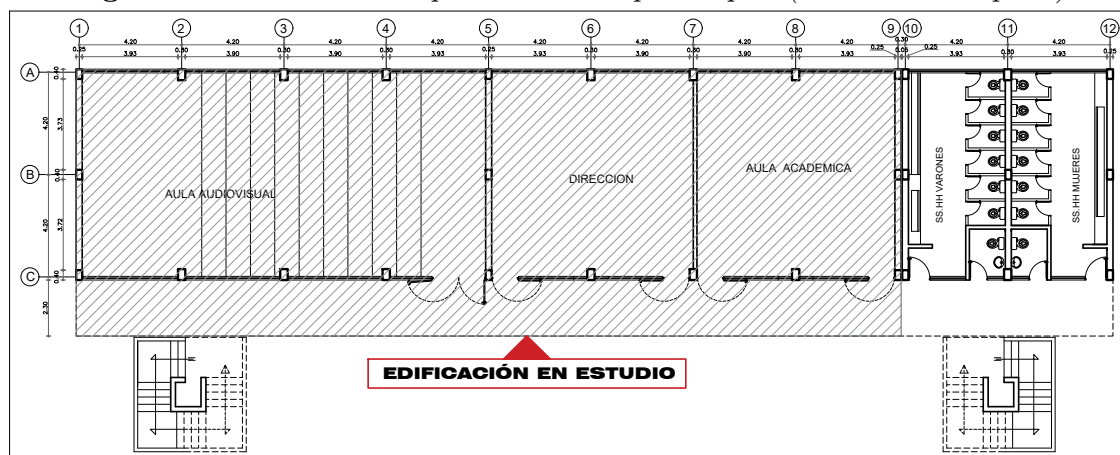
3.8.1.2. Descripción del sistema estructural

Mediante la información proporcionada por la Oficina General de Inversiones de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga se obtuvo acceso a los planos de estructuras, arquitectura, instalaciones eléctricas e instalaciones Sanitarias, además, se tiene la

disposición de las especificaciones técnicas, presupuesto, costos unitarios y cronograma de ejecución, gracias a la información brindada por el Ing. Enrique Morote Huaranca quien fue Inspector durante la ejecución de dicho proyecto, elaborado en 1992.

Al realizar una inspección y verificación de las medidas de campo con los planos del proyecto, se constató que no existe variaciones en las dimensiones de los elementos estructurales y no estructurales. Así mismo la estructura se encuentra sin ningún daño provocado por eventos sísmicos y el estado de los materiales es bueno. La arquitectura del primer piso del modulo en estudio se puede observar en la siguiente figura 3.2.

Figura 3.2: Distribución arquitectónica del primer piso (edificación completa)



Por lo tanto, la edificación en estudio tiene las siguientes características arquitectónicas y estructurales, según los planos originales de construcción, complementados con la información obtenida a través de mediciones en campo:

- En las figuras 3.3 y 3.4 se presentan la distribución de arquitectura en segundo piso y la elevación transversal del edificio, respectivamente. La dirección Longitudinal se denomina eje X-X y la transversal se denomina eje Y-Y

Figura 3.3: Distribución arquitectónica del segundo piso (edificación en estudio)

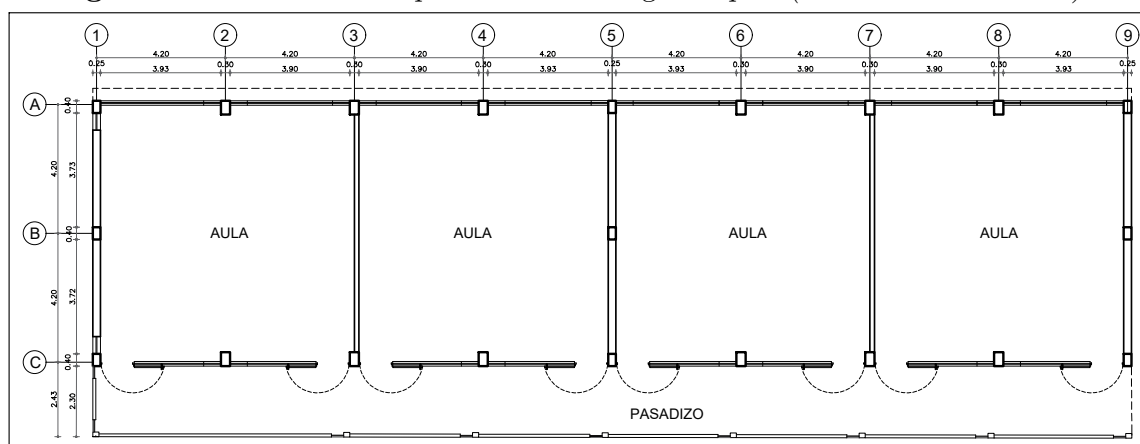
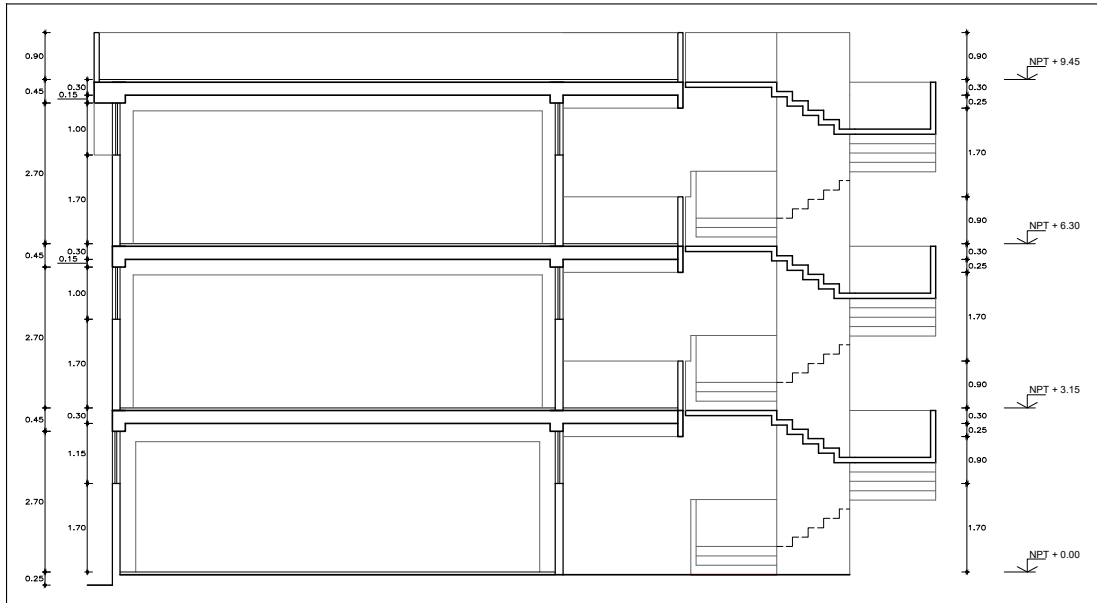


Figura 3.4: Elevación transversal típica de la edificación

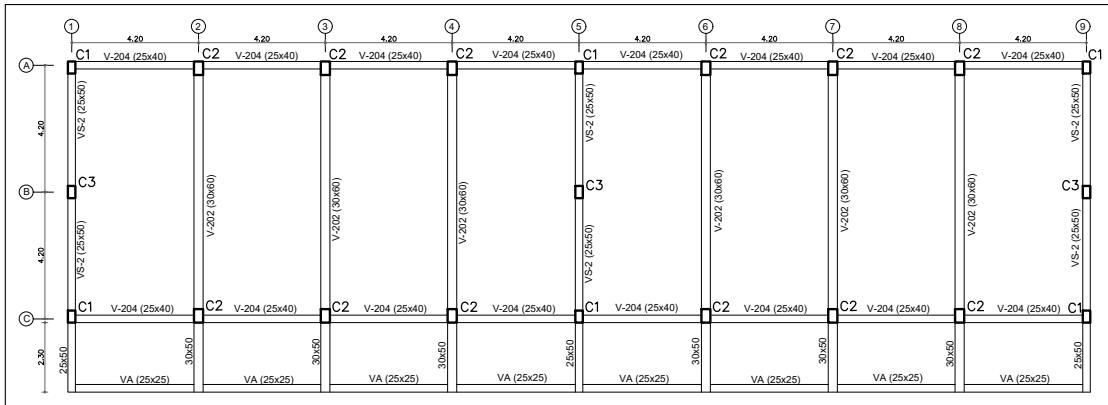


De acuerdo a la distribución presentada en la figura 3.3, la estructura en la dirección Y-Y, esta definido como **sistema estructural de pórticos** de concreto armado conformado por columnas y vigas (eje 2,3,4,6,7 y 8), y **sistema estructural de albañilería confinada** conformado por muros de albañilería de aparejo de cabeza de espesor 21.50 cm y confinado por columnas y vigas (eje 1, 5 y 9). En el eje 3 y 8 existe muro de albañilería unida a las columnas mediante juntas de mortero, el aparejo es de sogá de espera de 11.50 cm, en eje 3 nace el muro y columna de confinamiento a partir del segundo piso y en el eje 8 existe en los tres pisos.

La estructura en la dirección X-X esta definido como **sistema estructural de pórticos** de concreto armado con muros bajos de altura $h=0.90$ m y unido a las columnas mediante juntas de mortero de 1.5 cm de espesor 11.5 cm (eje A y C).

- En la figura 3.5 se presenta la planta estructural típica de las vigas y columnas. Las vigas rectangulares de los ejes 2,3,4,6,7 y 8 son de 0.30m x 0.65m en el primer piso, en el segundo y tercer piso son de 0.30 m x 0.60 m, las vigas del eje A y C son de dimension 0.25 m x 0.40 m en los tres pisos.

Figura 3.5: Planta estructural de vigas y columnas típicas del primer piso



- Las columnas son de sección rectangular con la armadura de acero longitudinal y estribos según se muestra en la figura 3.6. Según la verificación en campo la columna C-2 tiene la sección de 0.30m x 0.45m en los tres pisos. La columna C-5 confina los muros de saga en los ejes 3 y 8. La ubicación de los aceros longitudinales según su diámetro es de acuerdo a lo indicado en la figura 3.7, donde también detalla los planos la union entre columnas y muros en general.

Figura 3.6: Detalle de la sección y aceros en las columnas

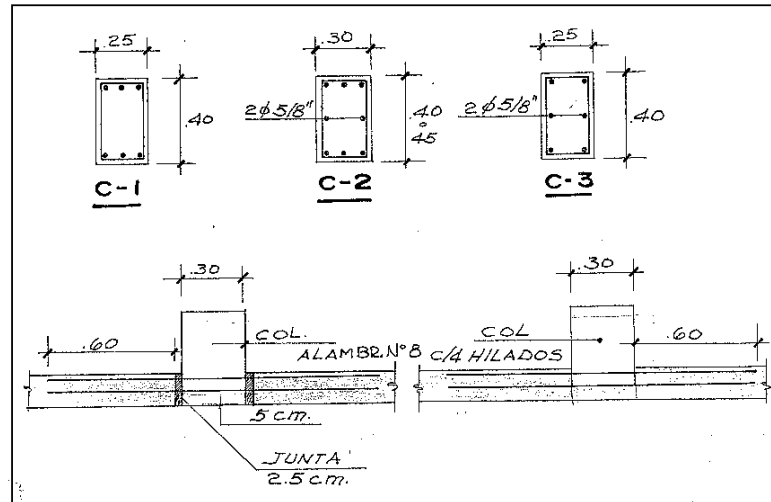
CUADRO DE COLUMNAS						
NIVEL		C1	C2	C3	C4	C5
3°	ARMADURA	6φ5/8"	6φ3/4"+2φ5/8"	6φ5/8"		4φ1/2"
	ESTRIBOS	3/8"∅.30	3/8"∅.30	3/8"∅.30		1/4"∅.15
	SECCION	25 x 40	30 x 40	25 x 40		15 x 30
2°	ARMADURA	4φ3/4"+2φ5/8"	6φ3/4"+2φ5/8"	6φ5/8"		4φ1/2"
	ESTRIBOS	3/8"∅.30	3/8"∅.30	3/8"∅.30		1/4"∅.15
	SECCION	25 x 40	30 x 40	25 x 40		15 x 30
1°	ARMADURA	4φ3/4"+2φ5/8"	6φ1"+2φ5/8"	6φ5/8"	4φ1/2"	4φ1/2"
	ESTRIBOS	3/8"∅.30	3/8"∅.30	3/8"∅.30	1/4"∅.15	1/4"∅.15
	SECCION	25 x 40	30 x 45	25 x 40	25 x 40	15 x 30

NOTAS:

- CONCENTRAR ESTRIBOS EN LAS COLUMNAS C1, C2 y C3 DE ACUERDO A DETALLE.
- VER DETALLE DE ANCLAJE DE TABIQUES EN COLUMNAS C2
- LAS COLUMNAS C1, C3, C4 LLENAR ENTRE MUROS DENTADOS
- TODAS LAS COLUMNAS TERMINAN EN ANCHO DE 30CM. x 90°
- VER DETALLE DE UBICACION DE ARMADURA
- USAR COLUMNAS TIPO C5 PARA CONFINAR MUROS EN EJES A, B, C y D.

Fuente: Planos originales del pabellón "I"

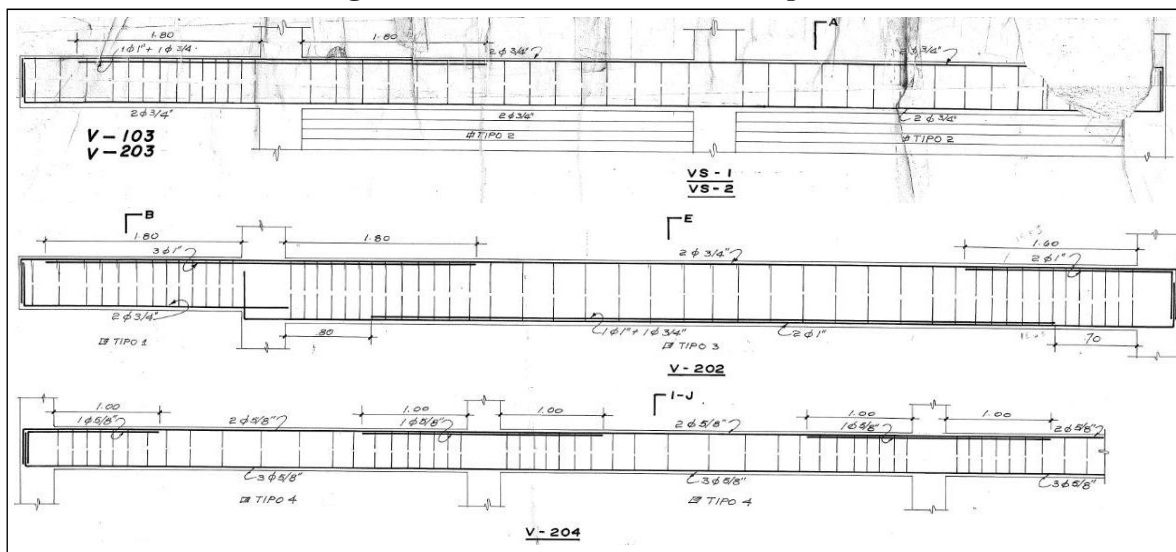
Figura 3.7: Ubicación de acero longitudinal en las columnas y anclaje de muros



Fuente: Planos originales del pabellón "I"

- En la figura 3.9 se presenta el detallado de acero en vigas, de dimensiones 0.30m x 0.65m en primer piso y de 0.30m x 0.60m (V-202) en segundo y tercer piso en los ejes 2,3,4,6,7 y 8; de dimensiones 0.25m x 0.50m (VS-1 y VS-2) del primer al tercer piso en los ejes 1, 5 y 9; de dimensiones 0.25m x 0.40m (V-204) del primer al tercer piso en los ejes A y C
- La altura total del edificio es de 9.45m desde el nivel de piso terminado y de 10.25m considerando la profundidad de desplante, es decir, en este caso a partir de la intersección entre la columna y vigas de cimentación, la altura de entrepiso es 3.15m en el segundo y tercer nivel.
- La losa aligerada tiene un espesor de $h=0.25$ m para todos los niveles y la luz libre máxima es 4.90m.
- El proyecto para la ejecución de esta edificación fue elaborado en el año 1992, por ende la norma básica utilizada para el Diseño Sismorresistente fue el de 1977.

Figura 3.8: Detallado de acero en vigas



Fuente: Planos originales del pabellón "I"

Figura 3.9: Detalle de estribos en las vigas

TIPO	Ø.	ESPACIAMIENTO
1	3/8"	1@75 - 6@125 - 4@15 - Rto. @.20 EN C/EXT.
2	3/8"	1@75 - Rto. @.25 EN C/EXT.
3	3/8"	1@75 - 7@125, 4@15 - 2@.20 - Rto. @.30 EN C/E.
4	3/8"	7@75 - 4@125 - 2@15 - 2@.20 - Rto. @.30 EN C/E.
5	1/4"	1@5 - 4@10 - 2@15 - Rto. @.20 EN C/EXT.

Fuente: Planos originales del pabellón "I"

3.8.1.3. Características mecánicas de los materiales

Las propiedades de los materiales fueron obtenidos en base a los planos originales (ver la figura 3.10), el expediente técnico de la construcción y el estudio de material realizado, siendo estos necesarios para obtener un mejor resultado del análisis no lineal con mayor aproximación a la realidad.

Figura 3.10: Especificaciones de los materiales utilizados en la edificación

ESPECIFICACIONES GENERALES	
CONCRETO ARMADO :	
CONCRETO	$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
ACERO	$f'_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$
TERRENO	$= 1.6 \text{ Kg/cm}^2$
RECUBRIMIENTOS LIBRES	
Zapatas	$r = 7.50 \text{ cm.}$
Muros	$r = 4.00 \text{ cm.}$
Vigas VC	$r = 4.00 \text{ cm.}$
Columnas	$r = 3.00 \text{ cm.}$
Viga	$r = 3.00 \text{ cm.}$
Losa	$r = 2.50 \text{ cm.}$
CONCRETO SIMPLE :	
SOBRECIMIENTO	
Cemento : Agregados	1:8+25% piedra mediana tamaño max. ϕ 3"
CIMIENTO	
Cemento : Agregados	1:10+30% piedra grande tamaño max. ϕ 6"
SUB-ZAPATAS	
Cemento : Agregados	1:10+40% piedra grande tamaño max ϕ 8"
MAMPOSTERIA :	
LADRILLO	TIPO IV R.N.C.
MORTERO	Cemento : Cal : Arena 1:1:4

Fuente: Planos originales del pabellón "I"

Concreto

El estándar ASCE/SEI 41-17 recomienda realizar 3 ensayos como mínimo para obtener la resistencia a la compresión del concreto en caso no exista la disponibilidad de documentos de construcción, caso contrario se puede realizar ensayos solo para incrementar la confianza.

La resistencia a la compresión del concreto según los planos y especificaciones técnicas es $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, como se observa en la figura 3.10, y para aumentar la confianza, se ha realizado 9 ensayos con esclerómetro en diferentes componentes estructurales (vigas y columnas) de la edificación existente, de los cuales el 78% de los resultados superan el mínimo especificado en los planos ($f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$) y el 22% no alcanzaron al mínimo especificado (el ensayo de obtención de resistencia a compresión del concreto con esclerómetro estiman resultado aproximados). Por lo tanto, el resultado de 78% incrementa nuestra confianza de utilizar en la presente investigación la resistencia a compresión del concreto igual a $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$. Dicho ensayo fue realizado por la empresa INGEOTECON EIRL y los resultados se presentan de manera de resumen en la tabla 3.2 y los detalles de cálculo se encuentran en el **Anexo 4**.

Tabla 3.2: Resumen del ensayo de esclerometría

Ens .	Estructura	Localización de la prueba	Fecha de ensayo	Edad del concreto	Índice de Rebote R	Orientación	Correlación Promedio f_c (kg/cm ²)	Desviación Estándar + (kg/cm ²)	f_c Menor (kg/cm ²)	f_c Diseño (kg/cm ²)	Condición
1	MÓDULO EXISTENTE (03 PISOS) - PRIMER NIVEL	COLUMNNA EJE 1-1/A-A	29/04/2019	> 28 días	43	0.0	390	66	324	210	Ok
2	MÓDULO EXISTENTE (03 PISOS) - PRIMER NIVEL	COLUMNNA EJE 8-8/C-C	29/04/2019	> 28 días	38	0.0	318	62	256	210	Ok
3	MÓDULO EXISTENTE (03 PISOS) - SEGUNDO NIVEL	COLUMNNA EJE 6-6/A-A	29/04/2019	> 28 días	38	0.0	322	62	260	210	Ok
4	MÓDULO EXISTENTE (03 PISOS) - TERCER NIVEL	COLUMNNA EJE 3-3/C-C	29/04/2019	> 28 días	35	0.0	275	60	215	210	Ok
5	MÓDULO EXISTENTE (03 PISOS) - SEGUNDO NIVEL	COLUMNNA EJE 5-5/C-C	29/04/2019	> 28 días	33	0.0	249	59	191	210	Optar por otro metodo de evaluacion
6	MÓDULO EXISTENTE (03 PISOS) - TERCER NIVEL	COLUMNNA EJE 11-11/C-C	29/04/2019	> 28 días	37	0.0	310	62	249	210	Ok
7	MÓDULO EXISTENTE (03 PISOS) - TERCER NIVEL	VIGA EJE 4-4	29/02/2019	> 28 días	31	0.0	218	57	161	210	Optar por otro metodo de evaluacion
8	MÓDULO EXISTENTE (03 PISOS) - SEGUNDO NIVEL	VIGA EJE 6-6	29/02/2019	> 28 días	41	0.0	361	64	297	210	Ok
9	MÓDULO EXISTENTE (03 PISOS) - PRIMER NIVEL	VIGA EJE A-A/10-10/11-11	29/04/2019	> 28 días	49	90.0	548	74	474	210	Ok

Fuente: Obtenida del Informe N° 001-2019/TT-VC-Z-007/INGEOTECON-0418-19 presentado por la empresa INGEOTECON EIRL

Acero de Refuerzo

La resistencia a la fluencia del acero de refuerzo es $f'_y = 4200\text{kg}/\text{cm}^2$ según los planos y especificaciones técnicas. Es difícil de obtener la muestra del acero de refuerzo y es por lo que la norma ASCE/SEI 41-17 define la resistencia predeterminada en función del año de construcción, la edificación estudiada fue construido en el año 1992, por lo tanto, según la tabla 4-3 del ASCE/SEI 41-17, la resistencia a la fluencia de acero de refuerzo grado 60 es $f'_y = 4282\text{kg}/\text{cm}^2$ para el intervalo de año 1987-presente.

Para la presente investigación se tomará la resistencia a la fluencia de acero según indica los planos.

Albañilería

Las especificaciones técnicas en el expediente técnico, indica que la unidad de albañilería debe ser King Kong macizo o corriente de resistencia a la compresión $f'_b = 55\text{kg}/\text{cm}^2$. Entonces al realizar la verificación de campo, las unidades de albañilería son artesanales fabricado de arcilla de dimensiones 8cm x 11.5 cm x 21.5 cm. Por lo tanto, según la tabla

Nº 9 de la Norma Técnica E.070 “Albañilería”¹ corresponde a la unidad de albañilería King Kong artesanal que debe tener las siguientes características de resistencia:

- Resistencia a compresión axial de las unidades de albañilería, $f'_b = 55\text{kg/cm}^2$.
- Resistencia a compresión axial de la albañilería, $f'_m = 35\text{kg/cm}^2$.
- Resistencia a corte de la albañilería, $V_m = 5.1\text{kg/cm}^2$.

Siendo estas propiedades utilizadas en la presente investigación.

3.8.1.4. Tipo de suelo

En la ciudad de Ayacucho existe un gran cantidad de puntos de investigación que corresponde básicamente a “calicatas” y “puntos de muestreo de rocas” realizados por el proyecto (INDECI-PERÚ, 2003); dirigido por el Ing. Erasmo Matos Espinoza, con el fin de establecer para la ciudad de Ayacucho, la zonificación de peligros físicos asociados a la ocurrencia de diversos fenómenos naturales.

La condición geotécnica del suelo de la edificación en estudio, según los resultados obtenidos por (INDECI-PERÚ, 2003) se trata de **suelo tipo III: grava limo arenosa y limo arenoso de baja plasticidad** y Según la clasificación de tipos de suelo de la NTP E.030 (2018) corresponde a **Perfil tipo S₂: Suelos Intermedios**. Por lo tanto, para la presente investigación se utilizará el tipo de suelo S₂.

3.8.1.5. Categoría e importancia de la edificación

El pabellón en estudio, actualmente se viene usando como aulas en el segundo y tercer piso, mientras en el primer piso es usado como auditorio y oficinas. Según la tabla Nº 5 de la NTP E.030 (2018), este edificio se clasifica en la **categoría A, como una edificación esencial** con un factor de importancia de 1.5.

3.8.2. Evaluación del desempeño sísmico de la estructura original

3.8.2.1. Nivel de evaluación

De acuerdo a la información obtenida para la evaluación sísmica de la estructura y cumpliendo con el requerimiento de recolección de datos, la presente investigación se realizará a nivel de la evaluación sistemática (evaluación nivel 3 según ASCE/SEI 41-17), para que de tal forma se pueda identificar las deficiencias potenciales de la edificación entera, utilizando el procedimiento dinámico lineal (LDP) y el procedimiento estático no lineal (NSP).

¹MCVS (2006). *Norma Técnica E.070 “Albañilería” del Reglamento Nacional de Edificaciones*. Decreto Supremo Nº 011-2006-VIVIENDA. Lima, Perú: El Peruano

3.8.2.2. Nivel de peligro sísmico

Con fines de evaluar el desempeño sísmico de la estructura, se utilizará los peligros sísmicos BSE-1E ($Tr=225$ años) y BSE-2E ($Tr=975$ años) recomendados por el estándar ASCE/SEI 41-17 y corresponden al peligro sísmico del objetivo de desempeño básico de edificaciones existentes (PBOE) que busca la seguridad con una confianza razonable, estos peligros sísmicos están reducidos al 75% del peligro sísmico utilizado para una edificación nueva ($Tr = 475$ años), la utilización de estos peligros sísmicos para la presente investigación se basa en la antigüedad de la edificación, ya que desde su construcción a transcurrido 30 años y la norma con el que sea diseñado es del año 1977 transcurriendo hasta la actualidad 45 años. Evaluarlo con el nivel de peligro sísmico de periodo de retorno de 475 años generaría mayores costos en el reforzamiento.

Para determinar la demanda sísmica de BSE-1E y BSE-2E se utilizarán los parámetros considerados por la NTP E.030 (2018); por lo tanto, se adaptará de acuerdo a la ecuación 3.8.1, siendo de la siguiente manera:

$$S_a = k_c \left(\frac{Tr_2}{Tr_1} \right)^n (ZUCS)g \quad (3.8.1)$$

- ☛ Sismo de diseño (E.030): Periodo de retorno de 475 años, con probabilidad de excedencia del 10% para una vida útil de 50 años.
- ☛ Sismo BSE-1E (ASCE/SEI41-17): Periodo de retorno de 225 años, con probabilidad de excedencia del 20% para una vida útil de 50 años.
- ☛ Sismo BSE-2E (ASCE/SEI41-17): Periodo de retorno de 975 años, con probabilidad de excedencia del 5% para una vida útil de 50 años.

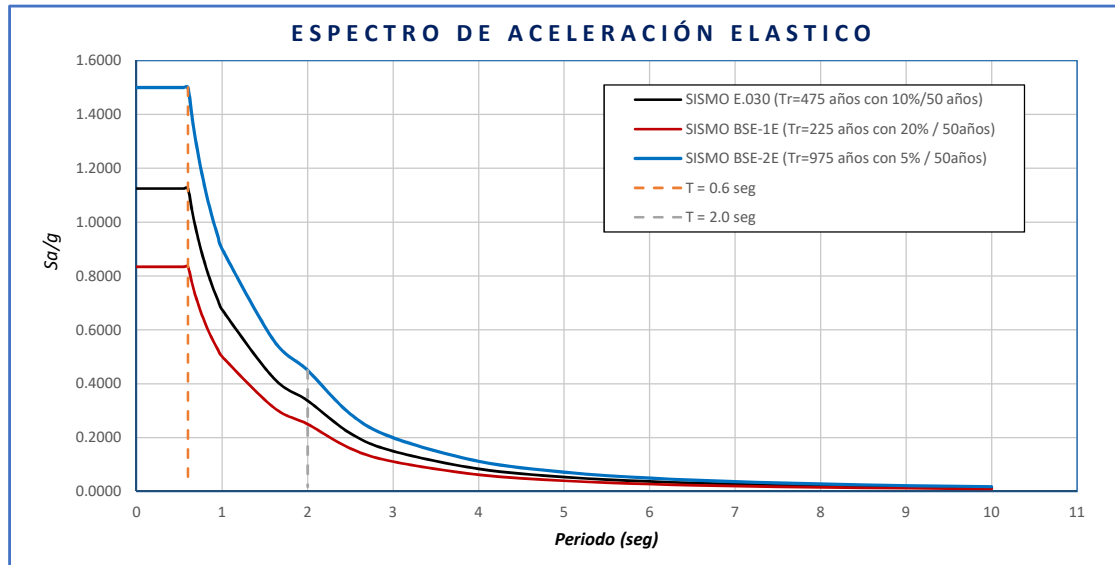
Tabla 3.3: *Parámetros del espectro de aceleración elástico*

Factor de conocimiento	: $k_c = 1.0$
Factor que varia entre 0.3 y 0.4	: $n = 0.4$
Periodo de retorno para E.030	: Tr_1 (E.030) = 475 años
Periodo de retorno para BSE-1E	: Tr_2 (BSE-1E) = 225 años
Periodo de retorno para BSE-2E	: Tr_2 (BSE-2E) = 975 años
Zonificación sísmica (zona 2)	: $Z = 0.25$
Factor de uso (edificaciones esenciales)	: $U = 1.5$
Factor de amplificación sísmica	: C
Factor de suelo (perfil tipo S2)	: $S = 1.2$
Periodo T_p	: $T_p = 0.6$
Periodo T_L	: $T_p = 2.0$
Aceleración espectral para BSE-1E	: $S_a = 0.74(ZUCS)g$
Aceleración espectral para BSE-2E	: $S_a = 1.33(ZUCS)g$

Con los parámetros definidos en la tabla 3.3 y reemplazando en la ecuación 3.8.1, se obtiene el espectro de aceleración elástico para el sismo de diseño de la NTP E.030 y los sismos

BSE-1E y BSE-2E del estándar ASCE/SEI 41-17, según se muestra en la figura 3.11; sin embargo, en el análisis no lineal de la estructura se empleará el peligro sísmico de BSE-1E y BSE-2E.

Figura 3.11: Espectros de aceleración elástico



3.8.2.3. Objetivos de desempeño de la estructura original

De acuerdo a la categoría que pertenece esta edificación (categoría A: edificaciones esenciales) se realizará la evaluación sísmica para determinar si la estructura cumple con los criterios de aceptación del nivel de desempeño estructural de Ocupación inmediata (S-1) para un peligro sísmico BSE-1E ($Tr=225$ años) y también con los criterios de aceptación del nivel de desempeño estructural de seguridad de vida (S-3) para un peligro sísmico BS-2E ($Tr=975$ años). Este objetivo de desempeño se ha determinado de acuerdo a la tabla 2-1 del ASCE/SEI 41-17 que corresponde al objetivo de desempeño básico para edificaciones existentes (PBOE). Determinar el nivel de desempeño no estructural esta fuera del alcance de esta investigación, lo cual indica que tampoco se determinará el objetivo alcanzado por la edificación entera.

Por lo tanto, la estructura debe alcanzar el nivel de desempeño según los niveles de peligros sísmicos planteados, el que se resume en la tabla 3.4:

Tabla 3.4: Niveles de desempeño estructural que debe alcanzar la edificación

Nivel de peligro sísmico	Nivel de desempeño estructural	Niveles de daño esperado
BSE-1E (Tr=225 años con 20% / 50 años)	IO = Ocupación inmediata (S-1)	No hay desplazamiento permanente, la estructura conserva sustancialmente su resistencia y rigidez inicial, fisuras en fachadas y tabiques
BSE-2E (Tr=975 años con 5% / 50 años)	LS = Seguridad de vida (S-3)	Hay desplazamiento permanente, queda algo de resistencia y rigidez residual, daños significativos en la estructura pero cumple su función, fallan los muros y parapetos

3.8.2.4. Análisis dinámico lineal según NTP E.030

A través del análisis dinámico lineal por el método de combinación modal espectral, se verificará la irregularidad de la estructura, se determinará los periodos fundamentales y finalmente se determinará el desplazamiento y la distorsión de entrepiso, bajo los lineamientos y el criterio de aceptación de la NTP E.030 (2018).

• Propiedad de los materiales

Las propiedades de los materiales se obtuvieron a partir de los planos de construcción y a partir de ello, otras propiedades fueron calculadas según la NTP E.060 (2009), los materiales que involucra la estructura son: el concreto, acero de refuerzo y albañilería, cuyas propiedades se muestran a continuación:

CONCRETO

Resistencia a compresión axial	: $f'_c = 210 \text{ kg/cm}_2$
Peso unitario	: $\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^2$
Módulo de elasticidad	: $E_c = 217370.651 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de corte	: $G_c = 90571.105 \text{ kg/cm}^2$
Coefficiente de poisson	: $U_c = 0.2$

ACERO DE REFUERZO

Limite de fluencia	: $f'_y = 4200 \text{ kg/cm}_2$
Peso unitario	: $\gamma_s = 7850 \text{ kg/m}^2$
Módulo de elasticidad	: $E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia a la tracción	: $f_u = 6300 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia a la fluencia esperada	: $f_{ye} = 4620 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia a la tracción esperada	: $f_{ue} = 6930 \text{ kg/cm}^2$

ALBAÑILERÍA

Resistencia a compresión axial	:	$f'_m = 35 \text{ kg/cm}_2$
Peso unitario	:	$\gamma_m = 1800 \text{ kg/m}^2$
Módulo de elasticidad	:	$E_m = 17500 \text{ kg/cm}^2$
Modulo de poisson	:	$U_m = 0.2$
Modulo de corte	:	$G_m = 7000 \text{ kg/cm}^2$
Dimensiones	:	8.5cm x 11.5cm x 21.5cm

☛ Cargas

Para el respectivo modelamiento computacional de la estructura se ha utilizado el software SAP2000 V20, para lo cual se ha definido los tipos de carga estática que intervienen en esta estructura, el peso de los muros de albañilería, como son los muros bajos y de altura completa y los parapetos, se consideraron como fuerzas sobre las vigas, según se detalla a continuación.

CARGA MUERTA**Peso de muro en 2do y 3er piso**

Muro de albañilería (e=11.5cm, h=0.90m)	:	$CM_1 = 0.90 \times 0.115 \times 1.80 = 0.19 \text{ tonf/m}$
Muro de albañilería (e=11.5cm, h=1.75m)	:	$CM_2 = 1.75 \times 0.115 \times 1.8 = 0.36 \text{ tonf/m}$
Muro de albañilería (e=11.5cm, h=2.55m)	:	$CM_3 = 2.65 \times 0.115 \times 1.8 = 0.53 \text{ tonf/m}$
Muro de albañilería (e=21.5cm, h=2.65m)	:	$CM_4 = 2.65 \times 0.215 \times 1.8 = 1.03 \text{ tonf/m}$

Parapeto en el volado

Muro de concreto (e=10cm, h=1.15m)	:	$CM_5 = 1.15 \times 0.1 \times 2.4 = 0.28 \text{ tonf/m}$
------------------------------------	---	---

Parapeto en azotea

Muro de albañilería (e=115cm, h=0.9m)	:	$CM_6 = 0.9 \times 0.115 \times 1.8 = 0.19 \text{ tonf/m}$
---------------------------------------	---	--

Peso de la losa aligera (e=25cm)	:	$CM_7 = 0.35 \text{ tonf/m}^2$
---	---	--------------------------------

Peso del acabado	:	$CM_8 = 0.05 \text{ tonf/m}^2$
-------------------------	---	--------------------------------

CARGA VIVA

Aulas	:	$CV_1 = 0.25 \text{ tonf/m}^2$
Corredor (pasadizo)	:	$CV_2 = 0.40 \text{ tonf/m}^2$
Techo (azotea)	:	$CV_3 = 0.10 \text{ tonf/m}^2$

Peso estimado: $P = 100\%CM + 50\%CV + 25\%CV_{techo}$

☛ Rigidez efectiva en los componentes de la estructura

La NTP E.030 (2018) y el estándar ASCE/SEI 41-17 indican que para realizar el análisis sísmico de las estructuras se debe usar la inercia agrietada (inercia reducida o inercia efectiva), por lo tanto, para las secciones de las vigas, columnas y muros estructurales, se usará las inercias efectivas recomendadas en la tabla 10-5 del ASCE/SEI 41-17.

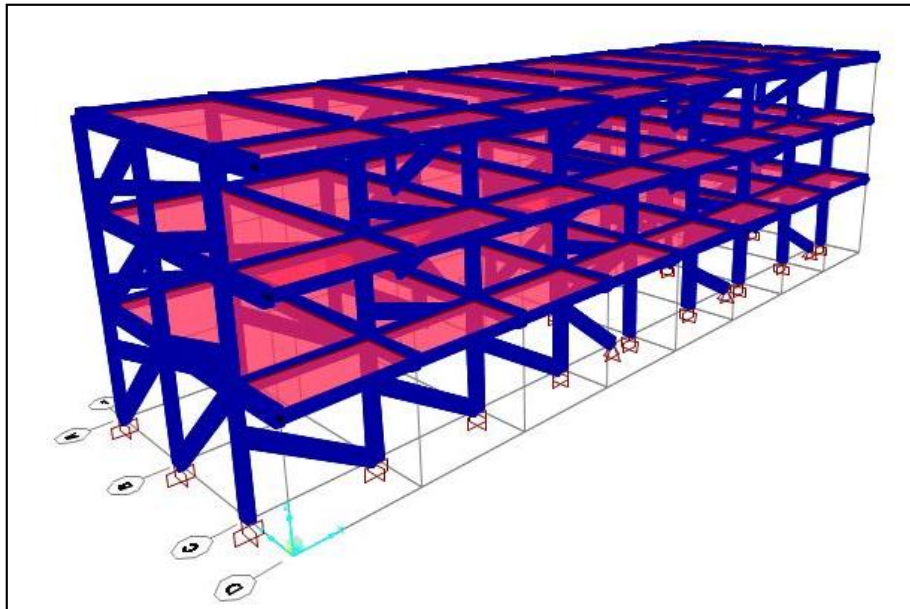
	Flexion	Cortante
Columnas	: $0.5E_{CE}I_g$	$0.4E_{CE}I_w$
Vigas	: $0.3E_{CE}I_g$	$0.4E_{CE}I_w$
Muros de concreto armado	: $0.35E_{CE}A_g$	$0.4E_{CE}A_w$

• Modelamiento con SAP2000 V22

Para determinar la respuesta sísmica de los componentes de la estructura se ha optado por realizar el modelo tridimensional debido al objetivo planteado en esta investigación, el cual es implementar el análisis estático no lineal y la determinación del nivel de desempeño estructural.

Para lograr realizar el modelo tridimensional se optó por utilizar el software SAP2000 V22, las vigas y columnas se ha modelado con la sección agrietada con dimensiones planteadas en los planos constructivos, la losa aligerada se ha modelado como membrana para obtener resultados más reales en el análisis no lineal, a las conexiones entre vigas y columnas se asignó brazos rígidos al 75% de rigidez; Los muros de albañilería fueron modelados como puntal diagonal equivalente calculadas según indica (Carrillo and González, 2007), la finalidad de optar por esta metodología fue incorporar las rotulas plásticas y determinar el desempeño sísmico, la dirección de estos puntales fueron ubicados según el empuje de las fuerzas pushover. En la figura 3.12 se presenta el modelo realizado.

Figura 3.12: Modelo estructural de la edificación original



• Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmica

El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas R es determinado según el artículo 16 de la NTP E.030 (2018), en la dirección longitudinal (X) las fuerzas sísmicas que actúan sobre los muros de albañilería es 93.18% y sobre las columnas actúan el

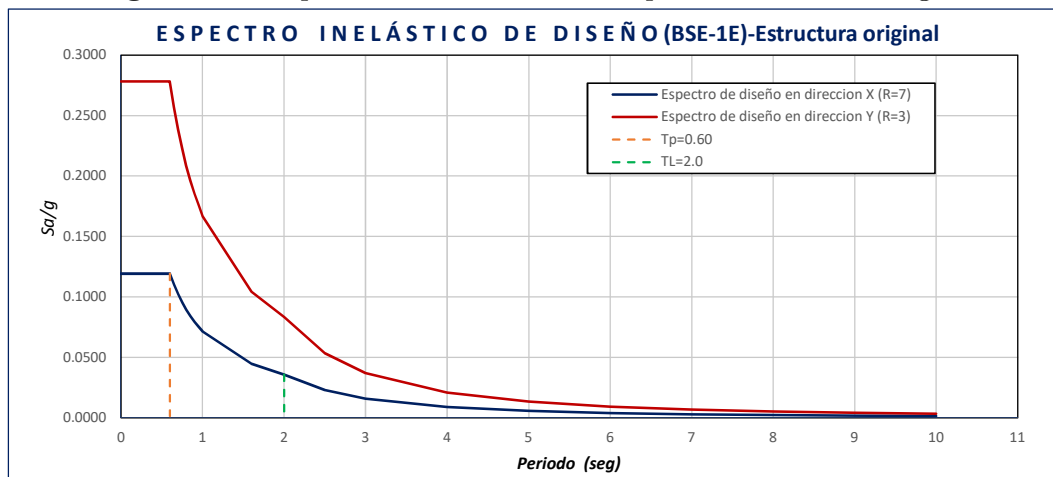
6.82%; sin embargo, los muros de albañilería no son componentes estructurales por ser muros bajos de espesor 11.5 cm y las columnas deberían determinar el desempeño de la edificación; por lo tanto, para ser conservadores se trabajará como un **sistema estructural dual (R=7)**.

En la dirección transversal (Y) las fuerzas cortante que toma los muros de albañilería es de 67.76% y las columnas el 32.24%, lo cual indica que los muros de espesor 21.5 cm de altura completa aporta resistencia y rigidez en el rango elástico; por lo tanto, el **sistema estructural es de albañilería confinada (R=3)**.

☛ Espectro inelástico de diseño

El espectro de diseño utilizado para el análisis dinámico lineal corresponde al peligro sísmico reducido BSE-1E (tiempo de retorno 225 años, con una probabilidad de excedencia de 20% en 50 años) tal cual se presenta en la figura 3.13, calculado con los parámetros obtenidos en la sección 3.8.2.2 y coeficiente de reducción en dirección X (R=7) y en dirección Y (R=3), la edificación no presenta irregularidades.

Figura 3.13: Espectro inelástico de diseño para la estructura original



☛ Periodos y desplazamientos laterales

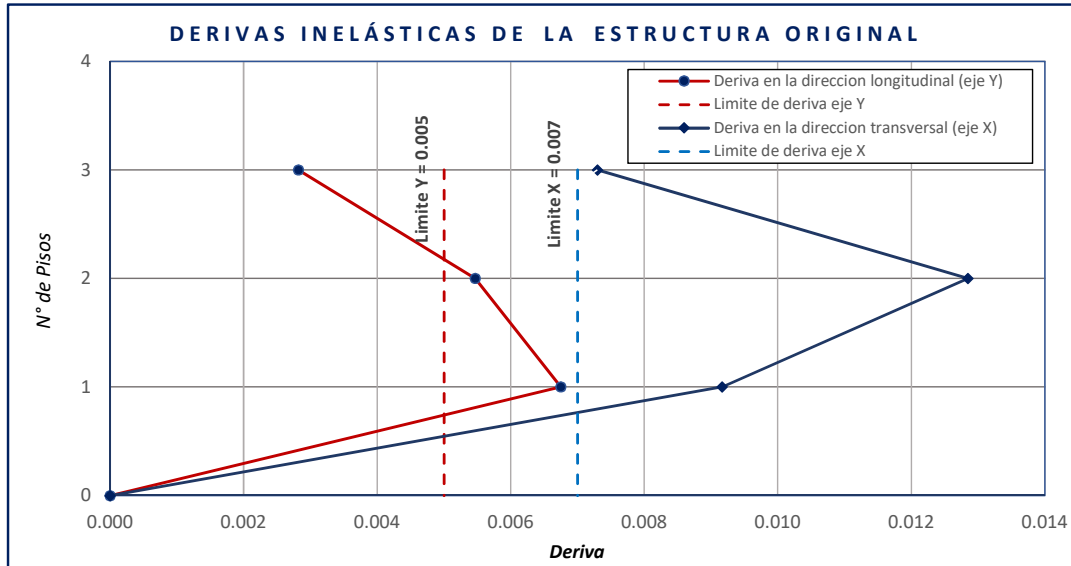
La estructura se modeló mediante el software SAP2000 V22, se determinó los desplazamientos relativos de entrepiso en la dirección longitudinal y transversal y se verificó el cumplimiento del límite de derivas de la tabla 11 de la NTP E.030 (2018), tal como se presenta en la figura 3.14. El periodo obtenido de la estructura original indica que en la dirección longitudinal de la estructura es muy flexible y requiere que se agregue rigidez y docilidad.

Se resume los resultados obtenidos para ambas direcciones:

- ☛ Deriva en dirección longitudinal = $0.012 > 0.007$ (no cumple con la norma E.030)
- ☛ Deriva en dirección transversal = $0.0068 > 0.005$ (no cumple con la norma E.030)

- ☞ Periodo en dirección longitudinal = 0.9606 segundos (estructura muy flexible)
- ☞ Periodo en dirección transversal = 0.5495 segundos

Figura 3.14: Derivas inelásticas de la estructura original



3.8.2.5. Análisis estático no lineal de la estructura original

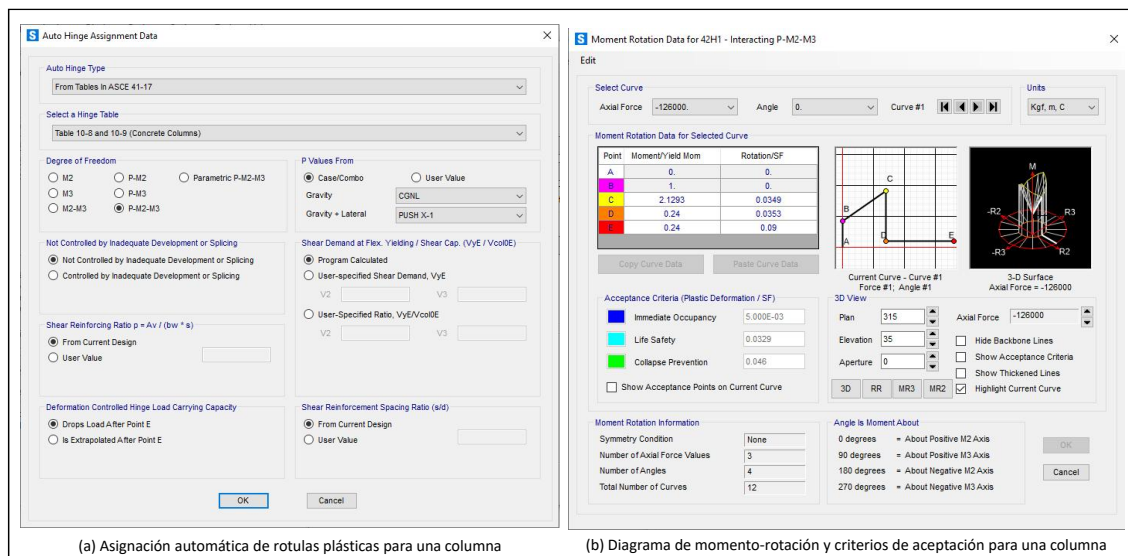
La curva de capacidad de la estructura original fue obtenida a través de la metodología pushover, mediante la ampliación de patron de cargas laterales correspondiente al modo fundamental de oscilación en cada dirección, las fuerzas fueron aplicadas solamente en la dirección positiva porque la estructura es simétrica y la respuesta estructural es similar cuando es aplicado en la dirección negativa.

Asignación de las rotulas plásticas

La curva de capacidad de la estructura se determina después de asignar las rotulas plásticas a los componentes estructurales y definir los límites de aceptación de las vigas, columnas y muros de albañilería según el ASCE/SEI 41-17, el software SAP2000 V22 permite que el usuario defina los parámetros del diagrama fuerza-deformación según sea una acción controlada por deformación o controlado por fuerza.

En la presente investigación la asignación de las rotulas plásticas es de manera automática (Auto Hinge), ya que SAP2000 V22 tiene incorporado los límites de aceptación y los parámetros del ASC/SEI 41-17, para controlar el acción de deformación de los componentes de viga, columna y muros estructurales de concreto armado, en la siguiente figura 3.15 se presenta una manera típica de asignar las rotulas plásticas de manera automática.

Figura 3.15: Asignación de rotulas plásticas de manera automática (Auto Hinge)



Calculo del patron de carga lateral

El patron de carga lateral es la distribución vertical de carga proporcional a los valores de C_{vx} (caso a), calculados para el periodo fundamental $T_x = 0.9606$ seg. en la dirección X (ver la tabla 3.5) y calculados para el periodo fundamental $T_y = 0.5495$ seg. en la dirección Y (ver la tabla 3.6). Estas cargas laterales fueron aplicados en el centro de masa de cada diafragma de piso.

Tabla 3.5: Distribución lateral de carga en la dirección X

Piso	Altura h_i (m)	Peso W_i (tnf)	k	$W_i h_i^k$ tnf.m ^k	C_{vx}	α	$F = \alpha C_{vx}$ tonf
3	3.150	215.662	1.23	884.951	0.229	2.27	0.52
2	3.150	312.692	1.23	1283.109	0.331	2.27	0.75
1	3.950	314.428	1.23	1704.530	0.440	2.27	1.00
Σ		842.782		3872.589	1.000		

Tabla 3.6: Distribución lateral de carga en la dirección Y

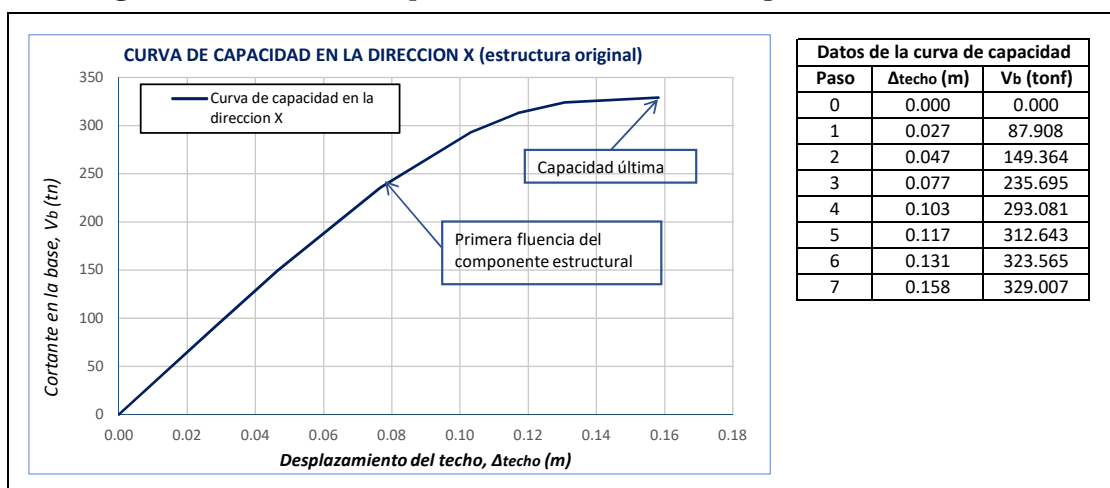
Piso	Altura h_i (m)	Peso W_i (tnf)	k	$W_i h_i^k$ tnf.m ^k	C_{vy}	α	$F = \alpha C_{vy}$ tonf
3	3.150	215.662	1.02	698.903	0.209	2.05	0.43
2	3.150	312.692	1.02	1013.353	0.303	2.05	0.62
1	3.950	314.428	1.02	1634.701	0.488	2.05	1.00
Σ		842.782		3346.957	1.000		

Curva de capacidad de la estructura original

Los resultados obtenidos mediante el análisis pushover en el software SAP2000 son expresados en términos de cortante basal y desplazamiento del techo que conforman la curva de capacidad ($V_b - \Delta_{techo}$) de la estructura original correspondiente al modo fundamental de oscilación, en la figura 3.16 se presenta la curva de capacidad de la estructura en la

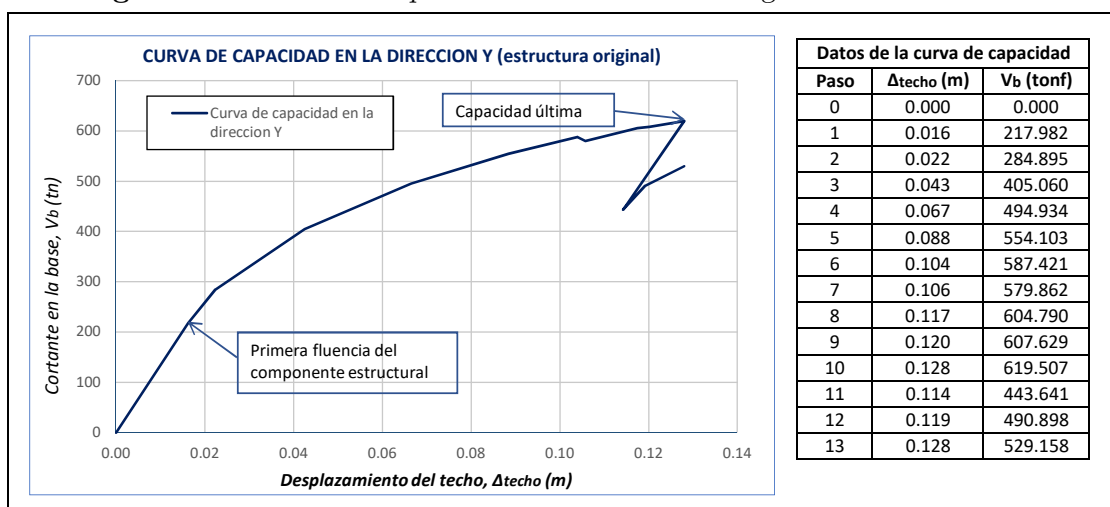
dirección longitudinal (X) y la figura 3.17 presenta la curva de capacidad de la estructura en la dirección transversal (Y). EL punto de control para obtener la curva de capacidad es el centro de masa del ultimo nivel según lo especificado en el estándar ASCE/SEI 41-17. El análisis pushover se realizó hasta que la estructura no presente convergencia numérica y no se pueda seguir con el incremento de las fuerzas laterales.

Figura 3.16: Curva de capacidad de la estructura original en la dirección X



En la curva de capacidad de la estructura presentada en la figura 3.16) y obtenida a través del análisis pushover, notamos que la estructura tiene una resistencia inicial adecuada con un baja rigidez inicial y desde el punto en que los primeros componentes comienzan a fluir, la estructural tiene una capacidad de deformación muy reducida (baja ductilidad) hasta que la estructura llega a colapsar de manera frágil. Por lo indicado anteriormente se puede resumir que la estructura tiene un **comportamiento frágil**.

Figura 3.17: Curva de capacidad de la estructura original en la dirección Y

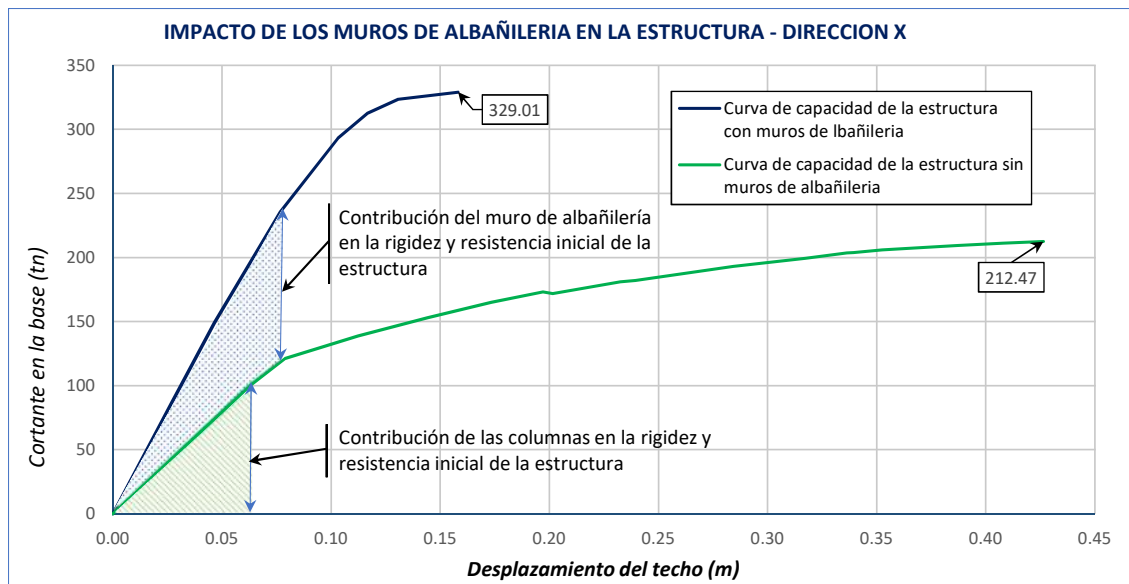


La curva de capacidad de la estructura en la dirección Y, presentada en la figura 3.17, tiene la resistencia inicial baja con una rigidez inicial adecuada y a partir de la primer fluencia del componente estructural, tiende a tener una capacidad de deformación adecuada con una resistencia y rigidez residual considerable. El comportamiento de la estructura en esta dirección se considera como un **comportamiento dúctil**.

Contribución del muro de albañilería en el comportamiento de la estructura

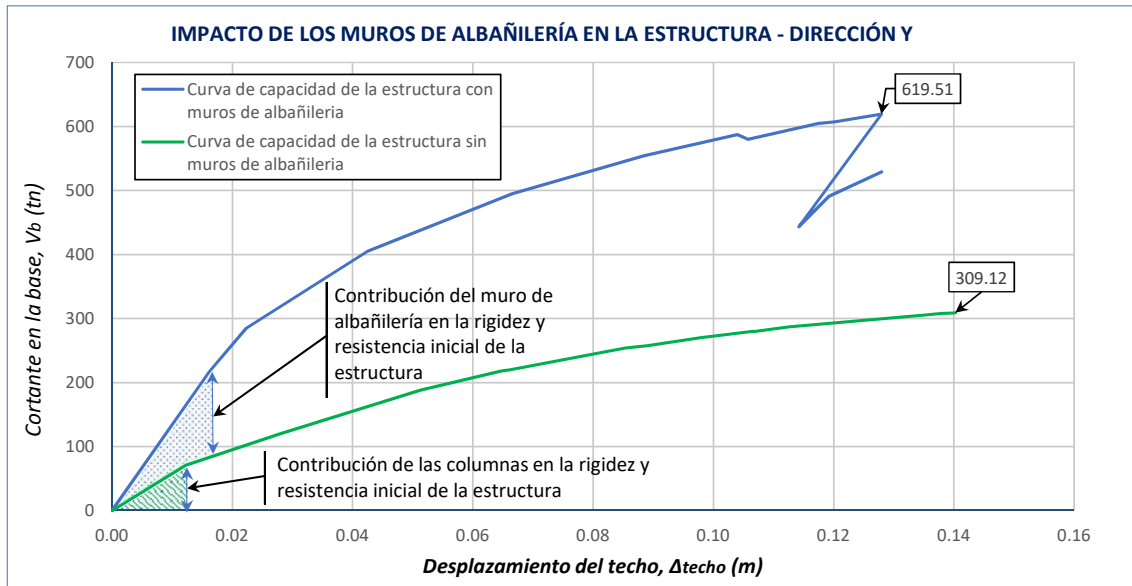
Es necesario evaluar el comportamiento de la estructura con muro de albañilería y sin muro de albañilería para apoyarnos en la toma de decisión de alternativa de reforzamiento. Las figuras 3.18 y 3.19 representan la influencia de los muros de albañilería en la rigidez y resistencia inicial y la ductilidad después de la fluencia del primer componente estructural de la estructura original.

Figura 3.18: Impacto de los muros de albañilería en la dirección X



En el comportamiento de la estructura en la dirección X presentada en la figura 3.18, los muros de albañilería contribuyen una resistencia y rigidez inicial de 48% (en el rango elástico) y desde que la estructura inicia incursionar en el rango inelástico (en general comienzan fallar los muros), las columnas no aportan una rigidez y resistencia adecuada para que la estructura tenga la mayor capacidad de deformación, por lo que la estructura falla de manera frágil (lo cual quiere decir que las columnas también tienen una falla frágil). Los muros de albañilería en esta dirección llegan a mejorar la capacidad de resistencia máxima de la estructura en un 35%.

Figura 3.19: Impacto de los muros de albañilería en la dirección Y



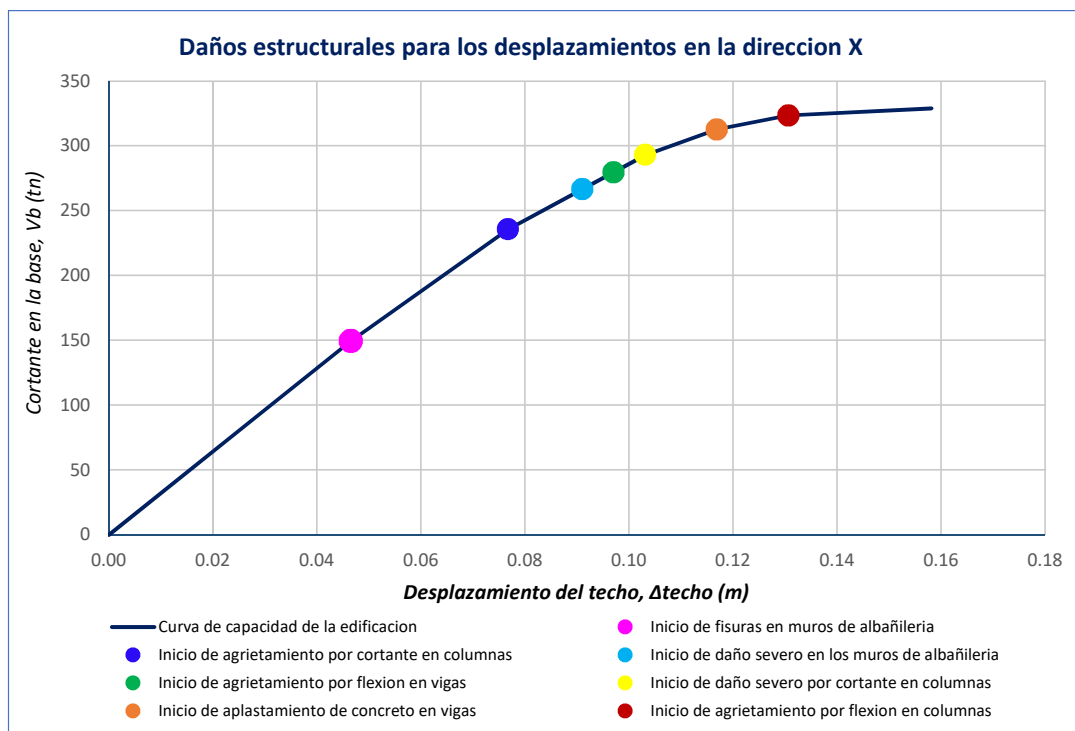
En el comportamiento de la estructura en la dirección Y, como se observa en la figura 3.19, los muros de albañilería contribuyen una resistencia y rigidez inicial de 57% (en el rango elástico) y desde que la estructura inicia incursionar en el rango inelástico, los muros pierden la capacidad de resistencia rápidamente y solo las columnas comienzan aportar la rigidez y resistencia residual, manteniendo que la estructura tenga una buena capacidad de deformación (mayor ductilidad). Se puede indicar que las columnas en esta dirección no presentan una falla frágil por tener columnas de mayor peralte. Los muros de albañilería en esta dirección llegan a mejorar la capacidad de resistencia máxima de la estructura en un 50%.

3.8.2.6. Análisis del comportamiento inelástico de la estructura

En la dirección mas desfavorable se analizará el comportamiento inelástico de la estructura original y de tal forma determinar el modo de falla de la estructura global y los componentes estructurales.

En la figura 3.20 se presenta la curva de capacidad de la estructura en la dirección X y la ubicación del inicio de daño en los componente estructurales generados cuando se incrementa las fuerzas laterales.

Figura 3.20: Daños estructurales para los desplazamiento en la dirección X

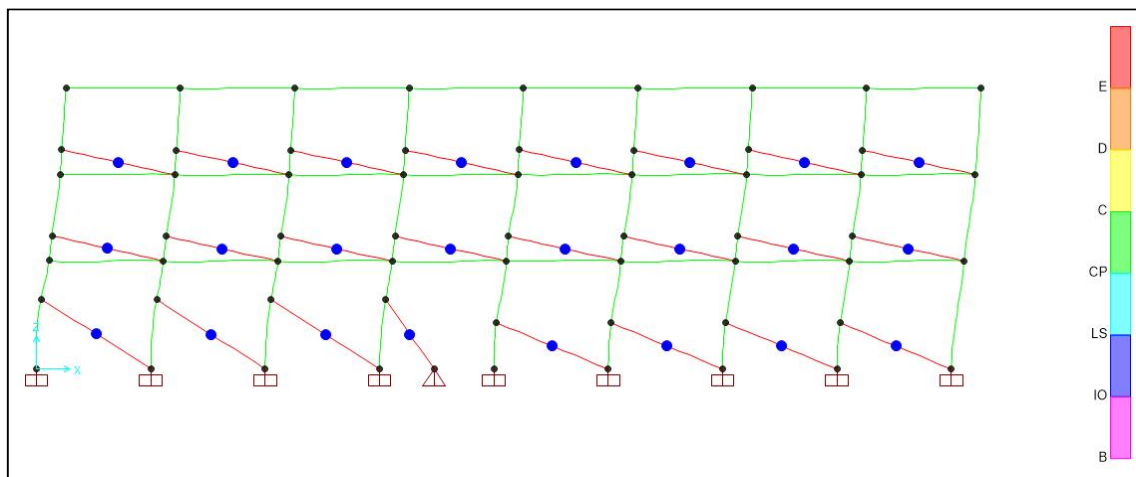


Para el desplazamiento de CM del ultimo nivel = 4.7cm

En la figura 3.21 se muestra el inicio de las primeras incursiones en el rango inelástico, donde los muros de albañilería del primer, segundo y tercer nivel (eje A y C) se encuentra en un nivel de desempeño entre IO y LS, el nivel de daño esperado son agrietamientos leves en el muro de albañilería.

El resto de los componentes estructurales aun no incursionaron en el rango inelástico, por lo que no se espera daños. De la estructura global se espera un nivel de desempeño de ocupación inmediata (IO).

Figura 3.21: Comportamiento de la estructura para desplazamiento = 4.7cm (eje A)



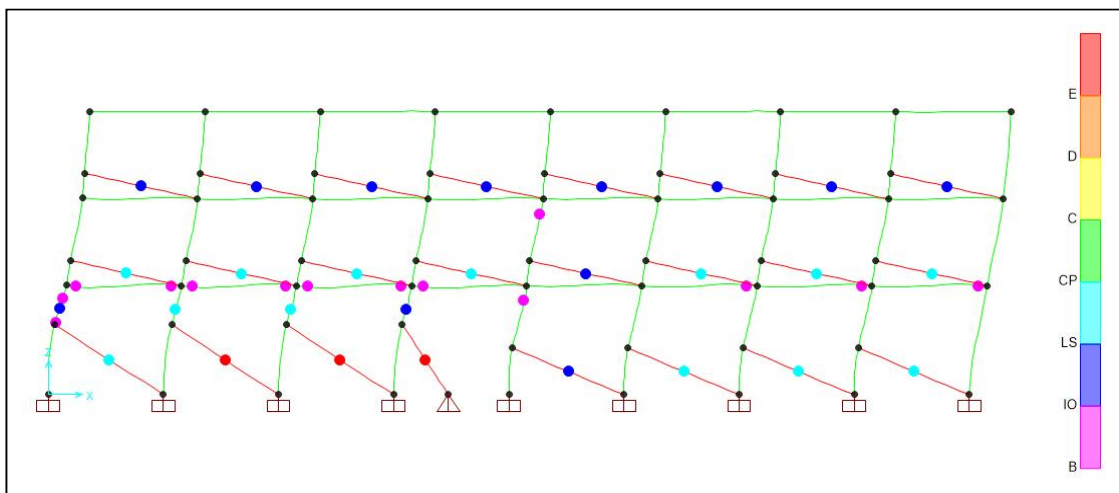
Para el desplazamiento de CM del ultimo nivel = 7.7cm a 9.4 cm

En la figura 3.22 se muestra que algunas columnas del primer piso (eje A y C) inician a mostrar deformación inelástica por esfuerzo cortante, el nivel de daño esperado es leve y reparable, con grietas y desprendimiento de recubrimientos en columnas cortas, el nivel de desempeño alcanzado por este componente esta entre IO y LS.

En varios muros de albañilería del primer y segundo nivel, se espera algunas grietas severas y en otros algo de aplastamiento, pero aun continúan en su lugar. El daño esperado en vigas es muy leve con pequeñas fisuras.

De la estructura global se espera un nivel de desempeño de seguridad de vida (LS), la estructura comienza perder resistencia y rigidez

Figura 3.22: Comportamiento de la estructura para desplazamiento = 7.7cm a 9.4cm (eje A)



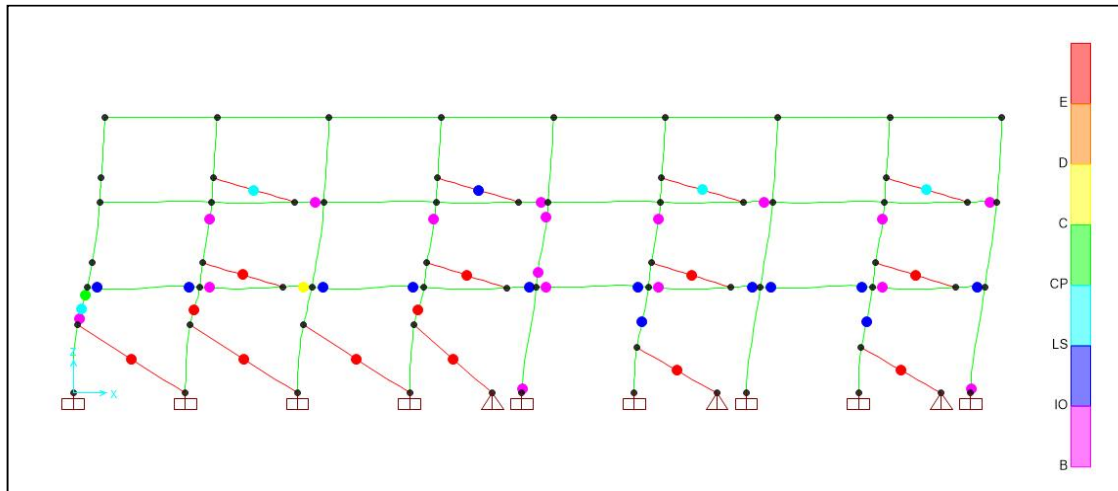
Para el desplazamiento de CM del ultimo nivel = 11.70 cm

En la figura 3.23, el 40% de las columnas del primer piso fallaron por columna corta, otras columnas del primer piso inician a mostrar fisuras por flexion.

Todos los muros del primer piso han colapsado y las vigas del primer piso inician agrietarse severamente.

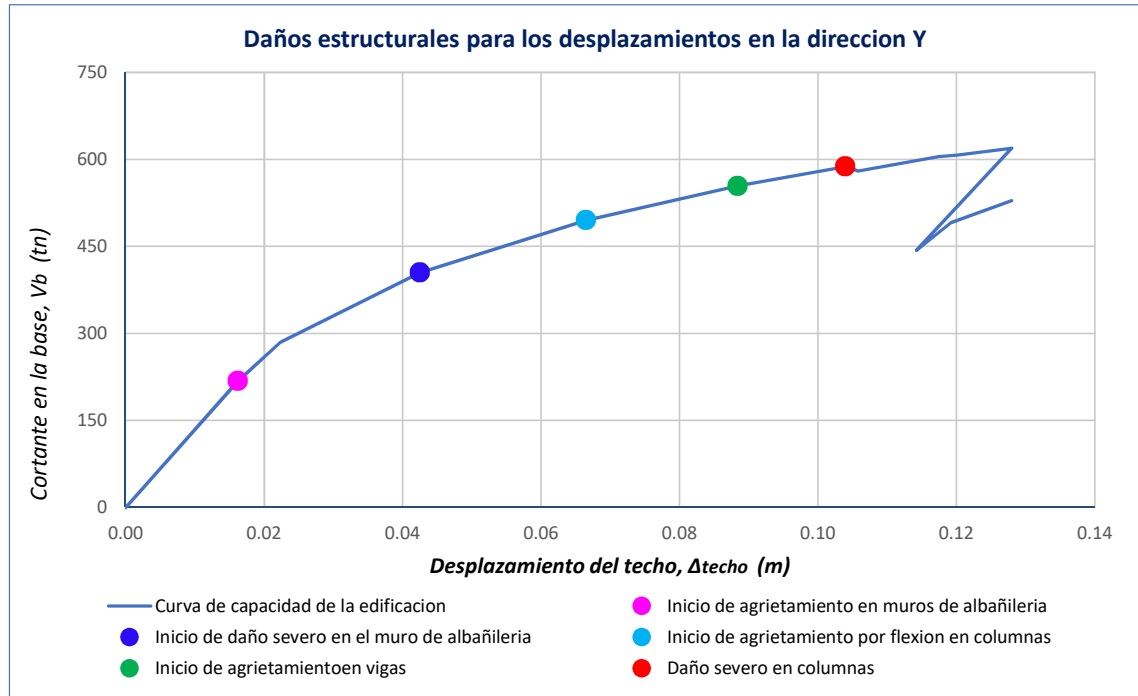
La estructura global tiene poca rigidez y resistencia para soportar cargas laterales del sismo. La estructura se encuentra con un desempeño de prevención de colapso (CP).

Figura 3.23: Comportamiento de la estructura para desplazamiento = 11.70cm (eje C)



En la siguiente figura 3.24 se presenta la curva de capacidad de la estructura en la dirección Y y la ubicación del inicio de daño en los componente estructurales generados cuando se incrementa las fuerzas laterales.

Figura 3.24: Daños estructurales para los desplazamiento en la dirección Y



3.8.2.7. Desplazamiento objetivo de la estructura original

A través del método de coeficiente de desplazamiento modificado por el estándar FEMA 440 y recomendado por el estándar ASCE/SEI 41-17 se determinará el desplazamiento

objetivo de la estructura, quiere decir el máximo desplazamiento que puede experimentar la estructura para los peligros sísmicos considerados BSE-1E ($T_r=225$ años) y BSE-2E ($T_r=975$ años).

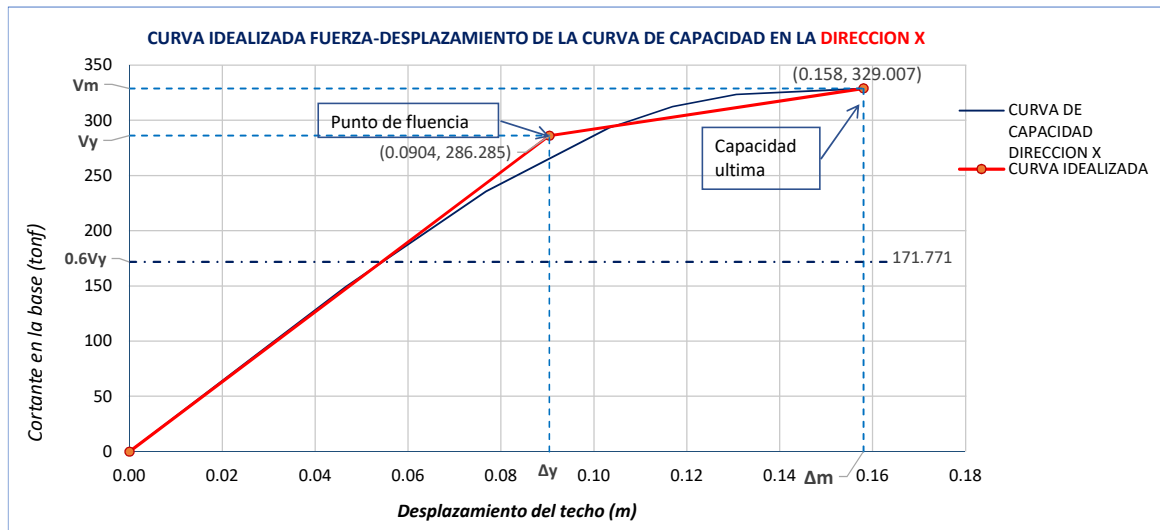
Para obtener el desplazamiento máximo de la estructura, este método realiza un proceso iterativo para obtener la rigidez efectiva K_e teniendo en cuenta la representación bilineal de la curva de capacidad.

Desplazamiento objetivo en la dirección X

Para obtener la rigidez efectiva, se determinará la curva idealizada de la curva de capacidad en la dirección X, presentada en la figura 3.25, el cual fue determinado a partir de los siguientes datos:

Cortante efectivo de fluencia	: $V_y = 286.285$ tonf
Desplazamiento efectivo de fluencia	: $\Delta_y = 0.0904$ m
Cortante máximo	: $V_m = 329.007$ tonf
Desplazamiento máximo	: $\Delta_m = 0.158$ m
Cortante basal al 60% del cortante efectivo de fluencia	: $(0.6V_y) = 171.771$ tonf

Figura 3.25: Curva idealizada fuerza-desplazamiento de la estructura original en la dirección X



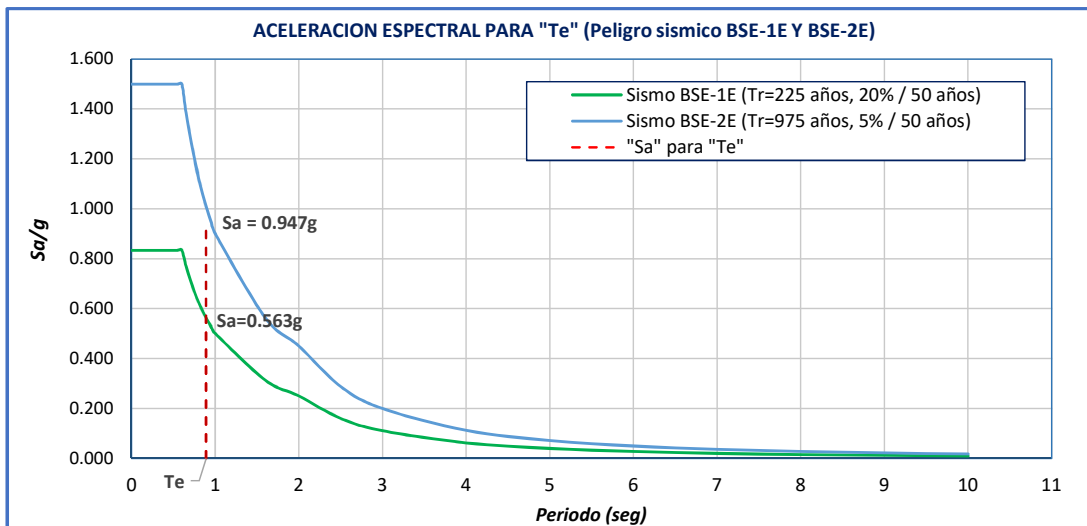
Una vez que se tiene la representación idealizada de la curva de capacidad en la dirección X, se procede a realizar los cálculos para determinar el desplazamiento objetivo mediante el método de coeficiente de desplazamiento modificado.

Rigidez lateral efectivo	: $K_e = V_y/\Delta_y = 3166.865$ tonf
Cortante en el rango lineal	: $V_L = 87.908$ tonf
Desplazamiento en el rango lineal	: $\Delta_L = 0.027$ m
Rigidez lateral elastica	: $K_i = V_L/\Delta_L = 3215.476$ tonf
Periodo fundamental elástico	: $T_i = 0.882$ segundos
Periodo fundamental efectivo	: $T_e = T_i\sqrt{K_i/K_e} = 0.889$ seg

Calcularemos la aceleración espectral S_a correspondiente al periodo fundamental efectivo T_e y para cada peligro sísmico.

En el gráfico 3.26 del espectro de aceleración elástico, se ingresa el valor del periodo fundamental efectivo T_e para la dirección X y se encuentra la aceleración espectral S_a para cada peligro sísmico.

Figura 3.26: Aceleración espectral para T_e en la dirección X



A continuación se presenta el proceso de calculo de C_0 , C_1 , C_2 y el desplazamiento objetivo δ_i de la estructura para la dirección X y para cada peligro sísmico BSE-1E y BSE-2E.

Desplazamiento objetivo de la estructura en la dirección X	
Para peligro sísmico BSE-1E (Tr=225 años)	Para peligro sísmico BSE-2E (Tr=975 años)
<p>Co, de la tabla 7-5 de ASCE 41-17 Co = <input type="text" value="1.226"/></p> <p>C1, Calculado de la siguiente forma:</p> $U_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} \cdot C_m$ <p>Peso sísmico efectivo: W = <input type="text" value="872.017"/> tonf Cm, factor de masa efectiva de la tabla 7-4 de ASCE 41-17 Cm = <input type="text" value="0.9"/> Sa = <input type="text" value="0.563"/> g Vy = <input type="text" value="286.285"/> tonf Ustrength = <input type="text" value="1.543"/></p> <p>Te = <input type="text" value="0.889"/> seg a, factor de clase de sitio D,E y F a = <input type="text" value="60"/></p> $C_1 = 1 + \frac{U_{strength} - 1}{aT_e^2}$ <p>C1 = <input type="text" value="1.000"/> C1=1, Para Te>=(Ts=0.6s)</p> <p>C2, calculado mediante la siguiente formula</p> $C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{U_{strength} - 1}{T_e} \right)$ <p>C2 = <input type="text" value="1.000"/></p> <p>Desplazamiento objetivo</p> $\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$ <p>δt = <input type="text" value="0.136"/> m El analisis debe realizarse por lo menos el 150% del desplazamiento objetivo (7.4.3.2.1 ASCE 14-7) 1.5 δt = <input type="text" value="0.204"/> m</p>	<p>Co, de la tabla 7-5 de ASCE 41-17 Co = <input type="text" value="1.141"/></p> <p>C1, Calculado de la siguiente forma:</p> $U_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} \cdot C_m$ <p>Peso sísmico efectivo: W = <input type="text" value="872.017"/> tonf Cm, factor de masa efectiva de la tabla 7-4 de ASCE 41-17 Cm = <input type="text" value="0.9"/> Sa = <input type="text" value="0.947"/> g Vy = <input type="text" value="286.285"/> tonf Ustrength = <input type="text" value="2.597"/></p> <p>Te = <input type="text" value="0.889"/> seg a, factor de clase de sitio D,E y F a = <input type="text" value="60"/></p> $C_1 = 1 + \frac{U_{strength} - 1}{aT_e^2}$ <p>C1 = <input type="text" value="1.000"/> C1=1, Para Te>=(Ts=0.6s)</p> <p>C2, calculado mediante la siguiente formula</p> $C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{U_{strength} - 1}{T_e} \right)$ <p>C2 = <input type="text" value="1.004"/></p> <p>Desplazamiento objetivo</p> $\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$ <p>δt = <input type="text" value="0.213"/> m El analisis debe realizarse por lo menos el 150% del desplazamiento objetivo (7.4.3.2.1 ASCE 14-7) 1.5 δt = <input type="text" value="0.320"/> m</p>

Se resumen los desplazamientos objetivos determinados para la estructura original en la dirección X, para los dos peligros sísmicos BSE-1E BSE-2E.

Desplazamiento objetivo para peligro sísmico BSE-1E : $\delta_t = 0.136$ m

Desplazamiento objetivo para peligro sísmico BSE-2E : $\delta_t = 0.213$ m

Desplazamiento objetivo en la dirección Y

Para obtener la rigidez efectiva, se determinará la curva idealizada de la curva de capacidad en la dirección longitudinal, presentada en la figura 3.27, el cual fue determinado a partir de los siguientes datos:

Cortante efectivo de fluencia : $V_y = 399.684$ tonf

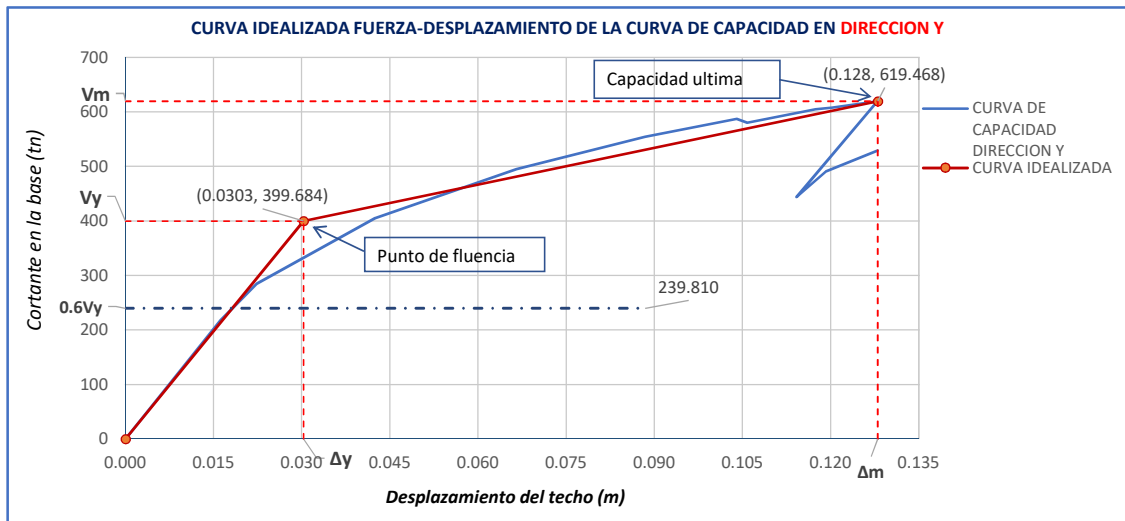
Desplazamiento efectivo de fluencia : $\Delta_y = 0.0303$ m

Cortante máximo : $V_m = 619.468$ tonf

Desplazamiento maximo : $\Delta_m = 0.128$ m

Cortante basal al 60% del cortante efectivo de fluencia : $(0.6V_y) = 239.810$ tonf

Figura 3.27: Curva idealizada fuerza-desplazamiento de la estructura original en la dirección Y



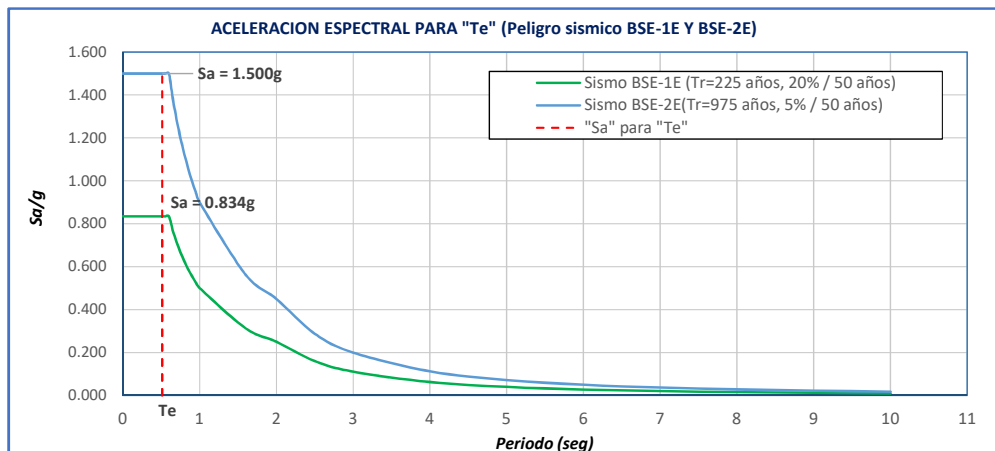
Una vez que se tiene la representación idealizada de la curva de capacidad en la dirección Y, se procede a realizar los cálculos para determinar el desplazamiento objetivo mediante el método de coeficiente de desplazamiento modificado.

Rigidez lateral efectivo	: $K_e = V_y / \Delta_y = 13190.894$ tonf
Cortante en el rango lineal	: $V_L = 217.982$ tonf
Desplazamiento en el rango lineal	: $\Delta_L = 0.016$ m
Rigidez lateral elastica	: $K_i = V_L / \Delta_L = 13451.498$ tonf
Periodo fundamental elástico	: $T_i = 0.5066$ segundos
Periodo fundamental efectivo	: $T_e = T_i \sqrt{K_i / K_e} = 0.512$ seg

Calcularemos la aceleración espectral S_a correspondiente al periodo fundamental efectivo T_e y para cada peligro sísmico.

En el gráfico 3.28 del espectro de aceleración elástico, se ingresa el valor del periodo fundamental efectivo T_e para la dirección Y y se encuentra la aceleración espectral S_a para cada peligro sísmico.

Figura 3.28: Aceleración espectral para T_e en la dirección Y



A continuación mostramos el proceso de cálculo de C_0 , C_1 , C_2 y el desplazamiento objetivo δ_t de la estructura para la dirección Y y para cada peligro sísmico BSE-1E y BSE-2E.

Desplazamiento objetivo de la estructura en la dirección Y	
Para peligro sísmico BSE-1E (Tr=225 años)	Para peligro sísmico BSE-2E (Tr=975 años)
<p>C_0, de la tabla 7-5 de ASCE 41-17 $C_0 = 1.136$</p> <p>C_1, Calculado de la siguiente forma:</p> $U_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} \cdot C_m$ <p>Peso sísmico efectivo: $W = 872.017$ tonf C_m, factor de masa efectiva de la tabla 7-4 de ASCE 41-17 $C_m = 0.9$ $S_a = 0.834$ g $V_y = 399.684$ tonf $U_{strength} = 1.638$</p> <p>$T_e = 0.512$ seg a, factor de clase de sitio D,E y F $a = 60$</p> $C_1 = 1 + \frac{U_{strength} - 1}{aT_e^2}$ <p>$C_1 = 1.041$ $C_1=1$, Para $T_e \geq (T_s=0.6s)$</p> <p>C_2, calculado mediante la siguiente formula</p> $C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{U_{strength} - 1}{T_e} \right)$ <p>$C_2 = 1.002$</p> <p>Desplazamiento objetivo</p> $\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$ <p>$\delta_t = 0.064$ m El análisis debe realizarse por lo menos el 150% del desplazamiento objetivo (7.4.3.2.1 ASCE 14-7) $1.5 \delta_t = 0.096$ m</p>	<p>C_0, de la tabla 7-5 de ASCE 41-17 $C_0 = 1.065$</p> <p>C_1, Calculado de la siguiente forma:</p> $U_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} \cdot C_m$ <p>Peso sísmico efectivo: $W = 872.017$ tonf C_m, factor de masa efectiva de la tabla 7-4 de ASCE 41-17 $C_m = 0.9$ $S_a = 1.500$ g $V_y = 399.684$ tonf $U_{strength} = 2.945$</p> <p>$T_e = 0.512$ seg a, factor de clase de sitio D,E y F $a = 60$</p> $C_1 = 1 + \frac{U_{strength} - 1}{aT_e^2}$ <p>$C_1 = 1.124$ $C_1=1$, Para $T_e \geq (T_s=0.6s)$</p> <p>C_2, calculado mediante la siguiente formula</p> $C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{U_{strength} - 1}{T_e} \right)$ <p>$C_2 = 1.018$</p> <p>Desplazamiento objetivo</p> $\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$ <p>$\delta_t = 0.119$ m El análisis debe realizarse por lo menos el 150% del desplazamiento objetivo (7.4.3.2.1 ASCE 14-7) $1.5 \delta_t = 0.178$ m</p>

Se resumen los desplazamientos objetivos determinado para la estructura original en la dirección Y, para los dos peligros sísmicos BSE-1E BSE-2E.

Desplazamiento objetivo para peligro sísmico BSE-1E : $\delta_t = 0.064$ m

Desplazamiento objetivo para peligro sísmico BSE-2E : $\delta_t = 0.119$ m

Resumen del desplazamiento objetivo para la estructura original

En la tabla 3.7 se presenta el desplazamiento objetivo en la dirección X e Y para los niveles de peligro sísmico BSE-1E y BSE-2E y sus parámetros de calculo.

Tabla 3.7: Resumen del desplazamiento objetivo para la estructura original

Parámetros	Dirección X		Dirección Y	
	BSE-1E	BSE-2E	BSE-1E	BSE-2E
Periodo fundamental efectivo (T_e, seg)	0.889	0.889	0.512	0.512
Aceleración espectral (S_a, g)	0.563	0.947	0.834	1.5
C_0	1.226	1.226	1.136	1.065
C_1	1.000	1.000	1.041	1.124
C_2	1.000	1.004	1.002	1.018
Desplazamiento objetivo (δ_t, m)	0.136	0.213	0.064	0.119
Desplazamiento objetivo ampliado ($1.5\delta_t, m$)	0.204	0.320	0.096	0.178

3.8.2.8. Desempeño estructural alcanzado y criterios de aceptación

Se determinará el nivel de desempeño alcanzado por los componentes estructurales en el punto del desplazamiento objetivo para los criterios de aceptación establecidos por el estándar ASCE/SEI 41-17 para cada componente según el tipo de acción analizado.

Se detallaran los defectos encontrados en los componentes de la estructura que no permitieron alcanzar el objetivo del desempeño planteado y se documentará los hallazgos para cada uno de los siguientes componentes estructurales: columnas, vigas, muros de albañilería y entrepiso. En la tabla 3.8 se muestran los componentes y las respectivas acciones que las controla, siendo evaluadas para determinar si estos cumplen con los criterios de aceptación.

Tabla 3.8: *Criterios de aceptación de los componentes estructurales*

Componentes	Acción	Tipo de acción	Criterio de aceptación
Viga	Rotación plástica	Controlada por deformación	Tabla 10-7 ASCE/SEI 41-17
Viga	Cortante	Controlada por fuerza	$\gamma\chi(V_{UF} - V_G) + V_G \leq V_{CL}$
Columna	Rotación plástica	Controlada por deformación	Tabla 10-8 ASCE/SEI 41-17
Columna	Cortante	Controlada por fuerza	$\gamma\chi(V_{UF} - V_G) + V_G \leq V_{CL}$
Muro de albañilería	Axial	Controlada por fuerza	Limites de aceptación del material
Entrepiso	Derivas	controlada por deformación	Tabla 10-20 ASCE/SEI 41-17 y NTP E.030 (2018)

Se va comparar la respuesta de la estructura en el punto de desplazamiento objetivo con los límites de aceptación de la tabla 3.8 y se evaluará el cumplimiento de los componentes estructurales con el nivel de desempeño estructural de ocupación inmediata (S-1) para la demanda sísmica BSE-1E y de seguridad de vida (S-3) para la demanda sísmica BSE-2E.

Es necesario precisar que el nivel de desempeño estructural para la ocupación inmediata será denotado como (S-1), la seguridad de vida como (S-3) y prevención colapso como (S-5), mientras los límites de aceptación de los componentes estructurales será denotado como (IO) para ocupación inmediata, (LS) para seguridad de vida y (CP) para prevención de colapso.

Dirección longitudinal de la estructura (eje X)

Para el desplazamiento objetivo de $\delta_t = 0.136m$, los componentes estructurales deben cumplir con los criterios de aceptación de ocupación inmediata (S-1) para el peligro sísmico BSE-1E (Tr=225 años) y para el desplazamiento objetivo de $\delta_t = 0.213m$ del peligro sísmico BSE-2E (Tr=975 años), no será posible evaluar, ya que la curva de capacidad no llega a alcanzar hasta dicho desplazamiento, lo cual indica que la estructura se colapsó antes de llegar al punto de desplazamiento objetivo.

Columnas

La evaluación sísmica de las columnas se basa en los criterios de aceptación de la tabla 10-8 del estándar ASCE/SEI 41-17 y se revisarán las acciones de flexión y cortante.

Al analizar la acción de rotación plástica en las columnas en el punto de desplazamiento objetivo y para la acción sísmica BSE-1E en la dirección X, el 50% de las columnas no cumplen con los límites de aceptación dadas en la tabla 10-8 del ASCE/SEI 41-17. Lo que indica que la demanda supera la resistencia a flexión de las columnas C-1.1 (25x40), C-2.1

(30x45), C-3 (25x40) y C-2.2 (30x40). Por lo tanto, el máximo nivel de desempeño alcanzado por las columnas es de **control de daños (S-2)**, el cual fue determinado tomando en cuenta el desempeño mas critico de las columnas, como se muestran en las gráficas 3.29 y 3.30.

En el **Anexo 5** se muestran los resultados completos de las rotaciones plásticas alcanzadas por las columnas.

Figura 3.29: Desempeño de las columnas C-1.1(25x40) y C-2.1(30x45) para BSE-1E (dir. X)

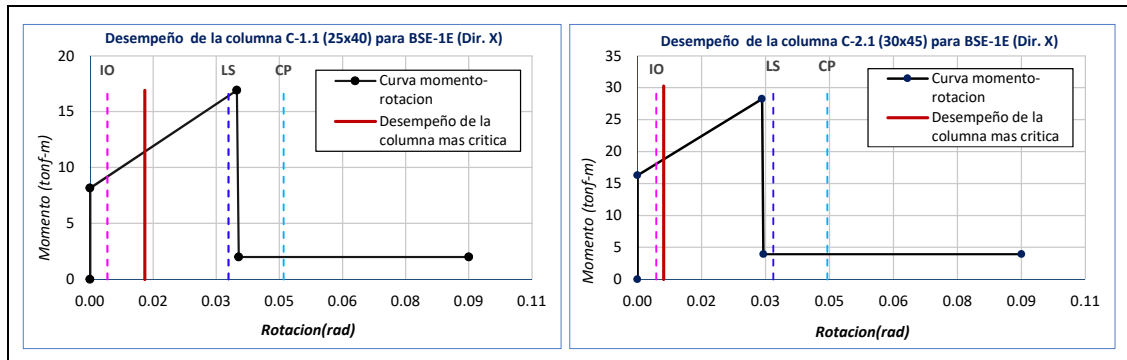
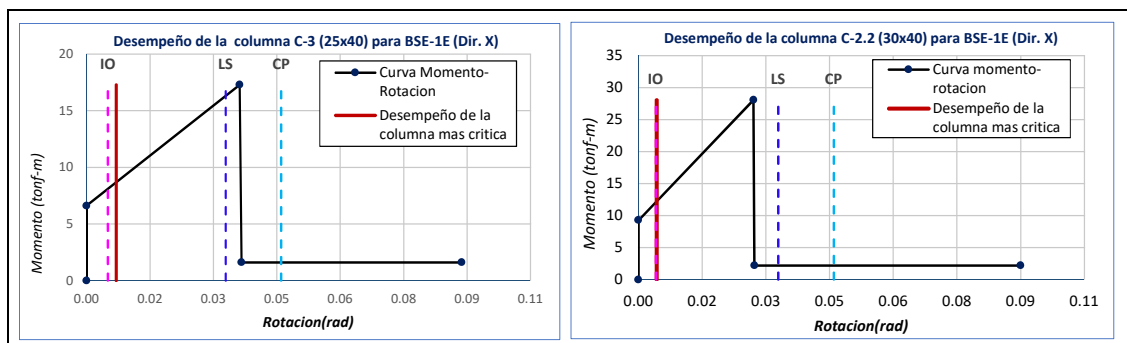


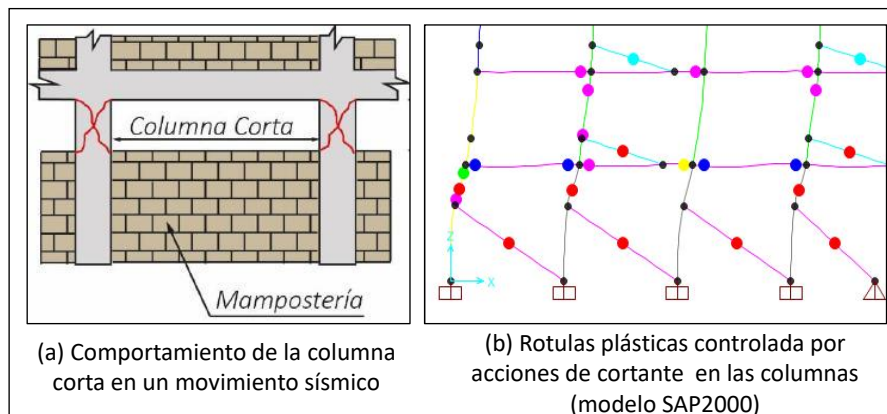
Figura 3.30: Desempeño de las columnas C-3(25x40) y C-2.2(30x40) para BSE-1E (dir. X)



La acción de cortante en las columnas es superado por la acción sísmica BSE-1E, por lo que no cumple con los límites de aceptación para el nivel de desempeño de ocupación inmediata(S-1) según la sección 7.6.3 del ASCE/SEI 41-17, este tipo de falla se le conoce como falla por columna corta según se presenta en la figura 3.31. El máximo nivel de desempeño alcanzado por las columnas controladas por fuerza es **mayor a prevención de colapso (S-5)**. En el **Anexo 5** se presenta los resultados del nivel de desempeño alcanzado por las columnas que incursionaron en el rango inelástico.

En el **Anexo 13** se muestra el calculo de cortante de la sección de la columna 30cm x 45cm y de 25cm x 40cm.

Figura 3.31: Efecto de la columna corta en la estructura original



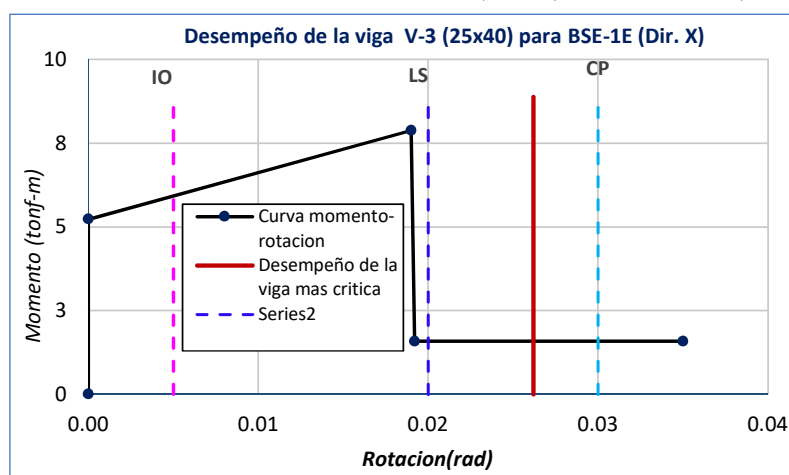
• Vigas

La evaluación sísmica de las vigas se basa en los límites de aceptación de la tabla 10-7 del estándar ASCE/SEI 41-17 y se revisarán las acciones de flexion y cortante.

La acción de flexion en vigas ante la demanda sísmica de BSE-1E, superaron el límite de aceptación establecidos en la tabla 10-7 del ASCE/SEI 41-17. Del total de vigas que incursionaron al rango inelástico en el punto de desplazamiento objetivo, el 60% no cumplen con los límites de aceptación y el máximo nivel de desempeño alcanzado por estas vigas es **Prevención de colapso (S-5)**, se presenta en la gráfica 3.32 el desempeño de la viga más crítica.

En el **Anexo 6** se presenta los resultados de las rotaciones plásticas alcanzadas por las vigas.

Figura 3.32: Desempeño de la viga V-3(25x40) para BSE-1E (dir. X)



La acción de cortante en vigas denominado como la resistencia nominal de la sección de viga (V_n) supera a la demanda de la fuerza cortante (V_u) generado por la acción sísmica BSE-1E, por lo que todas las vigas cumplen con el límite de aceptación de **ocupación inmediata (S-1)**.

En el **Anexo 6** se muestran los resultados completos de las acciones de cortante alcanzadas por las vigas.

☛ Muros de albañilería

La evaluación sísmica de los muros de albañilería se basa en el control del esfuerzo axial según los siguientes límites de aceptación, para ocupación inmediata $0.33f'_m$, para seguridad de vida $0.75f'_m$ y para prevención de colapso $0.9f'_m$.

Los muros de albañilería no cumplen con el criterio de aceptación de ocupación inmediata para la acción sísmica BSE-1E, quiere decir que ninguno de los muros se encuentran por debajo del 33% de f'_m . Los muros del primer y segundo piso fallan por aplastamiento, mientras los muros del tercer piso se mantienen en seguridad de vida y otros en prevención de colapso. Por lo tanto el máximo nivel de desempeño alcanzado por los muros de albañilería es **mayor a prevención de colapso (S-5)**.

En el **Anexo 7** se presentan los resultados del nivel de desempeño alcanzado por los muros de albañilería según los límites de aceptación mencionado anteriormente.

En el **Anexo 14** se muestra el proceso de cálculo para determinar la resistencia a compresión del puntal diagonal, el cual gobierna la resistencia de la rotula plástica.

Los muros de albañilería aportan a la estructura rigidez y resistencia inicial (en el rango elástico), pero a partir de que comienzan a fallar pierden significativamente su resistencia y rigidez, por lo que en el rango inelástico de la estructura los muros no aportan considerablemente para que la estructura alcance el nivel de desempeño. Por lo tanto, en la dirección X se considera los muros de albañilería como componentes secundarios según ASCE/SEI 41-17.

☛ Diafragmas de entrepiso

La revisión del diafragma de entrepiso fue realizado según los límites de aceptación de la tabla 10-20 del ASCE/SEI 41-17, siendo estos límites las derivas de entrepiso. En la tabla 3.9 se muestra la demanda de la derivas en cada uno de los entrepisos con la acción sísmica BSE-1E en la dirección X. La demanda de la deriva máxima en cada entrepiso resultó ser mayor al límite de aceptación. Por lo que el máximo nivel de desempeño alcanzado es **prevención de colapso (S-5)**

Tabla 3.9: Demanda de las derivas en el entrepiso para BSE-1E en la dirección X

Piso	Direcc.	Despl. max. (m)	Despl. Relat. (m)	Hi (m)	$\Delta i / H_i * 100$	Límite de aceptación (%)			Condición	
						IO	LS	CP		
piso 3	X	0.1306	0.0196	3.15	0.6%	0.4%	1.5%	2%	IO a LS	no cumple
piso 2	X	0.111	0.0484	3.15	1.5%	0.4%	1.5%	2%	LS	no cumple
piso 1	X	0.0626	0.0626	3.95	1.6%	0.4%	1.5%	2%	LS a CP	no cumple

Dirección Transversal de la estructura (eje Y)

Para el desplazamiento objetivo de $\delta_t = 0.064m$, los componentes estructurales deben cumplir con los criterios de aceptación de ocupación inmediata (S-1) para el peligro sísmico BSE-1E (Tr=225 años) y para el desplazamiento objetivo de $\delta_t = 0.119m$, los componentes estructurales deben cumplir con los criterios de aceptación de seguridad de vida (S-3) para el peligro sísmico BSE-2E (Tr=225 años).

☛ Columnas

La acción de flexión en columnas, para el peligro sísmico de BSE-1E no cumplen con

los límites de aceptación de ocupación inmediata, siendo el máximo nivel de desempeño alcanzado por estas columnas es de **control de daños (S-2)**, los cuales se presentan en la gráfica 3.33, las columnas que no cumplieron con el nivel de desempeño son los que se encuentran junto a los muros y en el primer piso.

Para el peligro sísmico de BSE-2E, no cumplen con los límites de aceptación de seguridad de vida, siendo el máximo nivel de desempeño alcanzado de **seguridad limitada (S-4)**, los cuales se presentan en la gráfica 3.34.

En el **Anexo 8** se presenta los resultados del nivel de desempeño alcanzado por las columnas que incurrieron en el rango inelástico para los dos peligros sísmicos.

La acción de cortante en columnas en esta dirección y para el peligro sísmico BSE-1E y BSE-2E no incurrieron en el rango inelástico, por lo tanto, cumplen con el nivel de desempeño de ocupación inmediata (S-1) y seguridad de vida (S-3) respectivamente.

Figura 3.33: Desempeño de las columnas para BSE-1E (dirección Y)

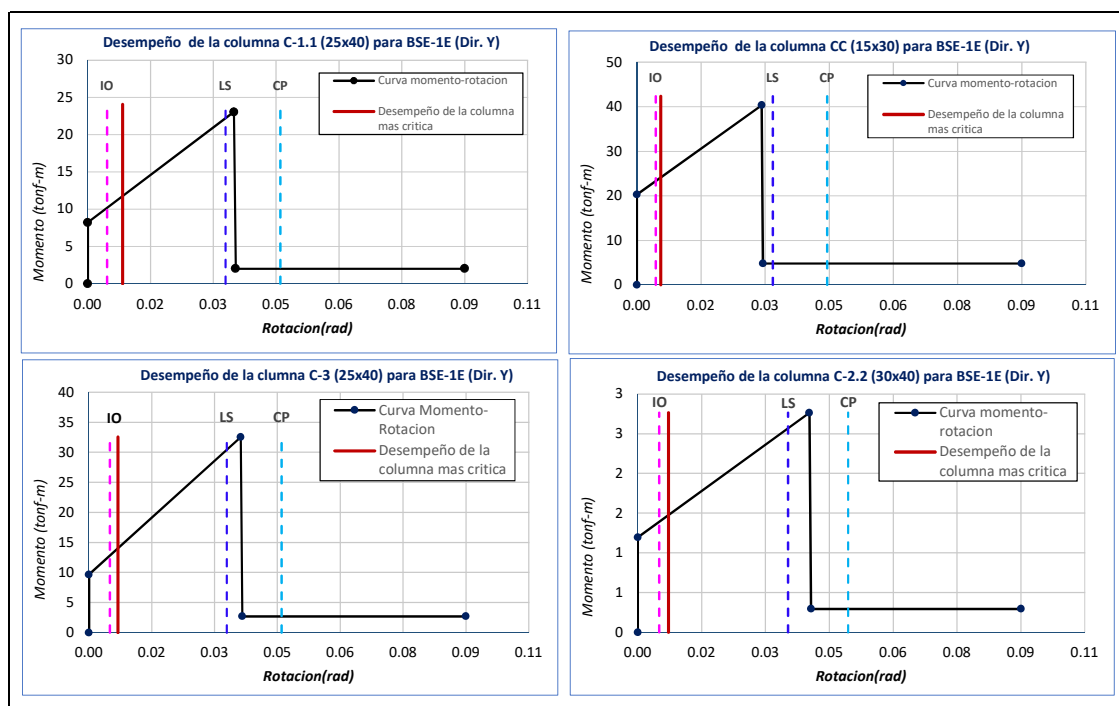
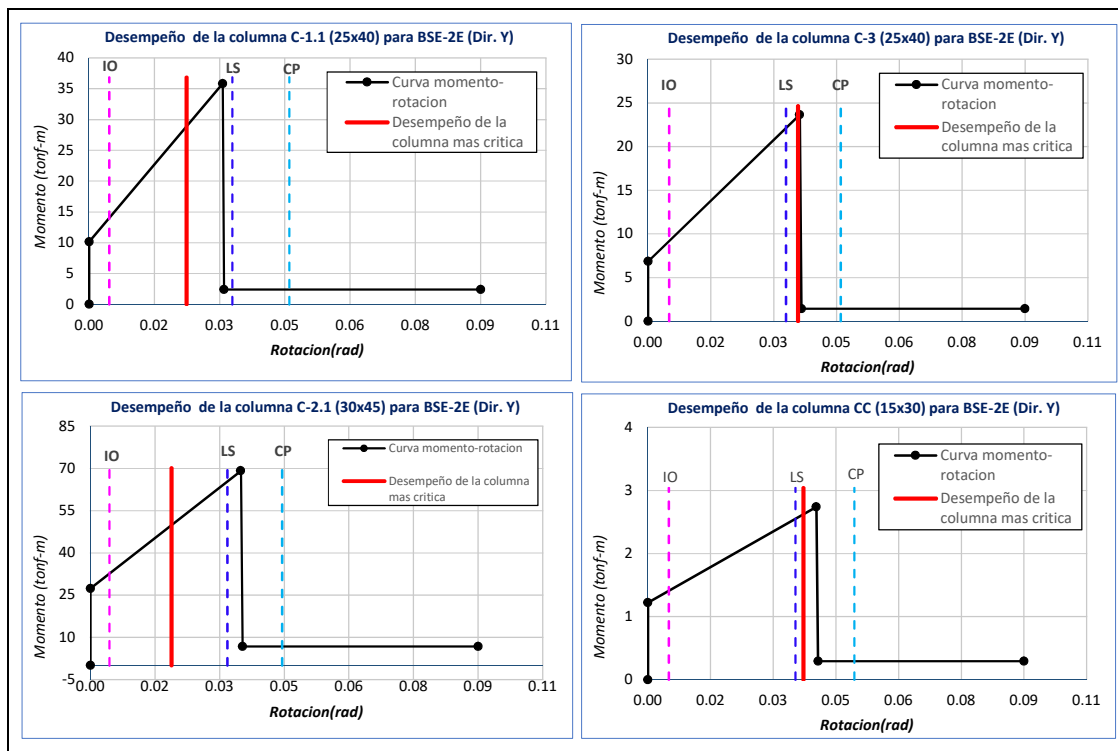


Figura 3.34: Desempeño de las columnas para BSE-E (dirección Y)



🔧 Vigas

La acción de flexión en vigas, para el peligro sísmico de BSE-1E cumplen con los límites de aceptación de ocupación inmediata (S-1), las vigas que incursionaron en el rango inelástico se presentan en la tabla 3.10 y la gráfica 3.35 muestra la viga con mayor desempeño.

Tabla 3.10: Desempeño a flexión de las vigas en dirección Y para BSE-1E

Tipo de viga	Codigo	Ubicación	Nivel	Rotacion plastica (rad) para el δ_t de la demanda BSE-1E	Criterio de Aceptacion (rad)			Estado de la rotula	Condicion
					IO	LS	CP		
V-2.1(25x50)	V8H1	Eje 1 entre A y B	1	0.0033	0.010	0.025	0.05	< IO	cumple
V-2.1(25x50)	V12H1	Eje 5 entre A y B	1	0.0043	0.010	0.025	0.05	< IO	cumple
V-2.1(25x50)	V15H1	Eje 9 entre A y B	1	0.0036	0.010	0.025	0.05	< IO	cumple

Para el peligro sísmico de BSE-2E, también cumplen con los límites de aceptación de seguridad de vida (S-3), los cuales se presentan en las gráfica 3.35.

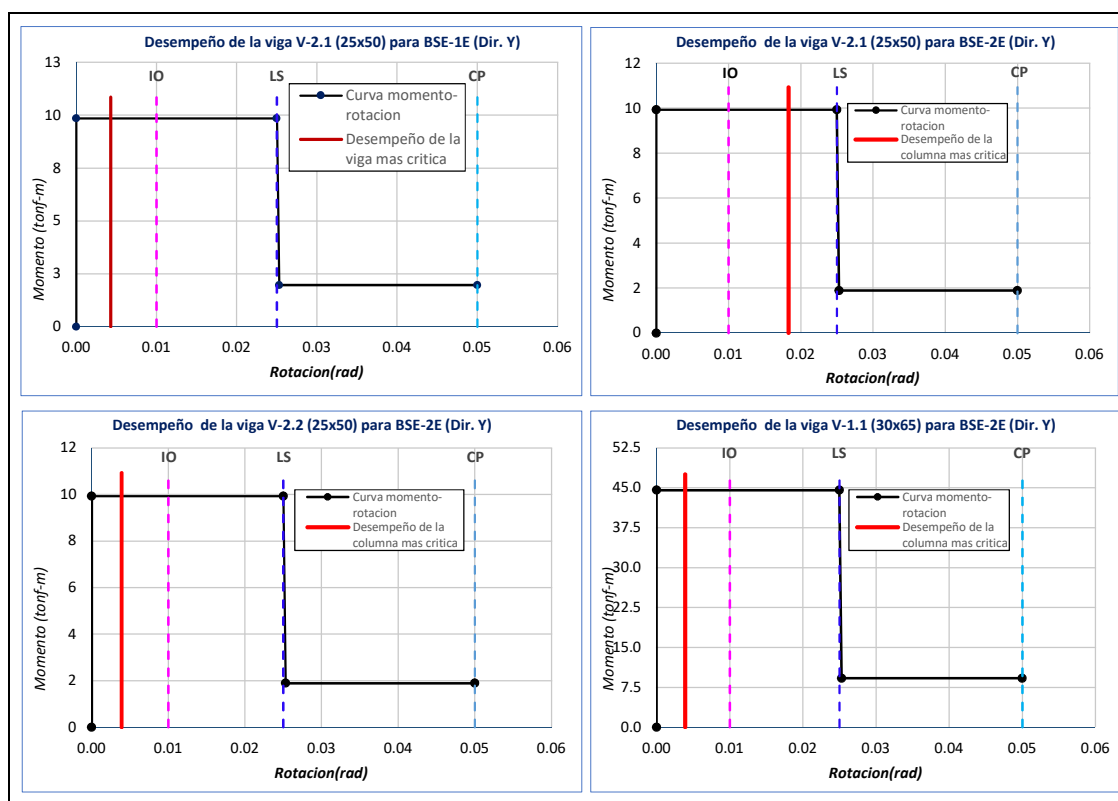
En la tabla 3.11 se muestran los resultados completos del nivel de desempeño alcanzado por las vigas que incursionaron en el rango inelástico para el peligro sísmico BSE-2E.

La acción de cortante en vigas, para los peligros sísmicos BSE-1E y BSE-2E no se mostraron rotulas plásticas, por lo tanto, cumplen con el nivel de desempeño de ocupación inmediata (S-1) y seguridad de vida (S-3)

Tabla 3.11: Desempeño a flexion de las vigas en dirección Y para BSE-2E

Tipo de viga	Codigo	Ubicación	Nivel	Rotacion plastica (rad) para el δ_t de la demanda BSE-1E	Criterio de Aceptacion (rad)			Estado de la rotula	Condición
					IO	LS	CP		
V-2.1(25x50)	V8H1	Eje 1 entre A y B	1	0.0183	0.010	0.025	0.05	IO a LS	cumple
V-2.2(25x50)	V105H1	Eje 1 entre B y C	1	0.0075	0.010	0.025	0.05	< IO	cumple
V-1.1(30x65)	V2H1	Eje 2 entre A y C	1	0.0039	0.010	0.025	0.05	< IO	cumple
V-1.1(30x65)	V3H1	Eje 3 entre A y C	1	0.0022	0.010	0.025	0.05	< IO	cumple
V-1.1(30x65)	V4H1	Eje 4 entre A y C	1	0.0014	0.010	0.025	0.05	< IO	cumple
V-2.1(25x50)	V12H1	Eje 5 entre A y B	1	0.0145	0.010	0.025	0.05	IO a LS	cumple
V-2.2(25x50)	V119H1	Eje 5 entre B y C	1	0.0065	0.010	0.025	0.05	< IO	cumple
V-1.1(30x65)	V5H1	Eje 6 entre A y C	1	0.0019	0.010	0.025	0.05	< IO	cumple
V-1.1(30x65)	V6H1	Eje 7 entre A y C	1	0.0015	0.010	0.025	0.05	< IO	cumple
V-2.1(25x50)	V15H1	Eje 9 entre A y B	1	0.0089	0.010	0.025	0.05	< IO	cumple
V-2.2(25x50)	V106H1	Eje 9 entre B y C	1	0.0024	0.010	0.025	0.05	< IO	cumple

Figura 3.35: Desempeño de las vigas para BSE-1E BSE-2E (dirección Y)



➤ Muros de albañilería

El esfuerzo axial en muros de albañilería superan el limite de aceptación de ocupación

inmediata para el peligro sísmico BSE-1E, el gran porcentaje de los muros de soga y cabeza del primer y segundo piso llegan a fallar por aplastamiento, mientras los muros del tercer piso se mantienen en seguridad de vida. Por lo tanto el máximo nivel de desempeño alcanzado por los muros de albañilería es **mayor a prevención de colapso (S-5)**.

Para el peligro sísmico BSE-2E casi todos los muros de albañilería llegan a colapsar, por lo que no cumplen con los límites de aceptación de seguridad de vida (S-5).

En el **Anexo 9** se muestran los resultados completos del nivel de desempeño alcanzado por los muros de albañilería según los límites de aceptación .

Los muros de albañilería aportan a la estructura rigidez y resistencia inicial (en el rango elástico), pero a partir de que comienzan a fallar pierden significativamente su resistencia y rigidez, lo que indica la pérdida de aporte en el desempeño de la estructura en el rango inelástico. Por lo tanto, en la dirección Y se considera los muros de albañilería como componentes secundarios según ASCE/SEI 41-17.

☛ Diafragmas de entrepiso

Para el peligro sísmico BSE-1E, la máxima deriva alcanzado por el diafragma de entrepiso de la estructura supera los límites de aceptación de la tabla 10-20 del ASCE/SEI 41-17, alcanzando un nivel de desempeño de **seguridad de vida (S-3)**, el cual se muestra en la tabla 3.12.

Tabla 3.12: Demanda de las derivas en el entrepiso para BSE-1E en la dirección X

Piso	Direcc.	Max. Despl. (m)	Despl. Relat. (m)	Hi (m)	$\Delta_i / H_i * 100$	Criterio de aceptación (%)			Estado de la rotula	condición
						IO	LS	CP		
piso 3	Y	0.0665	0.0041	3.15	0.1%	0.4%	1.5%	2%	< IO	cumple
piso 2	Y	0.0624	0.0131	3.15	0.4%	0.4%	1.5%	2%	IO	cumple
piso 1	Y	0.0493	0.0493	3.95	1.2%	0.4%	1.5%	2%	IO a LS	no cumple

Para el peligro sísmico BSE-2E , la máxima deriva alcanzado por el diafragma de entrepiso de la estructura supera los límites de aceptación, alcanzando un nivel de desempeño de **mayor a prevención de colapso (S-5)**, el cual se muestra en la tabla 3.13.

Tabla 3.13: Demanda de las derivas en el entrepiso para BSE-1+2E en la dirección X

Piso	Direcc.	Despl. Max (m)	Despl. Relativa (m)	Hi (m)	$\Delta_i / H_i * 100$	Criterio de aceptación (%)			Estado de la rotula	Condición
						IO	LS	CP		
piso 3	Y	0.120	0.006	3.15	0.2%	0.4%	1.5%	2%	< IO	cumple
piso 2	Y	0.114	0.022	3.15	0.7%	0.4%	1.5%	2%	IO a LS	cumple
piso 1	Y	0.092	0.092	3.95	2.3%	0.4%	1.5%	2%	> CP	no cumple

3.8.3. Reforzamiento estructural y desempeño sísmico

El pabellón I es parte de las edificaciones que tienen la misma arquitectura que los otros edificaciones construidas en esos tiempos, por lo que se tomara en cuenta en el reforzamiento sísmico que los elementos estructurales nuevos generen en lo posible menos cambios en la

arquitectura, y ser menos invasivos para no afectar en el funcionamiento normal. El reforzamiento sísmico planteado para la edificación permitirá alcanzar el objetivo de desempeño propuesto y proteger la vida de los estudiantes, docentes y administrativos que alberga la edificación. Con base en los hallazgos obtenidos en el proceso de evaluación sísmica se procederá al reforzamiento sísmico.

3.8.3.1. Objetivos de desempeño de la estructura reforzada

Al igual que el objetivo de desempeño indicado para la evaluación sísmica en la sección 3.8.2.3, el objetivo de desempeño sísmico propuesto para el reforzamiento sísmico de la estructura es el siguiente: la estructura debe cumplir con el nivel de desempeño estructural de ocupación inmediata (S-1) ante la ocurrencia de un sismo BSE-1E ($T_r=225$ años) y cumplir con el nivel de desempeño de seguridad de vida (S-3) ante la ocurrencia de un sismo BSE-2E ($T_r=975$ años).

3.8.3.2. Estrategias de reforzamiento sísmico

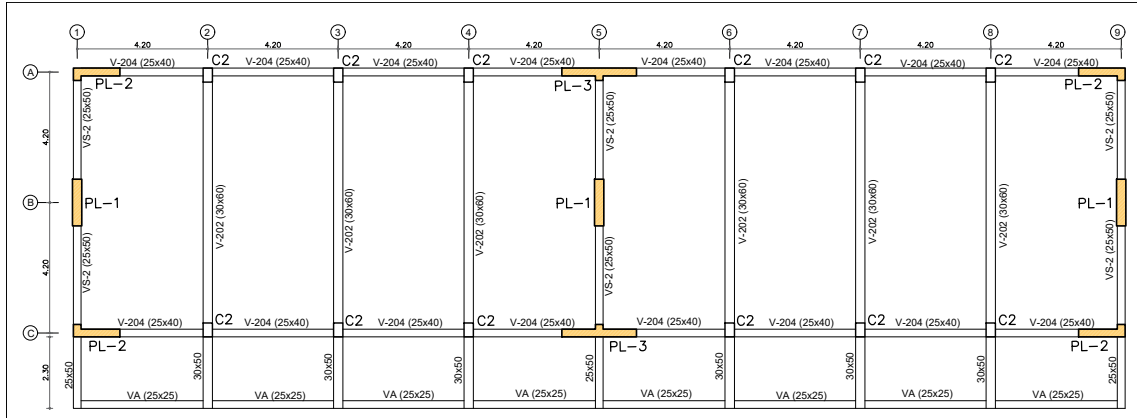
El reforzamiento propuesto en esta investigación esta basada en las estrategias indicadas en el marco teórico, concretamente en los siguientes medidas de reforzamiento:

- Incremento de rigidez y resistencia global de la estructura
- Modificación local de los componentes

Incremento de rigidez y resistencia global de la estructura

Según la evaluación sísmica realizada a la estructura original en la sección 3.8.2.4 se ha concluido que la estructura es muy flexible en la dirección X (dirección longitudinal) y no cumple con los límites de deriva de la NTP E.030 y en la sección 3.8.2.8 se ha verificado que no cumple con ninguno de los niveles de desempeño propuesto para esta edificación de categoría esencial. Para que la estructura sea menos flexible, se va incrementar la rigidez y la resistencia en la dirección X y de este modo se incrementará el nivel de desempeño, reduciendo en las columnas existentes la demandas de flexión y cortante. Para evitar la falla por cortante en las columnas (falla por columna corta), se aislará los muros bajos en los ejes A y C. En la siguiente figura 3.36 se presenta la ubicación de los muros estructurales de concreto armado.

Figura 3.36: Ubicación de los muros estructurales de concreto armado



Se incrementará la rigidez y resistencia de la estructura agregando muros estructurales de concreto armado en la dirección X (ejes A y C) y en la dirección Y (ejes 1, 5 y 9). En la dirección X las columnas existentes en el eje 1, 5 y 9 formarán parte de este elemento estructural convirtiéndose en un elemento de borde, los planos constructivos se presentan en las siguientes figuras 3.37 y 3.38:

Figura 3.37: Muro estructural de concreto armado PL-2 (dirección X)

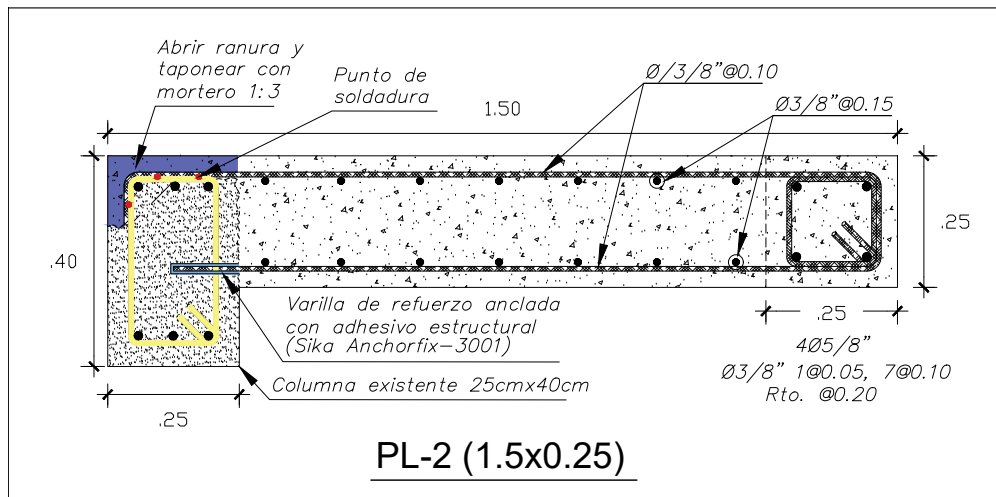
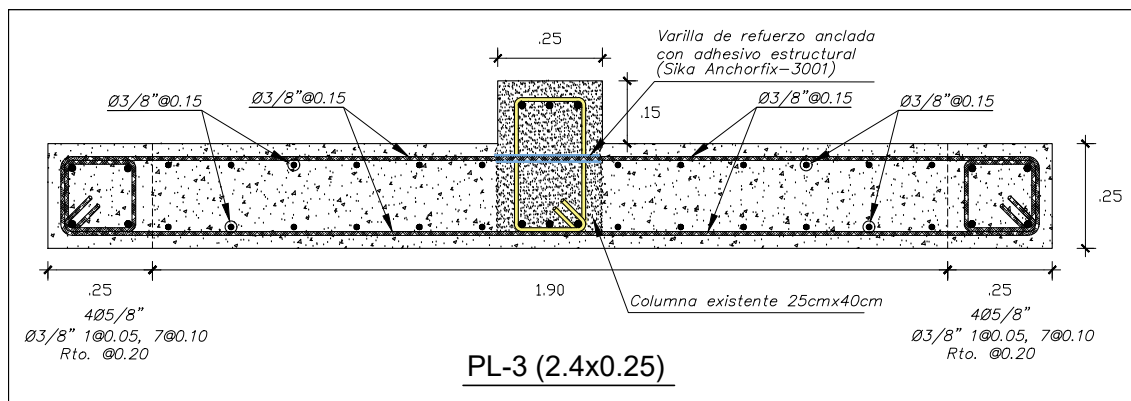
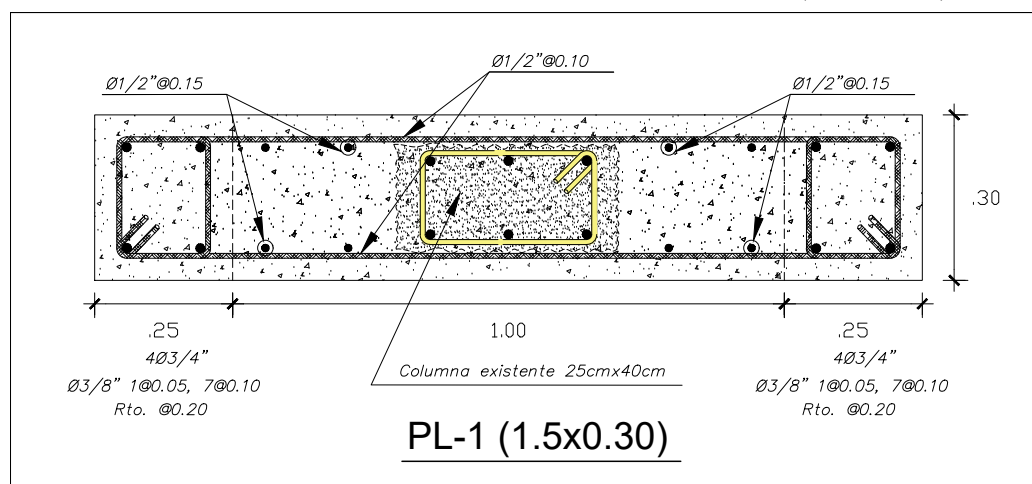


Figura 3.38: Muro estructural de concreto armado PL-3 (dirección X)



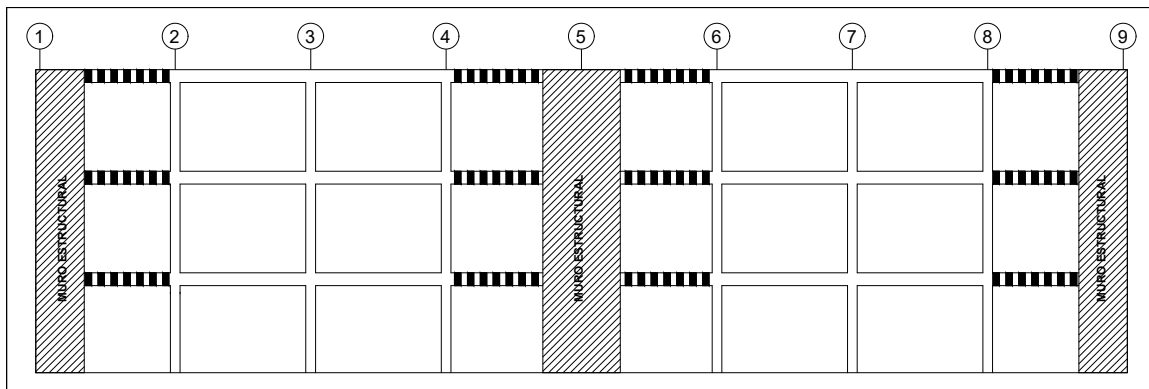
En la dirección Y también es necesario incrementar la resistencia y rigidez para cumplir con el desempeño propuesto por ASCE/SEI 41-17 y cumplir con las derivas de la NTP E.030; las columnas existentes en la intersección entre el eje B y los ejes 1,5 y 9 formaran parte del muro estructural de concreto armado, los planos constructivos para esta dirección Y se presentan en la siguiente figura 3.39.

Figura 3.39: Muro estructural de concreto armado PL-3 (dirección Y)

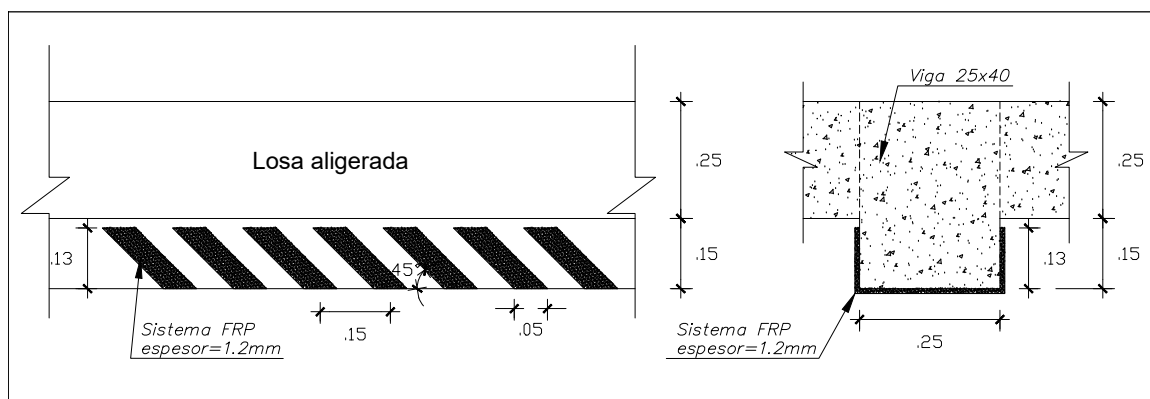


Modificación local de los componentes

Al agregar los muros estructurales de concreto armado en el eje A y C, se ha generado mayores demandas de cortante en las vigas del mismo eje, que superan ligeramente la resistencia al cortante de estas vigas. En este caso se propone aumentar localmente la resistencia a cortante, envolviendo parcialmente con el sistema FRP (polímero reforzado con fibra de vidrio) con una orientación de 45 grados de la fibra, la envoltura sera en forma de U, cubriendo los tres lados de la viga. Las vigas a reforzar con el sistema FRP se encuentra en el eje A y C entre los ejes 1 y 2, 4 y 5, 5 y 6, 8 y 9, desde el primer piso hasta el tercer piso. La ubicación de estas vigas que se propone reforzar con el sistema FRP se encuentran en la siguiente figura 3.40.

Figura 3.40: ubicación de las vigas a reforzar con el sistema FRP (dirección X)

El detalle de la orientación y las dimensiones del sistema FRP para reforzar estas vigas antes mencionadas se encuentran en la siguiente figura 3.41. En el **Anexo 10** se encuentra el cálculo de reforzamiento a cortante de vigas mediante el sistema FRP.

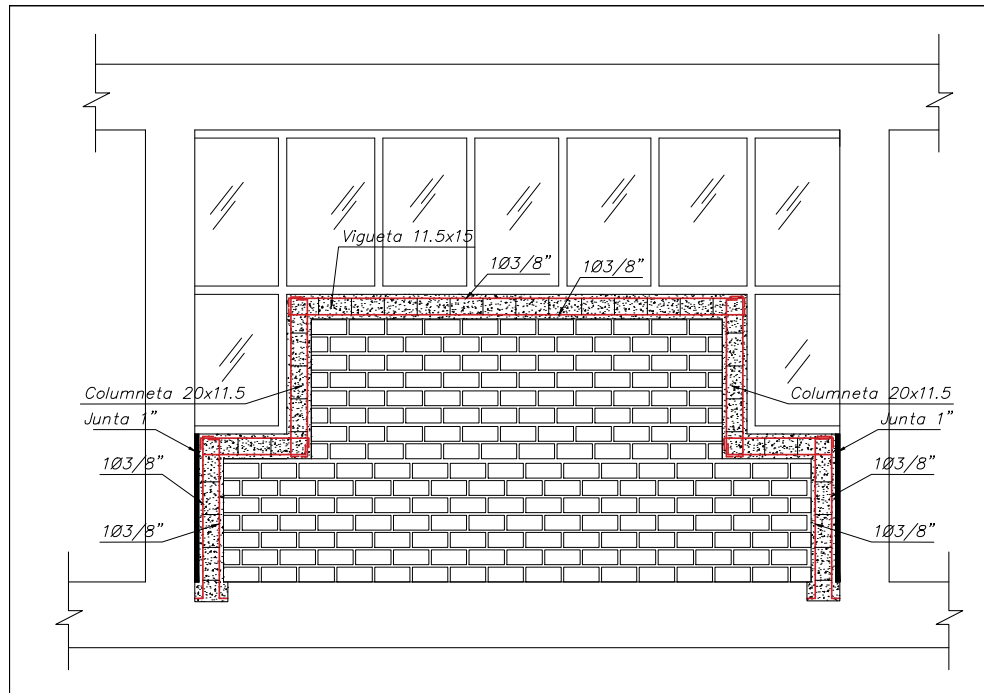
Figura 3.41: Detalle del refuerzo de la viga con sistema FRP

En la dirección transversal de la estructura (dirección Y), los muros de albañilería de los ejes 1, 5 y 9 no alcanzan el nivel de desempeño de ocupación inmediata (S-1) ante el peligro sísmico BSE-1E ($T_r=225$ años), quiere decir que la demanda de compresión axial en los muros del eje 1, 5 y 9 superan ligeramente la resistencia a compresión de estos muros de albañilería. Por lo tanto, para cumplir con el nivel de desempeño de ocupación inmediata se requiere reforzar mediante el encamisado de muro con mallas electrosoldadas incrementando de tal forma la rigidez y resistencia del muro de albañilería, basándonos en los resultados obtenidos en la investigación experimental de (San Bartolome and Castro Moran, 2011). El cálculo realizado para el control del esfuerzo a compresión del muro reforzado con malla electrosoldadas se encuentra en el **Anexo 15**.

Por otro lado, los muros de albañilería de aparejo de soga de espesor de 11.50 cm ubicados en los ejes 3 y 7 de la dirección Y, deben ser aislados de las columnas, al igual que los

muros bajos que se encuentran en los ejes A y C, debido que estos muros de albañilería a pesar de haber agregado los muros estructurales de concreto armado a la estructura, hacen que se genere mayor demanda de cortante en las columnas y no alcanzan su nivel de desempeño de ocupación inmediata (S-1). El detalle de aislamiento de estos muros de albañilería se muestran en la figura 3.42.

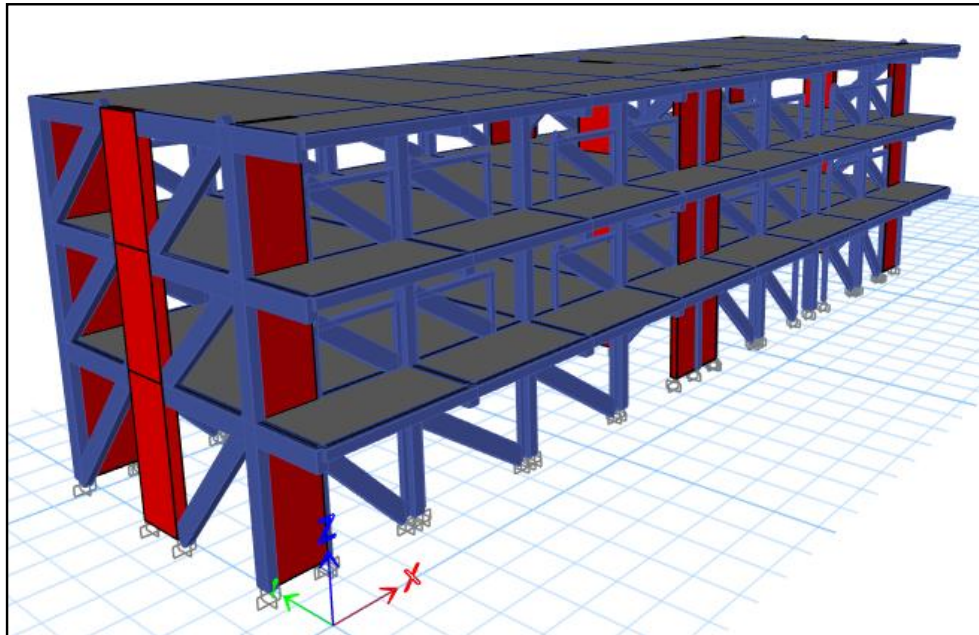
Figura 3.42: Detalle de aislamiento de tabaquería



3.8.3.3. Verificación de la estructura reforzada con la NTP E.030

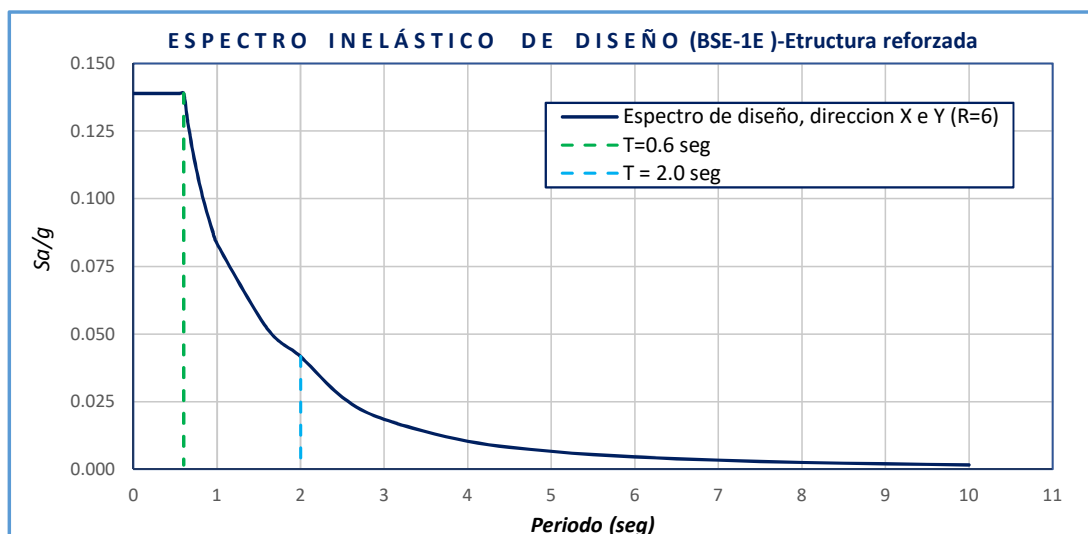
Modelamiento con Etabs V20

El modelamiento de la estructura reforzada se ha realizado a través del software Etabs V20, las propiedades de los materiales y la rigidez efectiva en los componentes estructurales como vigas, columnas, muros de albañilería y muro estructural de concreto armado fueron los mismos utilizados para modelar la estructura original, se le asignó brazos rígidos al 75% de rigidez, los muros de albañilería siguieron siendo modelados como puntal diagonal equivalente, los muros de la dirección X (eje A y C) fueron modelados como tabaquería aislado de las columnas. En la figura se muestra el modelo de la estructura reforzada en Etabs V20.

Figura 3.43: Modelo estructural de la edificación reforzada

Espectro inelástico de diseño

El espectro de diseño utilizado para el análisis dinámico lineal corresponde al peligro sísmico reducido BSE-1E (tiempo de retorno 225 años, con una probabilidad de excedencia de 20% en 50 años) presentado en la figura 3.44. Calculado con los parámetros utilizados en el análisis de la estructura original; a excepción del coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas, para la dirección X ($R=6$) y en la dirección Y ($R=6$) determinados según el artículo 16 de la NTP E.030 (2018).

Figura 3.44: Espectro inelástico de diseño para la estructura reforzada

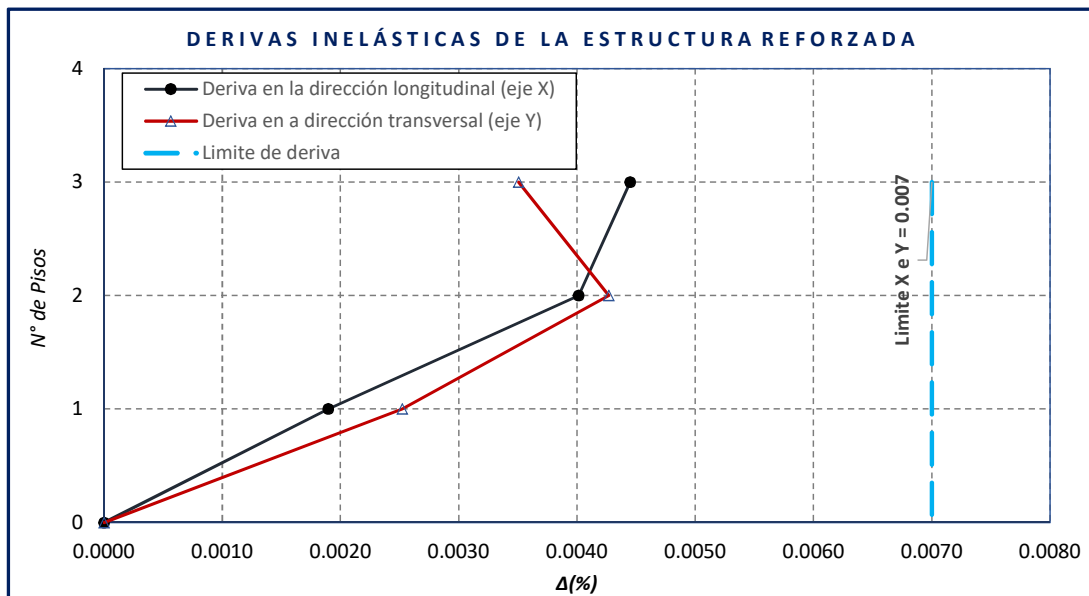
Periodos y desplazamientos laterales

Los desplazamientos relativos de entrepiso determinados a través del software Etabs V20

en la dirección X y dirección Y, fueron verificados con el limite de deriva establecido en la tabla 11 de la NTP E.030 (2018) como se presenta en la figura 3.45. Los resultados de periodos y derivas se resumen de la forma siguiente:

- Periodo en dirección longitudinal = 0.3862 segundos
- Periodo en dirección transversal = 0.3759 segundos
- Deriva en dirección longitudinal = 0.0044 segundos (cumple con la NTP E.030)
- Deriva en dirección transversal = 0.0043 segundos (cumple con la NTP E.030)

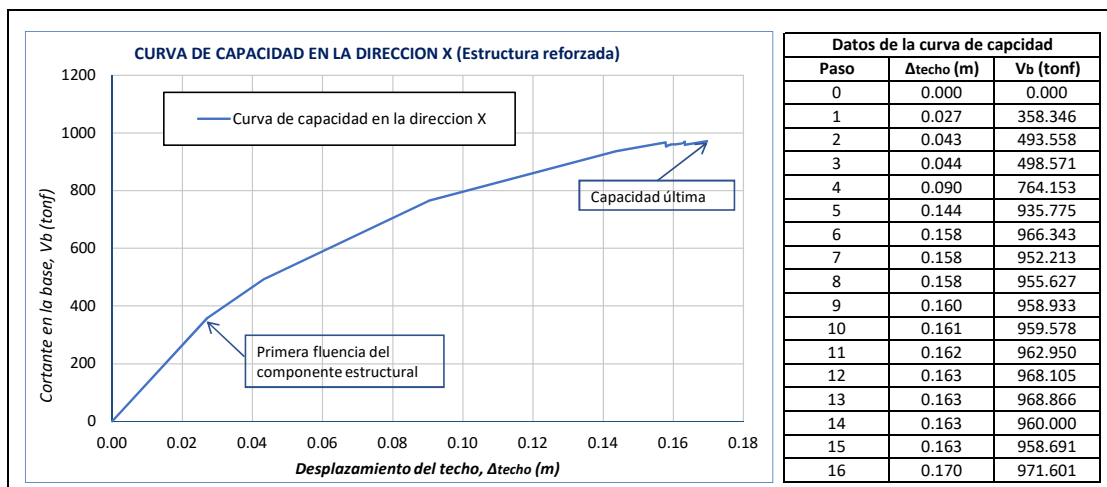
Figura 3.45: Derivas inelásticas de la estructura reforzada



3.8.3.4. Curva de capacidad de la estructura reforzada

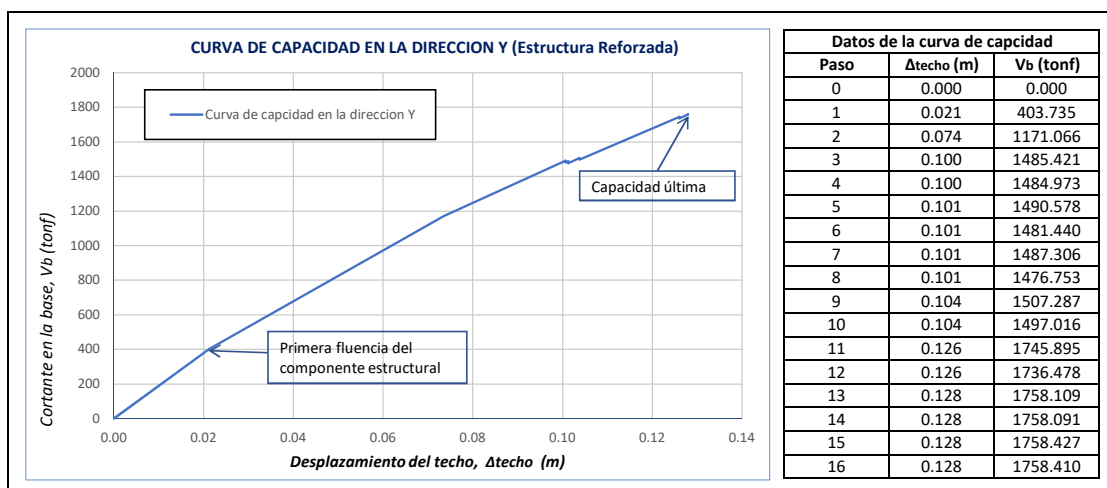
Los resultados obtenidos mediante el análisis pushover en el software Etabs V20 son expresados en términos de cortante basal y desplazamiento del techo que forman la curva de capacidad ($V_b - \Delta_{techo}$) de la estructura reforzada. En la figura 3.46 se presenta la curva de capacidad para la dirección X y en la figura 3.47 se presenta la curva de capacidad para la dirección Y.

Figura 3.46: Curva de capacidad de la estructura reforzada en la dirección X



La curva de capacidad de la estructura reforzada en la dirección X presentada en la figura 3.46, se puede observar que la estructura tiene una buena capacidad de deformación, el cual se debe a la incorporación de los muros estructurales. Por lo tanto, la estructura tiene un comportamiento dúctil.

Figura 3.47: Curva de capacidad de la estructura reforzada en la dirección Y



La curva de capacidad de la estructura reforzada en la dirección Y presentada en la figura 3.47, indica la buena capacidad de resistencia y rigidez, sin embargo presenta una falla frágil, por la presencia de los muros de albañilería. Por lo tanto, la estructura tiene un comportamiento frágil.

3.8.3.5. Desplazamiento objetivo de la estructura reforzada

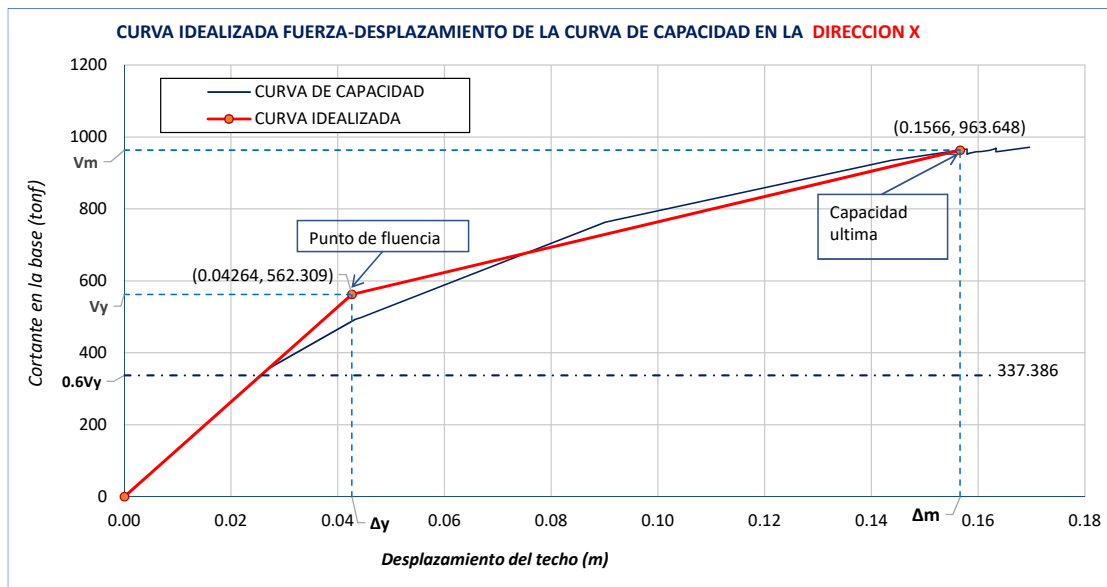
A través del método de coeficiente de desplazamiento modificado se determinará el desplazamiento objetivo de la estructura reforzada para los peligros sísmicos BSE-1E ($T_r=225$ años) y BSE-2E ($T_r=975$ años).

Desplazamiento objetivo en dirección X

A partir de la curva de capacidad se determinará la curva idealizada con los siguientes datos obtenidos desde el software Etabs.

Cortante efectivo de fluencia	:	$V_y = 562.309$ tonf
Desplazamiento efectivo de fluencia	:	$\Delta_y = 0.0426$ m
Cortante máximo	:	$V_m = 963.648$ tonf
Desplazamiento máximo	:	$\Delta_m = 0.157$ m
Cortante basal al 60% del cortante efectivo de fluencia	:	$(0.6V_y) = 337.386$ tonf

Figura 3.48: Curva idealizada fuerza-desplazamiento de la estructura reforzada en la dirección X



Una vez que se tiene la representación idealizada de la curva de capacidad en la dirección X, se procede a realizar los cálculos para determinar el desplazamiento objetivo mediante el método de coeficiente de desplazamiento modificado.

Rigidez lateral efectivo	: $K_e = V_y/\Delta_y = 13187.366$ tonf
Cortante en el rango lineal	: $V_L = 358.346$ tonf
Desplazamiento en el rango lineal	: $\Delta_L = 0.027$ m
Rigidez lateral elastica	: $K_i = V_L/\Delta_L = 13187.08$ tonf
Periodo fundamental elástico	: $T_i = 0.386$ segundos
Periodo fundamental efectivo	: $T_e = T_i\sqrt{K_i/K_e} = 0.386$ seg
S_a par BSE-1E	: 0.834g
S_a par BSE-2E	: 1.50g

A continuación se presenta el proceso de calculo de C_0 , C_1 , C_2 y el desplazamiento objetivo δ_t de la estructura para la dirección X y para cada peligro sísmico BSE-1E y BSE-2E.

Para peligro sísmico BSE-1E (Tr=225 años)	Para peligro sísmico BSE-2E (Tr=975 años)												
<p>Co, de la tabla 7-5 de ASCE 41-17 Co = <input type="text" value="1.30"/></p> <p>C1, Calculado de la siguiente forma:</p> $U_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} \cdot C_m$ <p>Peso sísmico efectivo: W = <input type="text" value="924.540"/> tn-f</p> <p>Cm, factor de masa efectiva de la tabla 7-4 de ASCE 41-17</p> <table border="1"> <tr><td>Cm =</td><td><input type="text" value="0.8"/></td></tr> <tr><td>Sa =</td><td><input type="text" value="0.834"/> g</td></tr> <tr><td>Vy =</td><td><input type="text" value="562.309"/> tn</td></tr> </table> <p>Ustrength = <input type="text" value="1.097"/></p> <p>Te = <input type="text" value="0.386"/> seg</p> <p>a, factor de clase de sitio D,E y F a = <input type="text" value="60"/></p> $U_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} \cdot C_m$ <p>C1 = <input type="text" value="1.011"/> C1=1, Para Te>=(Ts=0.6s)</p> <p>C2, calculado mediante la siguiente formula</p> $C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{U_{strength} - 1}{T_e} \right)$ <p>C2 = <input type="text" value="1.000"/></p> <p>Desplazamiento objetivo para peligro sísmico BSE-1E</p> $\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$ <p>$\delta_t =$ <input type="text" value="0.0406"/> m</p> <p>El analisis debe realizarse por lo menos el 150% del desplazamiento objetivo (7.4.3.2.1 ASCE 14-7)</p> <p>1.5 $\delta_t =$ <input type="text" value="0.061"/> m</p>	Cm =	<input type="text" value="0.8"/>	Sa =	<input type="text" value="0.834"/> g	Vy =	<input type="text" value="562.309"/> tn	<p>Co, de la tabla 7-5 de ASCE 41-17 Co = <input type="text" value="1.3"/></p> <p>C1, Calculado de la siguiente forma:</p> $U_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} \cdot C_m$ <p>Peso sísmico efectivo: W = <input type="text" value="924.540"/> tn-f</p> <p>Cm, factor de masa efectiva de la tabla 7-4 de ASCE 41-17</p> <table border="1"> <tr><td>Cm =</td><td><input type="text" value="0.8"/></td></tr> <tr><td>Sa =</td><td><input type="text" value="1.500"/> g</td></tr> <tr><td>Vy =</td><td><input type="text" value="562.309"/> tn</td></tr> </table> <p>Ustrength = <input type="text" value="1.973"/></p> <p>Te = <input type="text" value="0.386"/> seg</p> <p>a, factor de clase de sitio D,E y F a = <input type="text" value="60"/></p> $U_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} \cdot C_m$ <p>C1 = <input type="text" value="1.109"/> C1=1, Para Te>=(Ts=0.6s)</p> <p>C2, calculado mediante la siguiente formula</p> $C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{U_{strength} - 1}{T_e} \right)$ <p>C2 = <input type="text" value="1.008"/></p> <p>Desplazamiento objetivo para peligro sísmico BSE-2E</p> $\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$ <p>$\delta_t =$ <input type="text" value="0.094"/> m</p> <p>El analisis debe realizarse por lo menos el 150% del desplazamiento objetivo (7.4.3.2.1 ASCE 14-7)</p> <p>1.5 $\delta_t =$ <input type="text" value="0.141"/> m</p>	Cm =	<input type="text" value="0.8"/>	Sa =	<input type="text" value="1.500"/> g	Vy =	<input type="text" value="562.309"/> tn
Cm =	<input type="text" value="0.8"/>												
Sa =	<input type="text" value="0.834"/> g												
Vy =	<input type="text" value="562.309"/> tn												
Cm =	<input type="text" value="0.8"/>												
Sa =	<input type="text" value="1.500"/> g												
Vy =	<input type="text" value="562.309"/> tn												

Se resumen los desplazamientos objetivos para la estructura reforzada en la dirección X.

Desplazamiento objetivo para peligro sísmico BSE-1E : $\delta_t = 0.061$ m

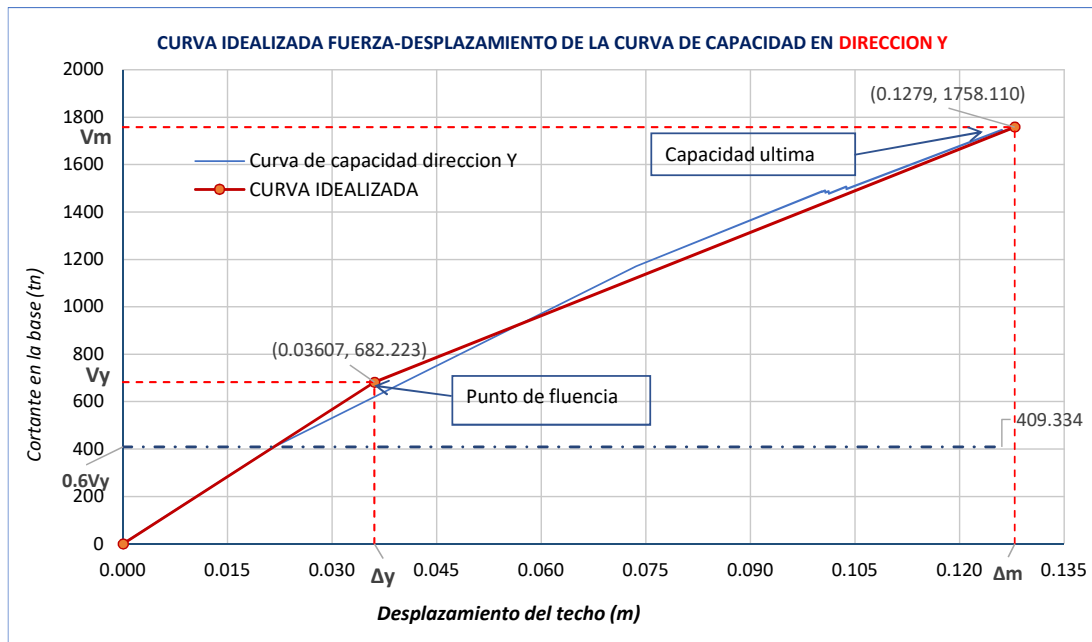
Desplazamiento objetivo para peligro sísmico BSE-2E : $\delta_t = 0.141$ m

Desplazamiento objetivo en la dirección Y

Se determinará la curva idealizada fuerza - desplazamiento de la curva de capacidad en la dirección Y, presentada en la figura 3.49, el cual fue determinado a partir de los siguientes datos:

Cortante efectivo de fluencia	: $V_y = 682.223$ tonf
Desplazamiento efectivo de fluencia	: $\Delta_y = 0.036$ m
Cortante máximo	: $V_m = 1758.110$ tonf
Desplazamiento máximo	: $\Delta_m = 0.128$ m
Cortante basal al 60% del cortante efectivo de fluencia	: $(0.6V_y) = 409.334$ tonf

Figura 3.49: Curva idealizada fuerza-desplazamiento de la estructura reforzada en la dirección Y



Una vez que se tiene la representación idealizada de la curva de capacidad en la dirección Y, se procede a realizar los cálculos para determinar el desplazamiento objetivo mediante el método de coeficiente de desplazamiento modificado.

Rigidez lateral efectivo	: $K_e = V_y/\Delta_y = 18913.848$ tonf
Cortante en el rango lineal	: $V_L = 403.735$ tonf
Desplazamiento en el rango lineal	: $\Delta_L = 0.021$ m
Rigidez lateral elastica	: $K_i = V_L/\Delta_L = 18972.514$ tonf
Periodo fundamental elástico	: $T_i = 0.3759$ segundos
Periodo fundamental efectivo	: $T_e = T_i\sqrt{K_i/K_e} = 0.376$ seg
S_a par BSE-1E	: 0.834g
S_a par BSE-2E	: 1.50g

A continuación se muestra el proceso de calculo de C_0 , C_1 , C_2 y el desplazamiento objetivo δ_t de la estructura para la dirección Y y para cada peligro sísmico BSE-1E y BSE-2E.

Para Peligro sísmico BSE-1E (Tr=225 años)	Para Peligro sísmico BSE-2E (Tr=975 años)
<p>Co, de la tabla 7-5 de ASCE 41-17 Co = <input type="text" value="1.2"/></p> <p>C1, Calculado de la siguiente forma:</p> $U_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} \cdot C_m$ <p>Peso sísmico efectivo: W = <input type="text" value="924.540"/> tn-f Cm, factor de masa efectiva de la tabla 7-4 de ASCE 41-17 Cm = <input type="text" value="0.8"/> Sa = <input type="text" value="0.834"/> g Vy = <input type="text" value="682.223"/> tn Ustrength = <input type="text" value="0.905"/></p> <p>Te = <input type="text" value="0.376"/> seg a, factor de clase de sitio D,E y F a = <input type="text" value="60"/></p> $C_1 = 1 + \frac{U_{strength} - 1}{aT_e^2}$ <p>C1 = <input type="text" value="0.989"/> C1=1, Para Te>=(Ts=0.6s)</p> <p>C2, calculado mediante la siguiente formula</p> $C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{U_{strength} - 1}{T_e} \right)$ <p>C2 = <input type="text" value="1.000"/></p> <p>Desplazamiento objetivo para peligro sísmico BSE-1E</p> $\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$ <p>δ_t = <input type="text" value="0.035"/> m El analisis debe realizarse por lo menos el 150% del desplazamiento objetivo (7.4.3.2.1 ASCE 14-7)</p> <p>1.5 δ_t = <input type="text" value="0.052"/> m</p>	<p>Co, de la tabla 7-5 de ASCE 41-17 Co = <input type="text" value="1.2"/></p> <p>C1, Calculado de la siguiente forma:</p> $U_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} \cdot C_m$ <p>Peso sísmico efectivo: W = <input type="text" value="924.540"/> tn-f Cm, factor de masa efectiva de la tabla 7-4 de ASCE 41-17 Cm = <input type="text" value="0.8"/> Sa = <input type="text" value="1.500"/> g Vy = <input type="text" value="682.223"/> tn Ustrength = <input type="text" value="1.626"/></p> <p>Te = <input type="text" value="0.376"/> seg a, factor de clase de sitio D,E y F a = <input type="text" value="60"/></p> $C_1 = 1 + \frac{U_{strength} - 1}{aT_e^2}$ <p>C1 = <input type="text" value="1.074"/> C1=1, Para Te>=(Ts=0.6s)</p> <p>C2, calculado mediante la siguiente formula</p> $C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{U_{strength} - 1}{T_e} \right)$ <p>C2 = <input type="text" value="1.003"/></p> <p>Desplazamiento objetivo para peligro sísmico BSE-2E</p> $\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$ <p>δ_t = <input type="text" value="0.084"/> m El analisis debe realizarse por lo menos el 150% del desplazamiento objetivo (7.4.3.2.1 ASCE 14-7)</p> <p>1.5 δ_t = <input type="text" value="0.126"/> m</p>

Se resumen los desplazamientos objetivos determinado para la estructura reforzada en la dirección Y.

Desplazamiento objetivo para peligro sísmico BSE-1E : $\delta_t = 0.052$ m

Desplazamiento objetivo para peligro sísmico BSE-2E : $\delta_t = 0.126$ m

Resumen del desplazamiento objetivo para la estructura reforzada

En la tabla 3.14 se presenta el desplazamiento objetivo en la dirección X e Y para los niveles de peligro sísmico BSE-1E y BSE-2E.

Tabla 3.14: Resumen del desplazamiento objetivo para la estructura original

Parámetros	Dirección X		Dirección Y	
	BSE-1E	BSE-2E	BSE-1E	BSE-2E
Periodo fundamental efectivo (T_e, seg)	0.386	0.386	0.376	0.376
Aceleración espectral (S_a, g)	0.834	1.500	0.834	1.500
C_0	1.3	1.3	1.2	1.2
C_1	1.011	1.109	0.989	1.074
C_2	1.000	1.008	1.000	1.003
Desplazamiento objetivo (δ_t, m)	0.041	0.094	0.035	0.084
Desplazamiento objetivo ampliado ($1.5\delta_t, m$)	0.061	0.141	0.052	0.126

3.8.3.6. Verificación del desempeño de la estructura reforzada

Las estrategias de reforzamiento planteadas fueron incorporados en la estructura original siendo modelados en el software Etabs y realizado el análisis no lineal con el fin de verificar el cumplimiento de la estructura modificada con el nivel de desempeño de ocupación inmediata (S-1) ante el peligro sísmico BSE-1E (Tr=225 años) y seguridad de vida (S-3) ante el peligro sísmico BSE-2E (Tr=975 años). A continuación se detallará la revisión de los componentes de la estructura modificada y el cumplimiento con los criterios de aceptación del estándar ASCE/SEI 41-17 en el punto de desplazamiento objetivo.

Dirección longitudinal de la estructura (eje X)

Para el desplazamiento objetivo de $\delta_t = 0.041m$, los componentes estructurales deben cumplir con los criterios de aceptación de ocupación inmediata (S-1) para el peligro sísmico BSE-1E (Tr=225 años) y para el desplazamiento objetivo de $\delta_t = 0.094m$ deben cumplir con los criterios de aceptación de seguridad de vida (S-3) para el peligro sísmico BSE-2E (Tr=975 años).

• Columnas

La acción de rotación plástica en columnas, para el peligro sísmico BSE-1E, ninguna columna a incursionado en rango inelástico, por lo tanto, cumple con el nivel de desempeño de ocupación inmediata (S-1). Para el peligro sísmico BSE-2E, La demanda sísmica en columnas no ha superado los límites de aceptación de seguridad de vida (LS) de la tabla 10-8 del ASCE/SEI 41-17, el máximo nivel de desempeño alcanzado es de ocupación inmediata (S-1), Los resultados de desempeño de las columnas que incursionaron en rango inelástico se encuentran en el **Anexo 11**.

• Vigas

La acción de rotación plásticas en vigas, para el peligro sísmico BSE-1E, no ha superado los límites de aceptación de ocupación inmediata (IO) de la tabla 10-7 del ASCE/SEI 41-17, el nivel de desempeño alcanzado es de ocupación inmediata (S-1).

Para el peligro sísmico BSE-2E, La demanda sísmica en vigas no ha superado los límites de aceptación para seguridad de vida (LS), el nivel de desempeño alcanzado es de seguridad de vida (S-3). Los resultados completos del desempeño de la vigas se encuentra en el **Anexo 11**.

La acción de cortante en vigas, para el peligro sísmico BSE-2E no ha superado los límites de aceptación de seguridad de vida (LS), el máximo nivel de desempeño alcanzado es de ocupación inmediata (S-1), los resultados se presentan en la siguiente tabla 3.15.

Tabla 3.15: *Desempeño a cortante de la viga para el sismo BSE-2E en la dirección X*

Tipo de columna	Codigo	Ubicación	Nivel	Demanda de fuerza cortante entre Resistencia nominal al cortante (V_u/V_n)	Criterio de Aceptacion (%)			Estado de la rotula	Condicion
					IO	LS	CP		
V-3(25x40)	B50H12	Eje C	2	0.594	0.67	0.75	1.00	< IO	cumple
V-3(25x40)	B53H8	Eje C	2	0.493	0.67	0.75	1.00	< IO	cumple
V-3(25x40)	B54H8	Eje C	2	0.537	0.67	0.75	1.00	< IO	cumple
V-3(25x40)	B55H8	Eje A	2	0.546	0.67	0.75	1.00	< IO	cumple

• Muros de concreto armado

La acción de rotación plásticas en muros estructurales de concreto armado, para el peligro sísmico BSE-1E, no ha superado los límites de aceptación de ocupación inmediata (IO) de la tabla 10-20 del ASCE/SEI 41-17, el nivel de desempeño alcanzado es de ocupación inmediata (S-1).

Para el peligro sísmico BSE-2E, todas las rotaciones plásticas son inferiores al límite de aceptación de seguridad de vida (LS), por lo tanto, el nivel de desempeño alcanzado es de seguridad de vida (S-3). Los resultados completos para ambos peligros sísmicos se presentan en el **Anexo 11**.

• Diafragmas de entrepiso

La revisión del diafragma de entrepiso fue realizado según los límites de aceptación de la tabla 10-20 del ASCE/SEI 41-17, siendo estos límites las derivas de entrepiso. Para el peligro sísmico BSE-1E, no ha superado la deriva límite de ocupación inmediata (IO), por lo tanto, el nivel de desempeño alcanzado es de ocupación inmediata (S-1), ver la tabla 3.16. Para el peligro sísmico BSE-2E, no ha superado la deriva límite de seguridad de vida (LS), por lo tanto, el nivel de desempeño alcanzado es de seguridad de vida (S-3), ver la tabla 3.17.

Tabla 3.16: Desempeño de diafragmas de entrepiso para el sismo BSE-1E en la dirección X

Piso	Direcc.	Dexpl. Max. (m)	Despl. Relat. (m)	Hi (m)	Δ_i / H_i	Limitede aceptacion (%)			Criterio	
						IO	LS	CP		
piso 3	X	0.0333	0.0119	3.15	0.38%	0.4%	1.5%	2%	< IO	cumple
piso 2	X	0.0214	0.0107	3.15	0.34%	0.4%	1.5%	2%	< IO	cumple
piso 1	X	0.0107	0.0107	3.95	0.27%	0.4%	1.5%	2%	< IO	cumple

Tabla 3.17: Desempeño de diafragmas de entrepiso para el sismo BSE-2E en la dirección X

Piso	Direcc.	Dexpl. Max. (m)	Despl. Relat. (m)	Hi (m)	Δ_i / H_i	Limitede aceptacion (%)			Criterio	
						IO	LS	CP		
piso 3	X	0.097411	0.037332	3.15	1.19%	0.4%	1.5%	2%	IO a LS	cumple
piso 2	X	0.060078	0.036749	3.15	1.17%	0.4%	1.5%	2%	IO a LS	cumple
piso 1	X	0.023329	0.023329	3.95	0.59%	0.4%	1.5%	2%	IO a LS	cumple

Dirección transversal de la estructura (eje Y)

Para el desplazamiento objetivo de $\delta_t = 0.035m$, los componentes estructurales deben cumplir con los criterios de aceptación de ocupación inmediata (S-1) para el peligro sísmico BSE-1E (Tr=225 años) y para el desplazamiento objetivo de $\delta_t = 0.084m$ deben cumplir con los criterios de aceptación de seguridad de vida (S-3) para el peligro sísmico BSE-2E (Tr=975 años).

• Columnas

La acción de rotación plástica en columnas, para el peligro sísmico BSE-1E, no ha superado los límites de aceptación de ocupación inmediata (IO); por lo tanto, cumple con el nivel de desempeño de ocupación inmediata (S-1). Para el peligro sísmico BSE-2E, La demanda sísmica en columnas no ha superado los límites de aceptación de seguridad de vida (LS) de la tabla 10-8 del ASCE/SEI 41-17, el máximo nivel de desempeño alcanzado es de ocupación inmediata (S-1), Los resultados de desempeño de las columnas que incursionaron en rango inelástico se encuentran en el **Anexo 12**.

• Vigas

La acción de rotación plásticas en vigas, para el peligro sísmico BSE-1E, no ha superado los límites de aceptación de ocupación inmediata (IO) de la tabla 10-7 del ASCE/SEI 41-17, el nivel de desempeño alcanzado es de ocupación inmediata (S-1). Para el peligro sísmico BSE-2E, la demanda sísmica en vigas no ha superado los límites de aceptación para seguridad de vida (LS), el nivel de desempeño alcanzado es de seguridad de vida (S-3). Los resultados completos del desempeño de la vigas se encuentra en el **Anexo 12**.

☛ Muros de concreto armado

La acción de rotación plásticas en muros estructurales de concreto armado, para el peligro sísmico BSE-1E, no ha superado los límites de aceptación de ocupación inmediata (IO) de la tabla 10-20 del ASCE/SEI 41-17, el nivel de desempeño alcanzado es de ocupación inmediata (S-1). Para el peligro sísmico BSE-2E, todas las rotaciones plásticas son inferiores al límite de aceptación de seguridad de vida (LS), por lo tanto, el nivel de desempeño alcanzado es de seguridad de vida (S-3). Los resultados completos para ambos peligros sísmicos se presentan en el **Anexo 12**.

☛ Muros de albañilería

La relación entre la demanda de fuerza axial y resistencia del muro a la fuerza axial, no supera los límites de aceptación propuesto por (Kaushik et al., 2007) ante el peligro sísmico BSE-1E, por lo tanto, el nivel de desempeño alcanzado por los muros es de ocupación inmediata (S-1). Mientras para el peligro sísmico BSE-2E, no cumplen con los límites de aceptación, lo cual indica que en el rango inelástico de la estructura los muros de albañilería han fallado y en esta etapa los muros no tienen un aporte sustancial en el desempeño de la estructura. Los datos completos sobre el desempeño de los muros se presentan en el **Anexo 12**.

☛ Diafragmas de entrepiso

La revisión del diafragma de entrepiso fue realizada según los límites de aceptación de la tabla 10-20 del ASCE/SEI 41-17, siendo estos límites las derivas de entrepiso. Para el peligro sísmico BSE-1E, no ha superado la deriva límite de ocupación inmediata (IO), por lo tanto, el nivel de desempeño alcanzado es de ocupación inmediata (S-1), ver la tabla 3.18. Para el peligro sísmico BSE-2E, no ha superado la deriva límite de seguridad de vida (LS), por lo tanto, el nivel de desempeño alcanzado es de seguridad de vida (S-3), ver la tabla 3.19.

Tabla 3.18: Desempeño de diafragmas de entrepiso para el sismo BSE-1E en la dirección Y

Piso	Direcc.	Max. Despl. (m)	Despl. Relat. (m)	Hi (m)	$\Delta_i / H_i * 100$	Límites de aceptación (%)			Estado de la rotula	Condición
						IO	LS	CP		
piso 3	Y	0.032841	0.005833	3.15	0.2%	0.4%	1.5%	2%	< IO	cumple
piso 2	Y	0.02700798	0.01319	3.15	0.4%	0.4%	1.5%	2%	IO	cumple
piso 1	Y	0.013818	0.013818	3.95	0.3%	0.4%	1.5%	2%	< IO	cumple

Tabla 3.19: Desempeño de diafragmas de entrepiso para el sismo BSE-2E en la dirección Y

Piso	Direcc.	Despl. Max (m)	Despl. Relativa (m)	Hi (m)	$\Delta_i / H_i * 100$	Límites de aceptación (%)			Estado de la rotula	Condición
						IO	LS	CP		
piso 3	Y	0.082	0.012	3.15	0.4%	0.4%	1.5%	2%	IO	cumple
piso 2	Y	0.070	0.033	3.15	1.1%	0.4%	1.5%	2%	IO a LS	cumple
piso 1	Y	0.037	0.037	3.95	0.9%	0.4%	1.5%	2%	IO a LS	cumple

3.8.4. Presupuesto de las estrategias de reforzamiento estructural

Para el reforzamiento de la estructura en estudio, se aplicó las estrategias de reforzamiento que generen menos costo en su ejecución y a la vez cumpla con los criterios de aceptación del estándar ASCE/SEI 41-17 y la norma técnica peruana E.030 de diseño sismorresistente del 2018. Con fines de determinar este costo de reforzamiento estructural con las estrategias planteadas, se ha elaborado el calculo respectivo utilizando el software S10 2005, considerando las partidas necesarias, los metrados y el análisis de precios unitarios con los rendimientos y costos actuales. Por lo tanto, en el tabla 3.20. se muestra el presupuesto detallado del reforzamiento estructural, el cual alcanza un monto de S/. 286,667.51 calculado a nivel de costo directo.

Tabla 3.20: Presupuesto de las estrategias de reforzamiento estructural

Presupuesto					
Presupuesto	0102004	REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DEL PABELLON "I" DE LA ESCUELA PROFESIONAL DE CIENCIAS FISICO MATEMATICAS			
Subpresupuesto	001	ESTRUCTURAS			
Cliente	ULISES BARRIENTOS ESPILLCO		Costo al	09/11/2022	
Lugar	AYACUCHO - HUAMANGA - AYACUCHO				
Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	MUROS ESTRUCTURAL DE CONCRETO ARMADO				208,950.03
01.01	TRABAJOS PRELIMINARES				64,794.49
01.01.01	ROTURA DE CONCRETO EN VIGAS EXISTENTES, ESPESOR 6 CM	m2	15.12	2,021.49	30,564.93
01.01.02	APUNTALAMIENTO DE LA LOSA ALIGERADA	m2	160.40	85.09	13,648.44
01.01.03	OBTENCION DE RUGOSIDAD EN LA CARA DE LA COLUMNA INTERVENIDA	m2	21.06	247.18	5,205.61
01.01.04	APERTURA DE RANURAS EN COLUMNAS INTERVENIDAS	m	46.80	257.36	12,044.45
01.01.05	CORTE Y DEMOLICION DE MUROS DE ALBAÑILERIA EXISTENTE, APAREJEJO SOGA E=0.115M	m2	23.91	53.28	1,273.92
01.01.06	CORTE Y DEMOLICION DE MUROS DE ALBAÑILERIA EXISTENTE, APAREJEJO CABEZA E=0.225M	m2	25.74	79.92	2,057.14
01.02	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				70,501.20
01.02.01	CONCRETO MUROS ESTRUCTURALES $f_c=210$ kg/cm ²	m3	26.18	609.80	15,964.56
01.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MUROS ESTRUCTURALES	m2	126.42	93.80	11,858.20
01.02.03	ACERO CORRUGADO FY= 4200 kg/cm ² GRADO 60	kg	2,202.19	19.38	42,678.44
01.03	ADICION DE MUROS ESTRUCTURALES				73,654.34
01.03.01	ANCLAJE DE ACERO EN CONCRETO DE COLUMNAS EXISTENTES	pto	144.00	413.62	59,561.28
01.03.02	SOLDADURA Y TAPONEO DE RANURAS CON MORTERO C:A 1:3	m	31.30	144.72	4,529.74
01.03.03	PUENTE DE ADHERENCIA CON ADHESIVO ESTRUCTURAL	m2	126.70	75.48	9,563.32
02	REFUERZO CON SISTEMA FRP				68,473.53
02.01	TRABAJOS PRELIMINARES				3,280.08
02.01.01	OBTENCION DE RUGOSIDAD EN LA SUPERFICIE DE CONCRETO	m2	26.54	123.59	3,280.08
02.02	INSTALACION DEL SISTEMA FRP				65,193.45
02.02.01	APLICACION DEL ADHESIVO ESTRUCTURAL	m2	26.54	212.65	5,643.73
02.02.02	INSTALACION DEL SISTEMA FRP EN FORMA DE U	m	177.84	334.85	59,549.72
03	ENCAMISADO DE MUROS DE ALBAÑILERIA				9,243.95
03.01	PAÑETEADO CON MORTERO C:A 1:4 EN EL MURO DE ALBAÑILERIA	m2	74.41	28.49	2,119.94
03.02	INTERCONEXCCION DE MALLA ELECTROSOLDADA	m2	74.41	61.17	4,551.66
03.03	TARRAJEO DEL MURO DE ALBAÑILERIA CON MORTERO C:A 1:4	m2	74.41	34.57	2,572.35
	Costo Directo				286,667.51
	SON : DOSCIENTOS OCHENTISEIS MIL SEISCIENTOS SESENTISIETE Y 51/100 NUEVOS SOLES				

Con fines de realizar la comparación de costos del reforzamiento y los costos de la construcción de una nueva edificación con las características similares de la edificación actual en caso que este colapse en un sismo futuro de frecuencia muy raro ($T_r=975$ años) tal como se ha demostrado en la presente tesis, se ha tomado los valores unitarios oficiales

3.8. DESARROLLO DEL TRABAJO DE TESIS

de edificación vigentes para el ejercicio fiscal 2023 (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2022, p. 50); obteniendo el costo total de S/. 1'329,091.59 tal como se muestra en la tabla 3.21, dicho costo es equivalente al costo de una nueva construcción con las características similares al modulo estudiado con una area techado de 370.65 m2.

Tabla 3.21: Costo de una construcción nueva con características similares a la edificación estudiada

ITEM	CLASIFICACION	DESCRIPCION	COSTO POR M2 DE AREA TECHADA	AREA TECHADA DEL PABELLON "I"	NUMERO DE PISOS	COSTO TOTAL
01	ESTRUCTURAS					
	MUROS Y COLUMNAS	Columnas, vigas y/o placas de concreto armado y/o metalicos	534.59	370.65	3	594,437.35
	TECHOS	Aligerado o losas de concreto armado horizontales	224.78	370.65	3	249,944.12
02	ACABADOS					0.00
	PISOS	Parquet de 1era, lajas, ceramica nacional, loseta veneciana 40x40, piso laminado	96.98	370.65	3	107,836.91
	PUERTAS Y VENTANAS	Ventanas de aluminio, puertas de madera selecta, vidrio tratado transparente	134.31	370.65	3	149,346.00
	REVESTIMIENTOS	Superficie caravista obtenida mediante encofrado especial, enchape en techos	170.82	370.65	3	189,943.30
03	INSTALACIONES ELECTRICAS Y SANITARIAS	Agua fria, corriente monofasico, telefono	33.8	370.65	3	37,583.91
						S/ 1,329,091.59

Por lo tanto, resulta 78.43% mas barato realizar el reforzamiento estructural del pabellón I de la escuela profesional de Ciencias Físico Matemáticas de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, que construir una nueva edificación luego del colapso de la edificación actual en evento sísmico futuro. Además con esta intervención estructural se estaría evitando perdidas de vidas humanas y perdidas económicas.

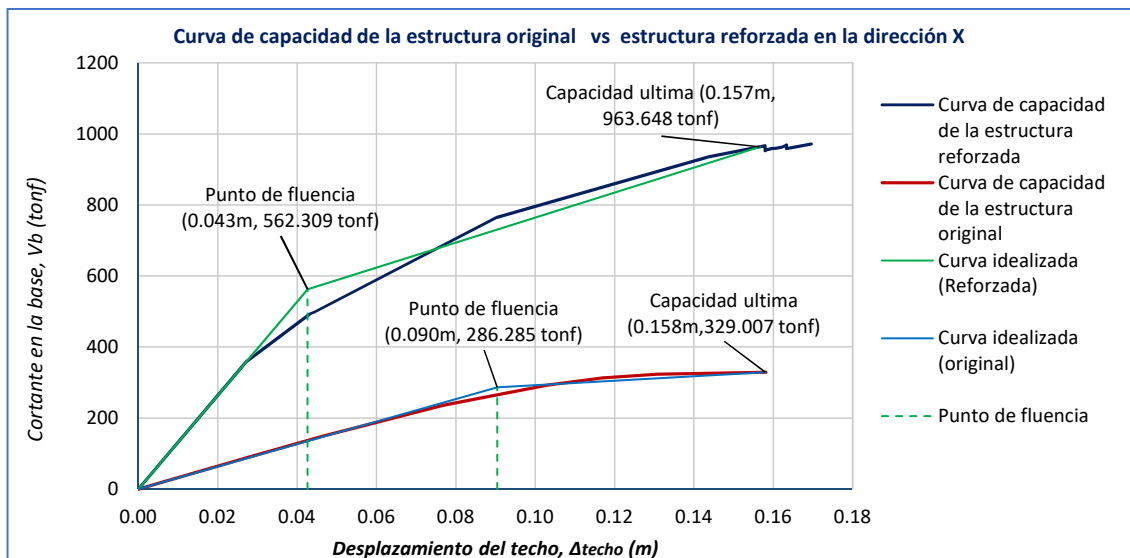
IV RESULTADOS

4.1. ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN

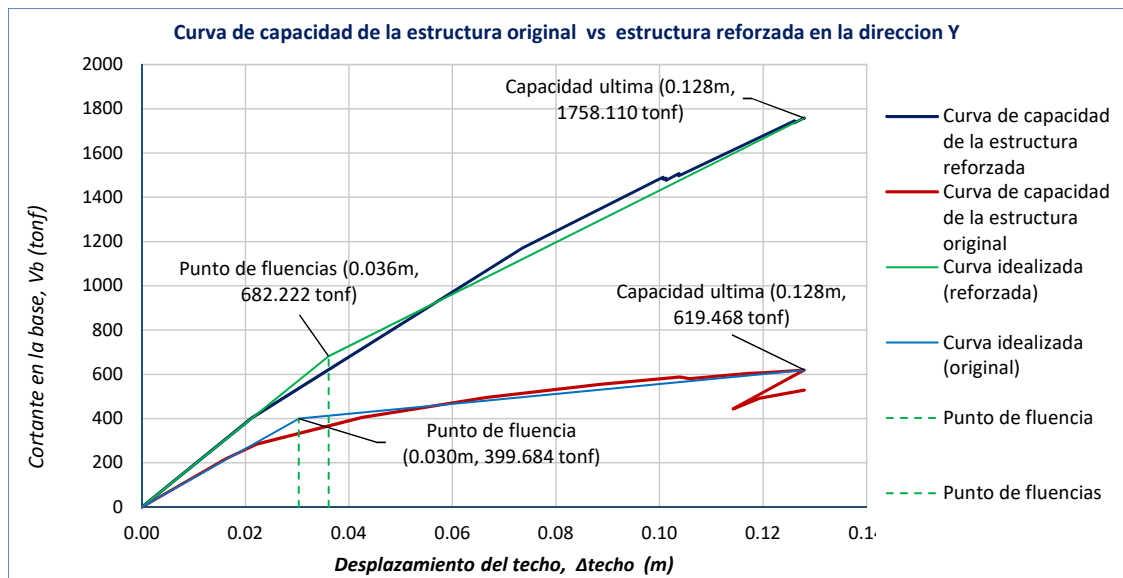
4.1.1. Capacidad de la estructura original y estructura reforzada

En la figura 4.1 se presenta la curva de capacidad de la estructura original y la curva de capacidad de la estructura reforzada en la **dirección X**. Se puede diferenciar que con la estructura reforzada se logró incrementar la resistencia y la rigidez global de la estructura. La resistencia inicial de la estructura original es de 286.29 tonf y con la estructura reforzada se alcanzaría una resistencia inicial de 562.31 tonf. La rigidez inicial de la estructura original es de 3180.94 tonf/m y con la propuesta de reforzamiento estructural alcanzaría la rigidez inicial de 13076.95 tonf/m.

Figura 4.1: Curva de capacidad de la estructura original vs estructura reforzada en la dir. X



En la figura 4.2 se presenta la curva de capacidad de la estructura original y la curva de capacidad de la estructura reforzada en la **dirección Y**. Se puede diferenciar que con la estructura reforzada se logró incrementar la resistencia y la rigidez global de la estructura. La resistencia inicial de la estructura original es de 399.68 tonf y con la estructura reforzada se alcanzaría una resistencia inicial de 682.22 tonf. La rigidez inicial de la estructura original es de 13322.80 tonf/m y con la propuesta de reforzamiento estructural alcanzaría la rigidez inicial de 18950.61 tonf/m.

Figura 4.2: Curva de capacidad de la estructura original vs estructura reforzada en la dir. Y

4.1.2. Niveles de desempeño estructural

Para determinar el nivel de desempeño estructural alcanzado por la edificación original (actual) y por la edificación reforzada (modificado) se ha verificado en el capítulo anterior a los componentes estructurales como vigas, columnas, muros de concreto armado y muros de albañilería, el cumplimiento de los límites de aceptación de ocupación inmediata (IO), seguridad de vida (LS) y prevención de colapso (CP) según los niveles de peligro sísmico BSE-1E ($T_r=225$ años) y BSE-2E ($T_r=975$ años) propuestos según el estándar ASCE/SEI 41-17. También se verificó el cumplimiento de límites de aceptación de la Norma Técnica Peruana E.030 (2018).

4.1.2.1. Nivel de desempeño estructural alcanzado por la edificación actual

El nivel de desempeño estructural de la edificación actual se ha verificado en el desplazamiento máximo alcanzado (desplazamiento objetivo) para el nivel de peligro sísmico BSE-1E y BSE-2E, estudiados para cada dirección, dirección longitudinal (eje X) y la dirección transversal (eje Y).

Dirección longitudinal (eje X)

En el capítulo anterior, para esta dirección se ha determinado el nivel de desempeño alcanzado y documentado los hallazgos encontrados de los componentes estructurales como vigas, columnas y muros de albañilería. Por lo tanto, en la siguiente tabla 4.1 se muestra el resumen del nivel de desempeño alcanzado por los componentes estructurales controladas por las acciones de deformación y fuerza, siendo estos determinados en el desplazamiento objetivo para el peligro sísmico de BSE-1E ($T_r=225$ años). Para el peligro sísmico BSE-2E

($T_r=975$ años) no ha sido posible evaluar porque el desplazamiento máximo alcanzado, a superado la demanda maxima generado en la curva de capacidad, por lo tanto, para esta demanda sismica el nivel de desempeño alcanzado es superior al limite de aceptación de prevención de colapso.

Tabla 4.1: Resumen del desempeño estructural alcanzado en la dirección X para el sismo BSE-1E

Elementos estructurales	Acción	Nivel de desempeño estructural				
		Ocupación inmediata (S-1)	Control de daños (S-2)	Seguridad de vida (S-3)	Seguridad limitada (S-4)	Prevención de colapso (S-5)
Columna	Rotación plástica		X			
Columna	Cortante					X
Viga	Rotación plástica					X
Viga	Cortante	X				
Muro de albañilería	axial					X
Entrepiso	deriva					X

Dirección transversal (eje Y)

En la tabla 4.2 se muestra el resumen del nivel de desempeño alcanzado por los componentes estructurales controlados por acciones de deformación y fuerza, siendo estos determinados en el desplazamiento objetivo ante el peligro sísmico BSE-1E ($T_r=225$ años).

Para el peligro sismico de BSE-2E ($T_r=975$ años), el nivel de desempeño alcanzado por los componentes estructurales en el desplazamiento objetivo se muestran en la tabla 4.3.

Tabla 4.2: Resumen del desempeño estructural alcanzado en la dirección Y para el sismo BSE-1E

Elementos estructurales	Acción	Nivel de desempeño estructural				
		Ocupación inmediata (S-1)	Control de daños (S-2)	Seguridad de vida (S-3)	Seguridad limitada (S-4)	Prevención de colapso (S-5)
Columna	Rotación plástica		X			
Columna	Cortante	X				
Viga	Rotación plástica	X				
Viga	Cortante	X				
Muro de albañilería	axial					X
Entrepiso	deriva		X			

Tabla 4.3: Resumen del desempeño estructural alcanzado en la dirección Y para el sismo BSE-2E

Elementos estructurales	Acción	Nivel de desempeño estructural				
		Ocupación inmediata (S-1)	Control de daños (S-2)	Seguridad de vida (S-3)	Seguridad limitada (S-4)	Prevención de colapso (S-5)
Columna	Rotación plástica				X	
Columna	Cortante	X				
Viga	Rotación plástica			X		
Viga	Cortante	X				
Muro de albañilería	axial					X
Entrepiso	deriva					X

4.1.2.2. Nivel de desempeño estructural alcanzado por la edificación reforzada**Dirección longitudinal (eje X)**

Con las estrategias de reforzamiento de adición de muros estructurales de concreto armado y aislamiento de tabaquería, se ha logrado alcanzar el nivel de desempeño estructural de ocupación inmediata (S-1) y de seguridad de vida (S-3) para los peligros sísmicos BSE-1E ($T_r=225$ años) y BSE-2E ($T_r=975$ años), respectivamente. El resumen del nivel de desempeño alcanzado por los componentes estructurales en el desplazamiento objetivo, se muestran en las tablas 4.4 y 4.5.

Tabla 4.4: Resumen del nivel de desempeño estructural alcanzado en la dirección X para el sismo BSE-1E (estructura reforzada)

Elementos estructurales	Acción	Nivel de desempeño estructural				
		Ocupación inmediata (S-1)	Control de daños (S-2)	Seguridad de vida (S-3)	Seguridad limitada (S-4)	Prevención de colapso (S-5)
Columna	Rotación plástica	X				
Columna	Cortante	X				
Viga	Rotación plástica	X				
Viga	Cortante	X				
Muro de concreto	Rotación plástica	X				
Entrepiso	deriva	X				

Tabla 4.5: Resumen del nivel de desempeño estructural alcanzado en la dirección X para el sismo BSE-2E (estructura reforzada)

Elementos estructurales	Acción	Nivel de desempeño estructural				
		Ocupación inmediata (S-1)	Control de daños (S-2)	Seguridad de vida (S-3)	Seguridad limitada (S-4)	Prevención de colapso (S-5)
Columna	Rotación plástica	X				
Columna	Cortante	X				
Viga	Rotación plástica			X		
Viga	Cortante	X				
Muro de concreto	Rotación plástica			X		
Entrepiso	deriva			X		

Dirección longitudinal (eje Y)

Con las estrategias de reforzamiento de adición de muros estructurales de concreto armado y encamisado de muros de albañilería con mallas electrosoldadas, se ha logrado alcanzar el nivel de desempeño estructural de ocupación inmediata (S-1) y de seguridad de vida (S-3) para los peligros sísmicos BSE-1E (Tr=225 años) y BSE-2E (Tr=975 años), respectivamente. El resumen del nivel de desempeño alcanzado por los componentes estructurales en el desplazamiento objetivo, se muestran en las tablas 4.6 y 4.7.

Tabla 4.6: Resumen del nivel de desempeño estructural alcanzado en la dirección Y para el sismo BSE-1E (estructura reforzada)

Elementos estructurales	Acción	Nivel de desempeño estructural				
		Ocupación inmediata (S-1)	Control de daños (S-2)	Seguridad de vida (S-3)	Seguridad limitada (S-4)	Prevención de colapso (S-5)
Columna	Rotación plástica	X				
Columna	Cortante	X				
Viga	Rotación plástica	X				
Viga	Cortante	X				
Muro de concreto	Rotación plástica	X				
Entrepiso	deriva	X				
Muro de albañilería	axial	X				

Tabla 4.7: Resumen del nivel de desempeño estructural alcanzado en la dirección Y para el sismo BSE-2E (estructura reforzada)

Elementos estructurales	Acción	Nivel de desempeño estructural				
		Ocupación inmediata (S-1)	Control de daños (S-2)	Seguridad de vida (S-3)	Seguridad limitada (S-4)	Prevención de colapso (S-5)
Columna	Rotación plástica	X				
Columna	Cortante	X				
Viga	Rotación plástica			X		
Viga	Cortante	X				
Muro de concreto	Rotación plástica			X		
Entrepiso	deriva			X		
Muro de albañilería	axial					X

Nota: Los muros de albañilería no serán tomadas en cuenta para determinar el nivel de desempeño de la estructura por ser componente estructural secundario

4.1.3. Objetivos de desempeño estructural

Los objetivos de desempeño de la estructura es determinado mediante el nivel de desempeño alcanzado por los componentes estructurales ante la ocurrencia de un sismo de periodo de retorno de 225 años con una probabilidad de ocurrencia de 20% en 50 años (BSE-1E) o un sismo de periodo de retorno de 975 años con una probabilidad de ocurrencia de 5% en 50 años (BSE-2E).

Los límites del nivel de desempeño de la estructura (IO, LS y CP) es definido de acuerdo a los niveles de desempeño alcanzado por los componentes estructurales y la tabla C2-3 del ASCE/SEI 41-17, donde indica los siguientes:

- **Ocupación Inmediata (S-1):** No hay desplazamientos permanentes. La estructura conserva sustancialmente su resistencia y rigidez incisal, fisuras menores en tabiques y fachadas.
- **Seguridad de vida (S-3):** Hay desplazamiento permanente. Queda algo de resistencia y rigidez residual, los componentes estructurales cumplen su función, falla los muros y colapso de los parapetos.
- **Prevención de colapso (S-5):** Poca rigidez residual y fuerza para resistir cargas laterales, pero las columnas y muros de carga por gravedad aun funcionan, grandes derivas permanentes.

4.1.3.1. Objetivos de desempeño estructural alcanzado por la edificación actual

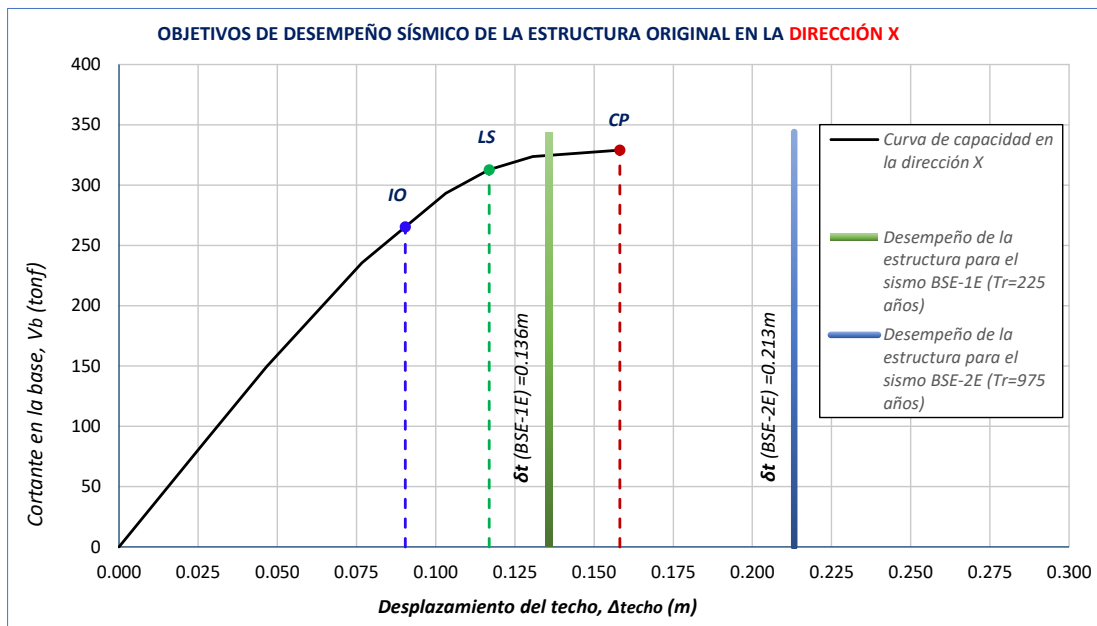
Dirección longitudinal (eje X)

La estructura alcanzó el nivel de desempeño mostrado en la figura 4.3, debido que tiene un comportamiento muy flexible (periodo muy grande, entonces mayores derivas), daños muy severos en las columnas del primer piso generados por la columna corta, los muros de albañilería a media altura aportan resistencia y rigidez inicial de la estructura global porque se encuentran unidas a las columnas y por la flexibilidad de la estructura estas sufren daños severos llegando a colapsar tanto en el primer piso y segundo piso, en el tercer piso sufren agrietamientos teniendo un desempeño de seguridad de vida (S-3). Las columnas y vigas controladas por deformación tuvieron un desempeño de control de daño (S-2).

El nivel de desempeño máximo alcanzado por los componentes estructurales es prevención de colapso según el cuadro de resumen presentado en la sección 4.1.2.1; por lo tanto, el objetivo de desempeño sísmico alcanzado por la estructura original para el peligro sísmico BSE-1E ($Tr=225$ años) es de **prevención de colapso (S-5)**.

El objetivo de desempeño sísmico alcanzado por la estructura original para el peligro sísmico BSE-2E ($Tr=975$ años) es el **colapso**, el mismo se puede observar en la figura 4.3, donde el desplazamiento objetivo superó la curva de capacidad de la estructura. Por lo mismo no fue posible analizar el comportamiento de los componentes estructurales.

Figura 4.3: Objetivos de desempeño sísmico de la estructura original en la dirección X



Dirección transversal (eje Y)

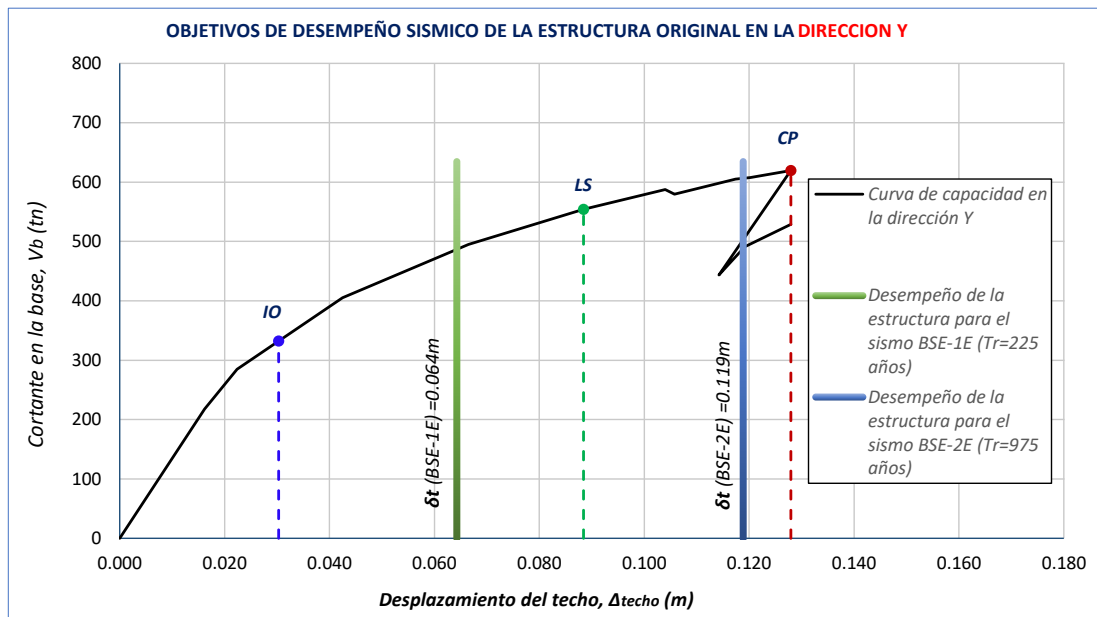
Según la gráfica presentada en la figura 4.4 no cumple con el objetivo de desempeño

sísmico para ningún nivel de peligro sísmico, debido que los muros de albañilería del primer piso falla antes de alcanzar el objetivo de desempeño de ocupación inmediata (S-1) y lo cual involucra a toda la estructura en la pérdida temprana de rigidez y resistencia inicial. Luego de la falla del muro de albañilería las columnas tienen una capacidad de deformación adecuada pero no es suficiente para alcanzar el objetivo de desempeño de ocupación inmediata (S-1) y seguridad de vida (S-3).

El objetivo de desempeño alcanzado por la estructura original para el peligro sísmico BSE-1E ($Tr=225$ años) es de **Seguridad de vida (S-3)**, ya que el nivel de desempeño máximo alcanzado por los componentes estructurales es de control de daños (S-2).

El objetivo de desempeño alcanzado por la estructura original para el peligro sísmico BSE-2E ($Tr=975$ años) es de **Prevención de colapso (S-5)**, ya que el nivel de desempeño máximo alcanzado por los componentes estructurales es de prevención de colapso (S-5).

Figura 4.4: Objetivos de desempeño sísmico de la estructura original en la dirección Y



4.1.3.2. Objetivos de desempeño estructural alcanzado por la edificación reforzada

Dirección longitudinal (eje X)

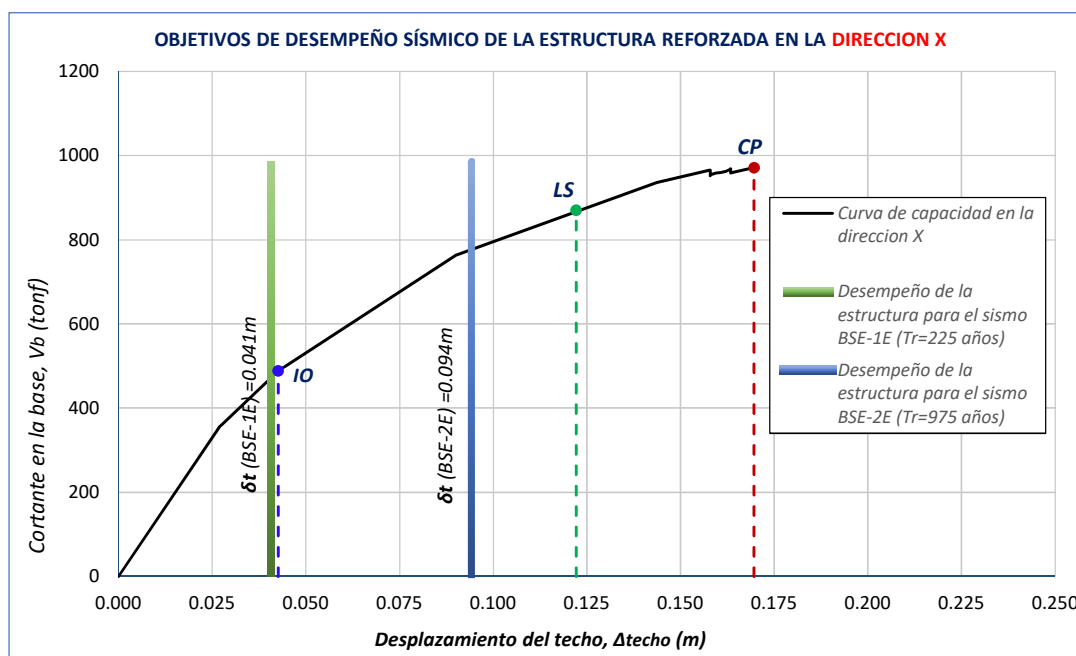
Según la gráfica presentada en la figura 4.5 la estructura reforzada con muros de concreto armado y con sistema FRP en la dirección X, cumple con el objetivo de desempeño sísmico ante la ocurrencia del sismo de periodo de retorno de 225 años con una probabilidad de excedencia de 20% en 50 años (BSE-1E) y de periodo de retorno de 975 años con una probabilidad de excedencia de 5% en 50 años (BSE-2E). A través de la estrategia de reforzamiento se incrementaría la resistencia inicial en 49%, la rigidez inicial en 75% y la

ductilidad en 51% sen la comparación realizada de la capacidad de la estructura reforzada y la de estructura original en la sección 4.1.1.

El objetivo de desempeño alcanzado por la estructura con la propuesta de reforzamiento para el peligro sísmico BSE-1E (Tr=225 años) es de **Ocupación inmediata (S-1)**, ya que el nivel de desempeño máximo alcanzado por los componentes estructurales es también de ocupación inmediata según el cuadro de resumen de la sección 4.1.2.1.

El objetivo de desempeño alcanzado por la estructura con la propuesta de reforzamiento para el peligro sísmico BSE-2E (Tr=975 años) es de **Seguridad de vida (S-3)**, ya que el nivel de desempeño máximo alcanzado por los componentes estructurales es también de seguridad de vida .

Figura 4.5: Objetivos de desempeño sísmico de la reforzada original en la dirección X



Dirección transversal (eje Y)

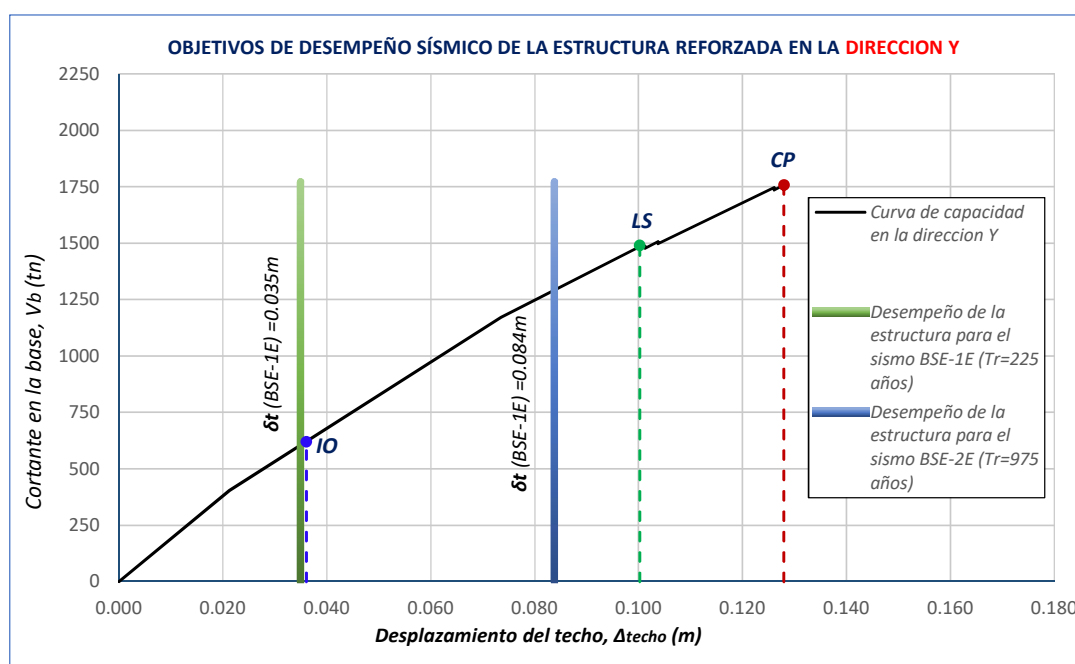
Según la gráfica presentada en la figura 4.6 la estructura reforzada con muros de concreto armado y encamisado de muros de albañilería con mallas electrosoldadas, cumple con el objetivo de desempeño sísmico ante la ocurrencia del sismo de periodo de retorno de 225 años con una probabilidad de excedencia de 20% en 50 años (BSE-1E) y de periodo de retorno de 975 años con una probabilidad de excedencia de 5% en 50 años (BSE-2E). A través de la estrategia de reforzamiento se incrementaría la resistencia inicial en 41%, la rigidez inicial en 30% y en la ductilidad no ha generado cambios significativos, según la comparación realizada de la capacidad de la estructura reforzada y la de estructura original en la sección 4.1.1.

El objetivo de desempeño alcanzado por la estructura con la propuesta de reforzamiento para el peligro sísmico BSE-1E (Tr=225 años) es de **Ocupación inmediata (S-1)**,

ya que el nivel de desempeño máximo alcanzado por los componentes estructurales es también de ocupación inmediata según el cuadro de resumen de la sección 4.1.2.1.

El objetivo de desempeño alcanzado por la estructura con la propuesta de reforzamiento para el peligro sísmico BSE-2E ($Tr=975$ años) es de **Seguridad de vida (S-3)**, ya que el nivel de desempeño máximo alcanzado por los componentes estructurales es también de seguridad de vida.

Figura 4.6: *Objetivos de desempeño sísmico de la reforzada original en la dirección Y*



4.2. CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS

4.2.1. Hipótesis general

La edificación del pabellón “I” de la escuela profesional de ciencias físico matemáticas de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga no tiene el desempeño sísmico adecuado para una edificación categorizada como esencial y el reforzamiento estructural planteada cumple con el desempeño y los criterios de aceptación del estándar ASCE/SEI 41-17.

Decision: Para la presente investigación se ha tomado como muestra al pabellón “I” de la escuela profesional de ciencias físico matemáticas de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, y luego de haber evaluado la estructura a través del análisis estático no lineal y verificado los límites de aceptación, la estructura actual no cumple con el objetivo de desempeño sísmico propuesto según el estándar ASCE/SEI 41-17 y con la propuesta de reforzamiento estructural se logra alcanzar el objetivo de desempeño sísmico

deseado. Por lo indicado anteriormente y analizado las hipótesis específicas, se valida esta hipótesis general.

4.2.2. Hipótesis específica

1. El análisis Estático no lineal podría predecir con mayor certeza el comportamiento sísmico de la estructura existente, permitiendo obtener el desempeño de la estructura.

Supuestos: A través del análisis pushover se ha logrado determinar la capacidad estructural de la edificación, y en el punto del desplazamiento objetivo se ha evaluado el comportamiento inelástico de los elementos estructurales y verificado el nivel de desempeño en base a los límites de aceptación del estándar ASCE/SEI 41-17.

Regla de decision: Desplazamiento objetivo de la estructura determinado en el centro de masa del último nivel. En las tablas 4.8 y 4.9 se presentan los niveles de desempeño estructural determinado a partir del desplazamiento objetivo.

Tabla 4.8: Desplazamiento objetivo y nivel desempeño estructural alcanzado por la estructura original

Dirección	Peligro sísmico	Desplazamiento objetivo	Nivel de desempeño estructural	Condición
Dirección longitudinal (eje X)	BSE-1E	$\delta_t = 0.136m$	Prevención de colapso (S-5)	No cumple
	BSE-2E	$\delta_t = 0.213m$	Mayor a prevención de colapso	No cumple
Dirección transversal (eje Y)	BSE-1E	$\delta_t = 0.064m$	Seguridad de vida (S-3)	No cumple
	BSE-2E	$\delta_t = 0.119m$	Prevención de colapso (S-5)	No cumple

Tabla 4.9: Desplazamiento objetivo y nivel desempeño estructural alcanzado por la estructura reforzada

Dirección	Peligro sísmico	Desplazamiento objetivo	Nivel de desempeño estructural	Condición
Dirección longitudinal (eje X)	BSE-1E	$\delta_t = 0.041m$	Ocupación inmediata (S-1)	Cumple
	BSE-2E	$\delta_t = 0.094m$	Seguridad de vida (S-3)	Cumple
Dirección transversal (eje Y)	BSE-1E	$\delta_t = 0.035m$	Ocupación inmediata (S-1)	Cumple
	BSE-2E	$\delta_t = 0.084m$	Seguridad de vida (S-3)	Cumple

Decision: Por lo indicado anteriormente, se valida la hipótesis presentada, por que a través del análisis estático no lineal se puede calcular el desplazamiento máximo de la estructura (desplazamiento objetivo) y con ello determinar el nivel de desempeño sísmico.

- El desplazamiento máximo de la edificación original tiene mayor probabilidad de ubicarse en el rango inelástico de la curva de capacidad, permitiendo realizar modificaciones estructurales para incrementar el desempeño.

Supuestos: La estructura original presenta desplazamientos excesivos que no permiten a la estructura alcanzar sus objetivos de desempeño, el cual se ha reducido adicionando muros estructurales de concreto armado, encamisado de muros de albañilería con malla electrosoldada y el uso de sistema FRP.

Regla de decisión: Reducción del desplazamiento máximo de la estructura. En las tablas 4.10 y 4.11 se presentan el incremento de rigidez, resistencia y ductilidad a través de reducción de desplazamiento.

Tabla 4.10: Incremento de capacidad estructural de la edificación original en la dirección X

Capacidad estructural	Estructura original	Estructura reforzada	Incremento
Resistencia	286.29 tonf	562.31 tonf	49 %
Rigidez	3180.94 tonf/m	13076.95 tonf/m	75 %
Ductilidad	1.8	3.7	51 %

Tabla 4.11: Incremento de capacidad estructural de la edificación original en la dirección X

Capacidad estructural	Estructura original	Estructura reforzada	Incremento
Resistencia	399.68 tonf	682.22 tonf	41 %
Rigidez	13322.80 tonf/m	18950.61 tonf/m	30 %
Ductilidad	4.3	3.6	-19%

Decision: Por lo indicado anteriormente, se valida la hipótesis presentada, por que a través adición de nuevos elementos estructurales y modificación, se logro reducir el desplazamiento excesivo de la estructura original.

3. La edificación reforzada al cumplir con el nivel de desempeño del estándar ASCE/SEI 41-17 también podría cumplir con los limites de aceptación de la NTP E.030 del 2018.

Supuestos: Los limites de aceptación de la NTP E.030 (2018) son mas conservadores que el estándar ASCE/SEI 41-17; por lo tanto, se puede indicar, que si no cumple con los limites de aceptación de la NTP E.030 podría cumplir con los limites de aceptación del estándar ASCE/SEI 41-17, pero no al revés.

Regla de decision: Criterios de aceptación del estándar ASCE/SEI 41-17 y la NTP E.030 (2018), los mismos se detallan en el capitulo III.

Decision: De acuerdo a lo indicado anteriormente y en la sección 4.1.2.2, se valida la hipótesis presentada, por que al cumplir con el nivel de desempeño exigido por el estándar ASCE/SEI 41-17 también cumple con los limites de aceptación de la NTP E.030 (2018).

V CONCLUSIONES

5.1. CONCLUSIONES

Conclusión general

El pabellón “T” de la Escuela Profesional de Ciencias Físico Matemáticas de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga no cumple con el objetivo de desempeño planteado, el cual consiste en alcanzar el nivel de desempeño de ocupación inmediata (S-1) ante la ocurrencia del sismo de seguridad básica BSE-1E (periodo de retorno de 225 años) y alcanzar el nivel de desempeño de seguridad de vida (S-3) ante la ocurrencia del sismo de seguridad básica BSE-2E (periodo de retorno de 975 años).

En la dirección longitudinal los daños que no permitieron alcanzar el objetivo de desempeño fueron básicamente la falla por cortante excesivo en las columnas (falla por columna corta) generados por los muros de albañilería de baja altura. En la dirección transversal no logró alcanzar el objetivo de desempeño por insuficiente resistencia y rigidez aportados por los muros de albañilería. Por lo tanto, la edificación no garantiza el funcionamiento inmediato ni la ocupación inmediata luego de un evento sísmico de frecuencia ocasional ($T_r=225$ años), mucho menos resguardar la seguridad de vida ante un evento sísmico de frecuencia muy raro ($T_r=975$ años), para esta peligrosidad sísmica la edificación llega a colapsar.

A través de adición de muros estructurales de concreto armado en la dirección longitudinal y transversal, refuerzo a cortante de vigas mediante el sistema FRP en la dirección longitudinal y encamisado de muros de albañilería mediante mallas electrosoldadas se lograría alcanzar el objetivo de desempeño mencionadas en líneas arriba. Incrementando en la dirección longitudinal la resistencia en 49%, la rigidez en 75% y la ductilidad en 51%, mientras en la dirección transversal se lograría incrementar la resistencia en 41%, la rigidez en 30% y la ductilidad sufriría una disminución de 19%.

Conclusiones específicas

1. En la presente tesis se utilizó el análisis estático no lineal de carga incremental, conocido como método pushover, tanto para la evaluación de la estructura actual y reforzada, mediante la definición de patrones de carga lateral calculados para el modo fundamental. El espectro de aceleración elástico fueron calculados mediante los parámetros considerados por la NTP E.030 (2018) para los peligros sísmicos BSE-1E ($T_r=225$ años) y BSE-2E (975 años) recomendados por el estándar ASCE/SEI 41-17 y corresponden al peligro sísmico del objetivo de desempeño básico de edificaciones existentes (PBOE) el cual busca la seguridad con una confianza razonable.
2. El desplazamiento objetivo (desplazamiento máximo) de la estructura fue determinada a través del método de coeficiente de desplazamiento modificado. Conocer desplazamiento objetivo fue necesario para determinar el nivel de desempeño de

la estructura ante la ocurrencia del sismo BSE-1E ($T_r=225$ años) y BSE-2E (975 años). Se detalla los desplazamientos objetivos alcanzados por la estructura original y reforzada:

☛ Estructura original:

- a) Dirección longitudinal: para BSE-1E, $\delta_t = 0.136m$
- b) Dirección longitudinal: para BSE-2E, $\delta_t = 0.213m$
- c) Dirección transversal: para BSE-1E, $\delta_t = 0.064m$
- d) Dirección transversal: para BSE-2E, $\delta_t = 0.119m$

☛ Estructura reforzada:

- a) Dirección longitudinal: para BSE-1E, $\delta_t = 0.041m$
- b) Dirección longitudinal: para BSE-2E, $\delta_t = 0.094m$
- c) Dirección transversal: para BSE-1E, $\delta_t = 0.035m$
- d) Dirección transversal: para BSE-2E, $\delta_t = 0.084m$

3. El nivel de desempeño alcanzado por la estructura reforzada en ambas dirección es de ocupación inmediata (S-1) para el peligro sísmico BSE-1E (periodo de retorno 225 años) y de seguridad de vida (S-3) para el peligro sísmico BSE-2E (periodo de retorno de 975 años), para alcanzar este nivel de desempeño los componentes estructurales cumplieron con los criterios de aceptación del ASCE/SEI 41-17. La estructura reforzada alcanza una deriva inelástica de 0.0044 segundos en la dirección longitudinal y una deriva inelástica de 0.0043 segundos en la dirección transversal. Por lo tanto, la estructura reforzada cumple con el limite de aceptación de 0.007 de la NTP E.030 (2018).

5.2. RECOMENDACIONES

1. Se recomienda realizar una intervención estructural al pabellón “I” de la escuela profesional de ciencias físico matemáticas con el objetivo de incrementar el desempeño estructural ante la ocurrencia de un evento sísmico futuro y de tal forma evitar la perdida de vida de los ocupantes (estudiantes, docentes y personal administrativo)
2. En esta investigación se realizó la evaluación y reforzamiento de la superestructura y se recomienda realizar la evaluación y si lo requiere el reforzamiento de la subestructura para tener un amplio conocimiento del nivel de daño alcanzado por esta edificación.
3. Se recomienda realizar la evaluación sísmica de otras edificaciones existentes de acuerdo al nivel de conocimiento de recolección de datos y el peligro sísmico utilizado sea el reducido al 75%, tal como recomienda el estándar ASCE/SEI 41-17. De esta manera se puede obtener el costo de reforzamiento mas económico, ya que realizar un reforzamiento sísmico de una edificación construida hace décadas y sin conocimiento claro de datos de diseño y construcción puede ser antieconómico.

5.3. TRABAJOS FUTUROS

1. Para una evaluación sísmica mas exhaustiva de una edificación existente se puede realizar un análisis dinámico no lineal con los mismos criterios de aceptación del estándar ASCE/SEI 41-17.
2. En un futuro trabajo se puede disminuir los desplazamientos excesivos en edificaciones similares a través de disipadores sísmicos de energía.
3. En este trabajo de investigación se ha propuesto el reforzamiento adicionando muros de concreto armado pero no se determinó el costo de esta intervención. Por lo que falta detallar en primer lugar el proceso constructivo y determinar el costo-beneficio para decidir el reforzamiento o la demolición.

Referencias Bibliográficas

- Aguilar Falconí, R. (s.f.). *Método del coeficiente de desplazamiento para el análisis sísmico por desempeño*. Recuperado de <https://www.researchgate.net/publication/229056455>.
- Aguilar Palomino, R. and Ormeño Namuche, M. (2017). *Análisis adaptativo pushover estático no lineal por desempeño de una estructura de concreto armado, Lima-Perú*. [Tesis de pregrado, Universidad Peruana Unión]. Repositorio institucional-Universidad Peruana Unión.
- American Concrete Institute [ACI] (2008). *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures*. Reported by ACI committee 440. ISBN 978-0-87031-285-4.
- American Society of Civil Engineers [ASCE] (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-17)*. Editorial ASCE. Virginia. ISBN: 978-0-7844-7791-5.
- American Society of Civil Engineers[ASCE] (2010a). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Editorial ASCE. Virginia. ISBN: 978-0-7844-1085-1.
- American Society of Civil Engineers[ASCE] (2010b). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures [ASCE/SEI 7-10]*. Editorial ASCE. Virginia,ISBN: 978-0-7844-1085-1.
- Applied Technology Council [ATC] (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings [ATC-40]*. Applied Technology Council for the California Seismic Safety Commission, Redwood City, California.
- Belizario Pacompia, C. (2017). *Reforzamiento estructural de una edificación de concreto armado de dos pisos con fines de ampliación*. [Tesis de pregrado, Universidad Nacional del Centro del Perú]. Repositorio institucional.
- Bondarenko Hernandez, S. B. (2018). *Análisis estático no lineal (pushover) y desempeño estructural*. Instituto CCIP: Curso de especialización profesional, Perú.
- Carrillo, J. and González, G. (2007). *Modelación inelástica de pórticos de concreto con mampostería no reforzada*. Medellín. ISSN 0012-735.
- Chang Tokushima, D. (2015). *Estudio de relaciones momento-curvatura en secciones de concreto armado y concreto preesforzado sometidas a flexión*. [Tesis de maestría, Pontificia Universidad Católica del Perú]. Repositorio institucional.
- Choque Escalante, D. (2017). *Evaluación del desempeño sísmico del centro de salud Santa Rosa de la Ciudad de del Cusco ante la acción de un sismo severo*. [Tesis de pregrado, Universidad Nacional de San Antonio de Abad del Cusco]. Obtenido de <http://hdl.handle.net/20.500.12918/2524>.

- Cisneros Ayala, R. (2014). *Análisis y diseño sísmico por desempeño de la infraestructura de la escuela profesional de Ingeniería civil*. [Tesis de pregrado, Universidad Nacional San Critóbal de Huamanga]. Repositorio institucional.
- Colon Rivera, D. (2022). *Evaluación y análisis sísmico de la escuela Áurea Quiles utilizando el ASCE 41-17*. [Tesis de maestría, Universidad Politécnica de Puerto Rico]. Obtenido de <https://bit.ly/3P4TsfW>.
- Díaz Lazo, J. and Díaz Rivera, C. (2020). *Evaluación de desempeño sísmico del hospital Reginal de Lambayeque, ubicado en la Provincia de Chiclayo, Departamento Lambayeque*. [Tesis de pregrado, Universidad Nacional Pedro Ruíz Gallo]. Repositorio institucional.
- Federal Emergency Management Agency [FEMA] (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings [FEMA 356]*. Editorial FEMA. Washington, D.C.
- Federal Emergency Management Agency [FEMA] (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedure [FEMA 440]*. Editorial FEMA. Washington, D.C.
- Federal Emergency Management Agency [FEMA] (2018). *Example Application Guide for ASCE/SEI 41-13 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings with Additional Commentary for ASCE/SEI 41-17 [FEMA P-2006]*. Editorial FEMA, Washington, D.C.
- Hernandez, R., Fernandez, C., and Baptista, M. (2014). *Metodología de la investigación*. Mc Graw Hill. Sexta edición. Mexico.
- Hernando Tavera, L. (2010). *Sismo de Ayacucho del 23 de mayo del 2010 (6.0 ML) Region Centro-Sur del Perú (Informe Técnico N 05-2010)*. Instituto Geofísico del Perú. Obtenido de <http://hdl.handle.net/20.500.12816/1075>.
- INDECI-PERÚ (2003). *Mapa de peligros de la ciudad de Ayacucho, informe principal*. Proyecto INDECI-PNUD PER/02/051 Ciudades Sostenibles. Perú.
- Jimenez Moncayo, L. (2017). *Análisis sísmico y propuesta de reforzamiento mediante el código ASCE 41 aplicado al edificio Santa Cruz*. [Tesis de pregrado, Universidad de las Fuerzas Armadas]. Obtenido de <https://bit.ly/3JyYhwW>.
- Kaushik, H., Rai, D., and Jain, S. (2007). *Uniaxial compressive stress-strain model for clay brick masonry*. Indian Institute of Technology Kanpur, India.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2022). *Valores unitarios oficiales de edificación vigentes para el ejercicio fiscal 2023*. El Peruano. Perú. Resolución Ministerial N 309-2022-Vivienda.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento [MVCS] (2009). *Norma Técnica E.060 concreto armado*. El Peruano. Perú. Resolución Ministerial N 010-2009-Vivienda.

- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento [MVCS] (2018). *Norma Técnica E.030 'Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones*. El Peruano. Perú. Resolución Ministerial N 355-2018-Vivienda.
- Muñoz, A., Quiun, D., and Tinman, M. (2005). *Reparación y reforzamiento sísmico de edificios educativos y hospitales afectados por el terremoto de junio 2001 en el sur del Perú*. Ayacucho: CONIC. Obtenido de <https://bit.ly/3SEyub5>.
- Olivos Lara, O. E. (2018). *Protección sísmica de edificaciones hospitalarias peruanas por aislamiento sísmico*. [Tesis de Magister, Pontificia Universidad Católica del Perú]. Repositorio institucional.
- Paulay, T. y Priestley, M. (1992). *Seismic design of reingforced concrete and masonry*. New York.
- Piqué del Pozo, J. (1995). *Diseño por capacidad: Estrategia Neozelandesa de diseño sismorresistente*. Obtenido de <https://bit.ly/3vOg1ir>.
- San Bartolome, A. and Castro Moran, A. (2011). *Reparación de un muro de albañilería*. Ponticia Universidad Católica del Perú.
- San Bartolome, A., Quiun, D., Araoz, T., and Velezmoro, J. (2012). *Reforzamiento de viviendas existentes hechas con ladrillos pandereta*. Ponticia Universidad Católica del Perú.
- Sika colombia S.A.S. (2017). *Reforzamiento de estructuras de concreto*. Sika.
- Tineo Najarro, F. (2017). *Aplicación del análisis push-over para determinar el desempeño sísmico del edificio CEPRE-UNSCH*. [Tesis de pregrado, Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga]. Biblioteca de la UNSCH.
- Toledo Espinoza, V. (2011). *Ingeniería sísmica basada en desempeño (PBEE)*. Obtenido de Comunidad para la Ingeniería Civil: <https://www.cingcivil.com/?p=805>.
- Wang Lin, W. J. (2019). *Evaluación y adecuación sísmica del edificio Laureano Echandi*. [Tesis de maestría, Universidad de Costa Rica]. Obtenido de <https://hdl.handle.net/10669/79831>.

A ANEXOS

ANEXO-1: Criterios de aceptación para vigas

Tabla 1.1: Criterios de aceptación para vigas

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

Note: f'_{cs} in lb/in.² (MPa) units.

^a Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

^b Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

^c "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.

^d V is the design shear force from NSP or NDP.

Fuente: Tomada de la tabla 10-7 del (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2017, ASCE/SEI 41-17)

ANEXO-2: Criterios de aceptación para columnas

Tabla 1.2: Criterios de aceptación para columnas

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

Notes: ρ_t shall not be taken as greater than 0.0175 in any case nor greater than 0.0075 when ties are not adequately anchored in the core. Equations in the table are not valid for columns with ρ_t smaller than 0.0005.

V_{yE}/V_{ColOE} shall not be taken as less than 0.2.

N_{UD} shall be the maximum compressive axial load accounting for the effects of lateral forces as described in Eq. (7-34). Alternatively, it shall be permitted to evaluate N_{UD} based on a limit-state analysis.

Fuente: Tomada de la tabla 10-8 del (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2017, ASCE/SEI 41-17)

ANEXO-3: Criterios de aceptación para muros de concreto armado

Tabla 1.3: Criterios de aceptación para muros de concreto armado

Conditions	Total Drift Ratio (%), or Chord Rotation (radians) ^a			Strength Ratio		Acceptable Total Drift (%) or Chord Rotation (radians) ^a		
	<i>d</i>	<i>e</i>	<i>g</i>	<i>c</i>	<i>f</i>	Performance Level		
						IO	LS	CP
i. Structural walls and wall segments ^b								
$\frac{(A_s - A'_s)f_{yE} + P}{t_w l_w f'_{cE}} \leq 0.05$	1.0	2.0	0.4	0.20	0.6	0.40	1.5	2.0
$\frac{(A_s - A'_s)f_{yE} + P}{t_w l_w f'_{cE}} > 0.05$	0.75	1.0	0.4	0.0	0.6	0.40	0.75	1.0
ii. Structural wall coupling beams ^c								
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement ^d	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f'_{cE}}}$							
Nonprestressed longitudinal reinforcement	≤3	0.02	0.030		0.60	0.006	0.020	0.030
with conforming transverse reinforcement	≥6	0.016	0.024		0.30	0.005	0.016	0.024
Nonprestressed longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement	≤3	0.012	0.025		0.40	0.006	0.010	0.020
	≥6	0.008	0.014		0.20	0.004	0.007	0.012

^a For structural walls and wall segments, use drift; for coupling beams, use chord rotation; refer to Figs. 10-5 and 10-6.

^b For structural walls and wall segments where inelastic behavior is governed by shear, the axial load on the member must be $\leq 0.15 A_g f'_{cE}$; otherwise, the member must be treated as a force-controlled component.


^c For coupling beams spanning <8 ft 0 in., with bottom reinforcement continuous into the supporting walls, acceptance criteria values shall be permitted to be doubled for LS and CP performance.

^d Nonprestressed longitudinal reinforcement consists of top and bottom steel parallel to the longitudinal axis of the coupling beam. Conforming transverse reinforcement consists of (a) closed stirrups over the entire length of the coupling beam at a spacing $\leq d/3$ and (b) strength of closed stirrups $V_s \geq 3/4$ of required shear strength of the coupling beam.

Fuente: Tomada de la tablas 10-20 del (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2017, ASCE/SEI 41-17)

ANEXO-4: Ensayos realizados con esclerómetro (Determinación del índice de rebote)

Tabla 1.4: Ensayo con esclerómetro 01 y 02

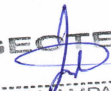
	DETERMINACIÓN DEL ÍNDICE DE REBOTE DEL CONCRETO CON ESCLEROMETRO (NTP 339.181)	Código formato base: FOR-SIG-01.00
		Código del documento FOR-OPE-95.00
		Página 1 / 5

Proyecto : "ANÁLISIS DE DESEMPEÑO SÍSMICO Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL MEDIANTE EL CÓDIGO ASCE/SEI 41-13 APLICADO AL PABELLÓN DE LA ESCUELA PROFESIONAL DE CIENCIAS FÍSICO MATEMÁTICAS"

Codigo : INF. N° 001-2019/TT-VC-Z-007/INGEOTECON-0418-19 Región : AYACUCHO
 Solicitante : BACH. ULISES BARRIENTOS ESPILLCO Provincia : HUAMANGA
 Muestra : CONCRETO ENDURECIDO Distrito : AYACUCHO
 Fecha : MAYO DEL 2019 Lugar : UNSCH


PRUEBA N°: 1			PRUEBA N°: 2		
IDENTIFICACION DE LA ESTRUCTURA: MÓDULO EXISTENTE (03 PISOS) - PRIMER NIVEL			IDENTIFICACION DE LA ESTRUCTURA: MÓDULO EXISTENTE (03 PISOS) - PRIMER NIVEL		
LOCALIZACION DE LA PRUEBA: COLUMNA EJE 1-1/A-A			LOCALIZACION DE LA PRUEBA: COLUMNA EJE 8-8/C-C		
SUPERFICIE: ACABADA Y PULIDA CON PIEDRA ABRASIVA			SUPERFICIE: ACABADA Y PULIDA CON PIEDRA ABRASIVA		
FECHA ENSAYO	29/04/2019		FECHA ENSAYO	29/04/2019	
EDAD DEL CONCRETO	> 28 días		EDAD DEL CONCRETO	> 28 días	
TIPO DE ESCLEROMETRO:	ANALOGO ELE		TIPO DE ESCLEROMETRO:	ANALOGO ELE	
REBOTE EN YUNQUE DE CALIBRACION (ELE):	79		REBOTE EN YUNQUE DE CALIBRACION (ELE):	79	
N° DE REBOTE	VALOR DE REBOTE		N° DE REBOTE	VALOR DE REBOTE	
	CAMPO	CORREGIDO		CAMPO	CORREGIDO
1	46	46	1	39	39
2	43	43	2	36	36
3	43	43	3	37	37
4	45	45	4	40	40
5	42	42	5	38	38
6	40	40	6	40	40
7	44	44	7	36	36
8	43	43	8	40	40
9	44	44	9	38	38
10	42	42	10	40	40
PROMEDIO R :	43	43	PROMEDIO R :	38	38
Orientación :	0,0°		Orientación :	0,0°	
fc Promedio Correlación:	390,0 kg/cm ²		fc Promedio Correlación:	317,7 kg/cm ²	
Desviación Estándar:	65,8 kg/cm ²		Desviación Estándar:	62,1 kg/cm ²	
fc Mínimo Correlacionado:	324 kg/cm ²		fc Mínimo Correlacionado:	256 kg/cm ²	

TRAZABILIDAD: EQUIPO ESCLEROMETRO MARCA ELE MODELO 35-1480 SERIE 1023, CALIBRACION CERTIFICADO 028-2018 / YUNQUE ELE CALIBRACION H-2972


INGEOTECON
 JOBER JANAMPA AGUADO
 INGENIERO CIVIL
 REG. COL. ING. N° 17440/
 ALPAREZ LIMA 2018

Fuente: Obtenida del Informe N° 001-2019/TT-VC-Z-007/INGEOTECON-0418-19 presentado por la empresa INGEOTECON EIRL

Tabla 1.5: Ensayo con esclerómetro 03 y 04

	DETERMINACIÓN DEL INDICE DE REBOTE DEL CONCRETO CON ESCLEROMETRO (NTP 339.181)	Código formato base: FOR-SIG-01.00
		Código del documento FOR-OPE-95.00
		Página 2 / 5

Proyecto : "ANÁLISIS DE DESEMPEÑO SÍSMICO Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL MEDIANTE EL CÓDIGO ASCE/SEI 41-13 APLICADO AL PABELLÓN DE LA ESCUELA PROFESIONAL DE CIENCIAS FÍSICO MATEMÁTICAS"

Codigo : INF. N° 001-2019/TT-VC-Z-007/INGEOTECON-0418-19 Región : AYACUCHO
 Solicitante : BACH. ULISES BARRIENTOS ESPILLCO Provincia : HUAMANGA
 Muestra : CONCRETO ENDURECIDO Distrito : AYACUCHO
 Fecha : MAYO DEL 2019 Lugar : UNSCH


PRUEBA N°: 3			PRUEBA N°: 4		
IDENTIFICACION DE LA ESTRUCTURA: MÓDULO EXISTENTE (03 PISOS) - SEGUNDO NIVEL			IDENTIFICACION DE LA ESTRUCTURA: MÓDULO EXISTENTE (03 PISOS) - TERCER NIVEL		
LOCALIZACION DE LA PRUEBA: COLUMNA EJE 6-6/A-A			LOCALIZACION DE LA PRUEBA: COLUMNA EJE 3-3/C-C		
SUPERFICIE: ACABADA Y PULIDA CON PIEDRA ABRASIVA			SUPERFICIE: ACABADA Y PULIDA CON PIEDRA ABRASIVA		
FECHA ENSAYO : 29/04/2019			FECHA ENSAYO : 29/04/2019		
EDAD DEL CONCRETO : > 28 días			EDAD DEL CONCRETO : > 28 días		
TIPO DE ESCLEROMETRO: ANALOGO ELE			TIPO DE ESCLEROMETRO: ANALOGO ELE		
REBOTE EN YUNQUE DE CALIBRACION (ELE): 79			REBOTE EN YUNQUE DE CALIBRACION (ELE): 79		
N° DE REBOTE	VALOR DE REBOTE		N° DE REBOTE	VALOR DE REBOTE	
	CAMPO	CORREGIDO		CAMPO	CORREGIDO
1	37	37	1	35	35
2	43	43	2	34	34
3	40	40	3	37	37
4	36	36	4	37	37
5	37	37	5	37	37
6	36	36	6	33	33
7	40	40	7	34	34
8	36	36	8	34	34
9	42	42	9	34	34
10	40	40	10	39	39
PROMEDIO R :	39	38	PROMEDIO R :	35	35
Orientación :	0,0°		Orientación :	0,0°	
fc Promedio Correlación:	322,1 kg/cm2		fc Promedio Correlación:	274,5 kg/cm2	
Desviación Estándar:	62,3 kg/cm2		Desviación Estándar:	59,9 kg/cm2	
fc Mínimo Correlacionado:	260 kg/cm2		fc Mínimo Correlacionado:	215 kg/cm2	

TRAZABILIDAD: EQUIPO ESCLEROMETRO MARCA ELE MODELO 35-1480 SERIE 1023, CALIBRACION CERTIFICADO 028-2018 / YUNQUE ELE CALIBRACION H-2972


INGEOTECON
JOBER JANAMPA AGUADO
 INGENIERO CIVIL
 REG. GOL. ING. N° 17440/
 JEFE DE LABORATORIO

Fuente: Obtenida del Informe N° 001-2019/TT-VC-Z-007/INGEOTECON-0418-19 presentado por la empresa INGEOTECON EIRL

Tabla 1.6: Ensayo con esclerómetro 05 y 06


	DETERMINACIÓN DEL INDICE DE REBOTE DEL CONCRETO CON ESCLEROMETRO (NTP 339.181)	Código formato base: FOR-SIG-01.00
		Código del documento FOR-OPE-95.00
		Página 3 / 5

Proyecto : "ANÁLISIS DE DESEMPEÑO SÍSMICO Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL MEDIANTE EL CÓDIGO ASCE/SEI 41-13 APLICADO AL PABELLÓN DE LA ESCUELA PROFESIONAL DE CIENCIAS FÍSICO MATEMÁTICAS"

Codigo : INF. N° 001-2019/TT-VC-Z-007/INGEOTECON-0418-19 Región : AYACUCHO
 Solicitante : BACH. ULISES BARRIENTOS ESPILLCO Provincia : HUAMANGA
 Muestra : CONCRETO ENDURECIDO Distrito : AYACUCHO
 Fecha : MAYO DEL 2019 Lugar : UNSCH


PRUEBA N°: 5			PRUEBA N°: 6		
IDENTIFICACION DE LA ESTRUCTURA: MÓDULO EXISTENTE (03 PISOS) - SEGUNDO NIVEL			IDENTIFICACION DE LA ESTRUCTURA: MÓDULO EXISTENTE (03 PISOS) - TERCER NIVEL		
LOCALIZACION DE LA PRUEBA: COLUMNA EJE 5-5/C-C			LOCALIZACION DE LA PRUEBA: COLUMNA EJE 11-11/C-C		
SUPERFICIE: ACABADA Y PULIDA CON PIEDRA ABRASIVA			SUPERFICIE: ACABADA Y PULIDA CON PIEDRA ABRASIVA		
FECHA ENSAYO : 29/04/2019			FECHA ENSAYO : 29/04/2019		
EDAD DEL CONCRETO : > 28 días			EDAD DEL CONCRETO : > 28 días		
TIPO DE ESCLEROMETRO: ANALOGO ELE			TIPO DE ESCLEROMETRO: ANALOGO ELE		
REBOTE EN YUNQUE DE CALIBRACION (ELE): 79			REBOTE EN YUNQUE DE CALIBRACION (ELE): 79		
N° DE REBOTE	VALOR DE REBOTE		N° DE REBOTE	VALOR DE REBOTE	
	CAMPO	CORREGIDO		CAMPO	CORREGIDO
1	32	32	1	39	39
2	36	36	2	38	38
3	34	34	3	40	40
4	32	32	4	38	38
5	34	34	5	37	37
6	38	38	6	38	38
7	31	31	7	38	38
8	33	33	8	37	37
9	36	36	9	36	36
10	30	30	10	38	38
PROMEDIO R :	34	33	PROMEDIO R :	38	37
Orientación :	0,0°		Orientación :	0,0°	
fc Promedio Correlación:	249,4 kg/cm2		fc Promedio Correlación:	310,4 kg/cm2	
Desviación Estándar:	58,6 kg/cm2		Desviación Estándar:	61,7 kg/cm2	
fc Mínimo Correlacionado:	191 kg/cm2		fc Mínimo Correlacionado:	249 kg/cm2	

TRAZABILIDAD: EQUIPO ESCLEROMETRO MARCA ELE MODELO 35-1480 SERIE 1023, CALIBRACION CERTIFICADO 028-2018 / YUNQUE ELE CALIBRACION H-2972


INGEOTECON
JOBER JANAMPA AGUADO
 INGENIERO CIVIL
 REG. COL. ING. N° 17440/
 JEFE DE LABORATORIO

Fuente: Obtenida del Informe N° 001-2019/TT-VC-Z-007/INGEOTECON-0418-19 presentado por la empresa INGEOTECON EIRL

Tabla 1.7: Ensayo con esclerómetro 07 y 08


	DETERMINACIÓN DEL INDICE DE REBOTE DEL CONCRETO CON ESCLEROMETRO (NTP 339.181)	Código formato base: FOR-SIG-01.00
		Código del documento FOR-OPE-95.00
		Página 4 / 5

Proyecto : "ANÁLISIS DE DESEMPEÑO SÍSMICO Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL MEDIANTE EL CÓDIGO ASCE/SEI 41-13 APLICADO AL PABELLÓN DE LA ESCUELA PROFESIONAL DE CIENCIAS FÍSICO MATEMÁTICAS"

Código : INF. N° 001-2019/TT-VC-Z-007/INGEOTECON-0418-19 Región : AYACUCHO
 Solicitante : BACH. ULISES BARRIENTOS ESPILLCO Provincia : HUAMANGA
 Muestra : CONCRETO ENDURECIDO Distrito : AYACUCHO
 Fecha : MAYO DEL 2019 Lugar : UNSCH


PRUEBA N°: 7			PRUEBA N°: 8		
IDENTIFICACION DE LA ESTRUCTURA: MÓDULO EXISTENTE (03 PISOS) - TERCER NIVEL			IDENTIFICACION DE LA ESTRUCTURA: MÓDULO EXISTENTE (03 PISOS) - SEGUNDO NIVEL		
LOCALIZACION DE LA PRUEBA: VIGA EJE 4-4			LOCALIZACION DE LA PRUEBA: VIGA EJE 6-6		
SUPERFICIE: ACABADA Y PULIDA CON PIEDRA ABRASIVA			SUPERFICIE: ACABADA Y PULIDA CON PIEDRA ABRASIVA		
FECHA ENSAYO: 29/02/2019			FECHA ENSAYO: 29/02/2019		
EDAD DEL CONCRETO: > 28 días			EDAD DEL CONCRETO: > 28 días		
TIPO DE ESCLEROMETRO: ANALOGO ELE			TIPO DE ESCLEROMETRO: ANALOGO ELE		
REBOTE EN YUNQUE DE CALIBRACION (ELE): 79			REBOTE EN YUNQUE DE CALIBRACION (ELE): 79		
N° DE REBOTE	VALOR DE REBOTE		N° DE REBOTE	VALOR DE REBOTE	
	CAMPO	CORREGIDO		CAMPO	CORREGIDO
1	36	36	1	41	41
2	31	31	2	39	39
3	31	31	3	40	40
4	33	33	4	41	41
5	31	31	5	42	42
6	30	30	6	41	41
7	30	30	7	42	42
8	31	31	8	42	42
9	30	30	9	42	42
10	30	30	10	43	43
PROMEDIO R :	31	31	PROMEDIO R :	41	41
Orientación :	0,0°		Orientación :	0,0°	
fc Promedio Correlación:	218,1 kg/cm2		fc Promedio Correlación:	360,9 kg/cm2	
Desviación Estándar:	57,0 kg/cm2		Desviación Estándar:	64,3 kg/cm2	
fc Mínimo Correlacionado:	161 kg/cm2		fc Mínimo Correlacionado:	297 kg/cm2	

TRAZABILIDAD: EQUIPO ESCLEROMETRO MARCA ELE MODELO 35-1480 SERIE 1023, CALIBRACION CERTIFICADO 028-2018 / YUNQUE ELE CALIBRACION H-2972


INGEOTECON
 JOBER JANAMPA AGUADO
 INGENIERO CIVIL
 REG. COL. ING. N° 17440
 JEFE DE LABORATORIO

Fuente: Obtenida del Informe N° 001-2019/TT-VC-Z-007/INGEOTECON-0418-19 presentado por la empresa INGEOTECON EIRL

Tabla 1.8: Ensayo con esclerómetro 09


	DETERMINACIÓN DEL INDICE DE REBOTE DEL CONCRETO CON ESCLEROMETRO (NTP 339.181)	Código formato base: FOR-SIG-01.00
		Código del documento FOR-OPE-95.00
		Página 4 / 5

Proyecto : "ANÁLISIS DE DESEMPEÑO SÍSMICO Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL MEDIANTE EL CÓDIGO ASCE/SEI 41-13 APLICADO AL PABELLÓN DE LA ESCUELA PROFESIONAL DE CIENCIAS FÍSICO MATEMÁTICAS"

Código : INF. N° 001-2019/TT-VC-Z-007/INGEOTECON-0418-19 Región : AYACUCHO
 Solicitante : BACH. ULISES BARRIENTOS ESPILLCO Provincia : HUAMANGA
 Muestra : CONCRETO ENDURECIDO Distrito : AYACUCHO
 Fecha : MAYO DEL 2019 Lugar : UNSCH

PRUEBA N°: 7			PRUEBA N°: 8		
IDENTIFICACION DE LA ESTRUCTURA: MÓDULO EXISTENTE (03 PISOS) - TERCER NIVEL			IDENTIFICACION DE LA ESTRUCTURA: MÓDULO EXISTENTE (03 PISOS) - SEGUNDO NIVEL		
LOCALIZACION DE LA PRUEBA: VIGA EJE 4-4			LOCALIZACION DE LA PRUEBA: VIGA EJE 6-6		
SUPERFICIE: ACABADA Y PULIDA CON PIEDRA ABRASIVA			SUPERFICIE: ACABADA Y PULIDA CON PIEDRA ABRASIVA		
FECHA ENSAYO: 29/02/2019			FECHA ENSAYO: 29/02/2019		
EDAD DEL CONCRETO: > 28 días			EDAD DEL CONCRETO: > 28 días		
TIPO DE ESCLEROMETRO: ANALOGO ELE			TIPO DE ESCLEROMETRO: ANALOGO ELE		
REBOTE EN YUNQUE DE CALIBRACION (ELE): 79			REBOTE EN YUNQUE DE CALIBRACION (ELE): 79		
N° DE REBOTE	VALOR DE REBOTE		N° DE REBOTE	VALOR DE REBOTE	
	CAMPO	CORREGIDO		CAMPO	CORREGIDO
1	36	36	1	41	41
2	31	31	2	39	39
3	31	31	3	40	40
4	33	33	4	41	41
5	31	31	5	42	42
6	30	30	6	41	41
7	30	30	7	42	42
8	31	31	8	42	42
9	30	30	9	42	42
10	30	30	10	43	43
PROMEDIO R :	31	31	PROMEDIO R :	41	41
Orientación :	0,0°		Orientación :	0,0°	
fc Promedio Correlación:	218,1 kg/cm2		fc Promedio Correlación:	360,9 kg/cm2	
Desviación Estándar:	57,0 kg/cm2		Desviación Estándar:	64,3 kg/cm2	
fc Mínimo Correlacionado:	161 kg/cm2		fc Mínimo Correlacionado:	297 kg/cm2	

TRAZABILIDAD: EQUIPO ESCLEROMETRO MARCA ELE MODELO 35-1480 SERIE 1023, CALIBRACION CERTIFICADO 028-2018 / YUNQUE ELE CALIBRACION H-2972


INGEOTECON
 JOBER JANAMPA AGUADO
 INGENIERO CIVIL
 REG. COL. ING. N° 17440
 JEFE DE LABORATORIO

Fuente: Obtenida del Informe N° 001-2019/TT-VC-Z-007/INGEOTECON-0418-19 presentado por la empresa INGEOTECON EIRL

ANEXO-5: Desempeño de las columnas para peligro sísmico BSE-1E en la dirección X

Tabla 1.9: Desempeño a flexion de las columnas en dirección X para BSE-1E

Tipo de viga	Codigo	Ubicación	Nivel	Rotacion plastica (rad) para el δt de la demanda BSE-1E	Criterio de Aceptacion			Estado de la rotula	Condicion
					IO	LS	CP		
V-3(25x40)	V84H1	Eje Centre 1 y 2	1	0.0176	0.005	0.02	0.03	IO a LS	no cumple
V-3(25x40)	V85H1	Eje Centre 2 y 3	1	0.0262	0.005	0.02	0.03	LS a CP	no cumple
V-3(25x40)	V86H1	Eje Centre 3 y 4	1	0.0239	0.005	0.02	0.03	LS a CP	no cumple
V-3(25x40)	V87H2	Eje Centre 4 y 5	1	0.0127	0.005	0.02	0.03	IO a LS	no cumple
V-3(25x40)	V88H2	Eje Centre 5 y 6	1	0.0135	0.005	0.02	0.03	IO a LS	no cumple
V-3(25x40)	V89H2	Eje Centre 6 y 7	1	0.0223	0.005	0.02	0.03	LS a CP	no cumple
V-3(25x40)	V90H2	Eje Centre 7 y 8	1	0.0144	0.005	0.02	0.03	IO a LS	no cumple
V-3(25x40)	V91H2	Eje Centre 8 y 9	1	0.0220	0.005	0.02	0.03	LS a CP	no cumple
V-3(25x40)	V141H2	Eje Centre 1 y 2	2	0.0016	0.005	0.02	0.03	< IO	cumple
V-3(25x40)	V1422	Eje Centre 2 y 3	2	0.001	0.005	0.02	0.03	< IO	cumple
V-3(25x40)	V143H2	Eje Centre 3 y 4	2	0.0001	0.005	0.02	0.03	< IO	cumple
V-3(25x40)	V144H2	Eje Centre 4 y 5	2	0.0017	0.005	0.02	0.03	< IO	cumple
V-3(25x40)	V146H2	Eje Centre 6 y 7	2	0.0031	0.005	0.02	0.03	< IO	cumple
V-3(25x40)	V147H2	Eje Centre 7 y 8	2	0.0006	0.005	0.02	0.03	< IO	cumple
V-3(25x40)	V148H2	Eje Centre 8 y 9	2	0.0041	0.005	0.02	0.03	< IO	cumple
V-3(25x40)	V92H2	Eje A entre 1 y 2	1	0.0102	0.005	0.02	0.03	IO a LS	no cumple
V-3(25x40)	V93H1	Eje A entre 2 y 3	1	0.0105	0.005	0.02	0.03	IO a LS	no cumple
V-3(25x40)	V94H2	Eje A entre 3 y 4	1	0.0111	0.005	0.02	0.03	IO a LS	no cumple
V-3(25x40)	V95H1	Eje A entre 4 y 5	1	0.0075	0.005	0.02	0.03	IO a LS	no cumple
V-3(25x40)	V96H2	Eje A entre 5 y 6	1	0.0149	0.005	0.02	0.03	IO a LS	no cumple
V-3(25x40)	V107H2	Eje A entre 6 y 7	1	0.0163	0.005	0.02	0.03	IO a LS	no cumple
V-3(25x40)	V97H2	Eje A entre 7 y 8	1	0.0159	0.005	0.02	0.03	IO a LS	no cumple
V-3(25x40)	V98H2	Eje A entre 8 y 9	1	0.0168	0.005	0.02	0.03	IO a LS	no cumple
V-3(25x40)	V149H2	Eje A entre 1 y 2	2	0.0010	0.005	0.02	0.03	< IO	cumple
V-3(25x40)	V150H1	Eje A entre 2 y 3	2	0.0010	0.005	0.02	0.03	< IO	cumple
V-3(25x40)	V151H2	Eje A entre 3 y 4	2	0.0013	0.005	0.02	0.03	< IO	cumple
V-3(25x40)	V156H2	Eje A entre 8 y 9	2	0.0021	0.005	0.02	0.03	< IO	cumple

Tabla 1.10: Desempeño a cortante de las columnas en dirección X para BSE-1E

Tipo de columna	Codigo	Ubicación	Nivel	Demanda de fuerza cortante entre Resistencia nominal al cortante (V_u/V_n)	Criterio de Aceptacion (rad)			Estado de la rotula	Condicion
					IO	LS	CP		
C-1.1(25x40)	C273H2	Eje A - 1	1	1.00	0.67	0.75	1.00	> CP	no cumple
C-2.1(30x45)	C270H2	Eje A - 2	1	1.00	0.67	0.75	1.00	> CP	no cumple
C-2.1(30x45)	C284H2	Eje A - 3	1	1.00	0.67	0.75	1.00	> CP	no cumple
C-2.1(30x45)	C282H2	Eje A - 4	1	1.00	0.67	0.75	1.00	> CP	no cumple
C-2.1(30x45)	C280H2	Eje A - 6	1	0.87	0.67	0.75	1.00	LS a CP	no cumple
C-2.1(30x45)	C278H2	Eje A - 7	1	0.85	0.67	0.75	1.00	LS a CP	no cumple
C-2.1(30x45)	C276H2	Eje A - 8	1	0.86	0.67	0.75	1.00	LS a CP	no cumple
C-1.1(25x40)	C319H2	Eje C - 1	1	1.00	0.67	0.75	1.00	> CP	no cumple
C-2.1(30x45)	C328H2	Eje C - 2	1	1.00	0.67	0.75	1.00	> CP	no cumple
C-2.1(30x45)	C324H2	Eje C - 4	1	1.00	0.67	0.75	1.00	> CP	no cumple
C-2.1(30x45)	C322H2	Eje C - 6	1	0.98	0.67	0.75	1.00	LS a CP	no cumple
C-2.1(30x45)	C320H2	Eje C - 8	1	0.98	0.67	0.75	1.00	LS a CP	no cumple

ANEXO-6: Desempeño de las vigas para peligro sísmico BSE-1E en la dirección X

Tabla 1.11: Desempeño a flexion de las vigas en dirección X para BSE-1E

Tipo de viga	Codigo	Ubicación	Nivel	Rotacion plastica (rad) para el ót de la demanda BSE-1E	Criterio de Aceptacion (rad)			Estado de la rotula	Condicion
					IO	LS	CP		
V-3(25x40)	V84H1	Eje Centre 1 y 2	1	0.0176	0.005	0.02	0.03	IO a LS	no cumple
V-3(25x40)	V85H1	Eje Centre 2 y 3	1	0.0262	0.005	0.02	0.03	LS a CP	no cumple
V-3(25x40)	V86H1	Eje Centre 3 y 4	1	0.0239	0.005	0.02	0.03	LS a CP	no cumple
V-3(25x40)	V87H2	Eje Centre 4 y 5	1	0.0127	0.005	0.02	0.03	IO a LS	no cumple
V-3(25x40)	V88H2	Eje Centre 5 y 6	1	0.0135	0.005	0.02	0.03	IO a LS	no cumple
V-3(25x40)	V89H2	Eje Centre 6 y 7	1	0.0223	0.005	0.02	0.03	LS a CP	no cumple
V-3(25x40)	V90H2	Eje Centre 7 y 8	1	0.0144	0.005	0.02	0.03	IO a LS	no cumple
V-3(25x40)	V91H2	Eje Centre 8 y 9	1	0.0220	0.005	0.02	0.03	LS a CP	no cumple
V-3(25x40)	V141H2	Eje Centre 1 y 2	2	0.0016	0.005	0.02	0.03	< IO	cumple
V-3(25x40)	V1422	Eje Centre 2 y 3	2	0.001	0.005	0.02	0.03	< IO	cumple
V-3(25x40)	V143H2	Eje Centre 3 y 4	2	0.0001	0.005	0.02	0.03	< IO	cumple
V-3(25x40)	V144H2	Eje Centre 4 y 5	2	0.0017	0.005	0.02	0.03	< IO	cumple
V-3(25x40)	V146H2	Eje Centre 6 y 7	2	0.0031	0.005	0.02	0.03	< IO	cumple
V-3(25x40)	V147H2	Eje Centre 7 y 8	2	0.0006	0.005	0.02	0.03	< IO	cumple
V-3(25x40)	V148H2	Eje Centre 8 y 9	2	0.0041	0.005	0.02	0.03	< IO	cumple
V-3(25x40)	V92H2	Eje A entre 1 y 2	1	0.0102	0.005	0.02	0.03	IO a LS	no cumple
V-3(25x40)	V93H1	Eje A entre 2 y 3	1	0.0105	0.005	0.02	0.03	IO a LS	no cumple
V-3(25x40)	V94H2	Eje A entre 3 y 4	1	0.0111	0.005	0.02	0.03	IO a LS	no cumple
V-3(25x40)	V95H1	Eje A entre 4 y 5	1	0.0075	0.005	0.02	0.03	IO a LS	no cumple
V-3(25x40)	V96H2	Eje A entre 5 y 6	1	0.0149	0.005	0.02	0.03	IO a LS	no cumple
V-3(25x40)	V107H2	Eje A entre 6 y 7	1	0.0163	0.005	0.02	0.03	IO a LS	no cumple
V-3(25x40)	V97H2	Eje A entre 7 y 8	1	0.0159	0.005	0.02	0.03	IO a LS	no cumple
V-3(25x40)	V98H2	Eje A entre 8 y 9	1	0.0168	0.005	0.02	0.03	IO a LS	no cumple
V-3(25x40)	V149H2	Eje A entre 1 y 2	2	0.0010	0.005	0.02	0.03	< IO	cumple
V-3(25x40)	V150H1	Eje A entre 2 y 3	2	0.0010	0.005	0.02	0.03	< IO	cumple
V-3(25x40)	V151H2	Eje A entre 3 y 4	2	0.0013	0.005	0.02	0.03	< IO	cumple
V-3(25x40)	V156H2	Eje A entre 8 y 9	2	0.0021	0.005	0.02	0.03	< IO	cumple

Tabla 1.12: Desempeño a cortante de las vigas en dirección X para BSE-1E

Tipo de columna	Codigo	Ubicación	Nivel	Demanda de fuerza cortante entre Resistencia nominal al cortante (V_u/V_n)	Criterio de Aceptacion			Estado de la rotula	Condicion
					IO	LS	CP		
V-3(25x40)	V84H2	Eje C entre 1 y 2	1	0.149	0.67	0.75	1.00	< IO	cumple
V-3(25x40)	V85H2	Eje C entre 2 y 3	1	0.345	0.67	0.75	1.00	< IO	cumple
V-3(25x40)	V86H2	Eje C entre 3 y 4	1	0.162	0.67	0.75	1.00	< IO	cumple
V-3(25x40)	V88H2	Eje C entre 5 y 6	1	0.171	0.67	0.75	1.00	< IO	cumple
V-3(25x40)	V89H2	Eje C entre 6 y 7	1	0.431	0.67	0.75	1.00	< IO	cumple
V-3(25x40)	V91H2	Eje C entre 8 y 9	1	0.417	0.67	0.75	1.00	< IO	cumple
V-3(25x40)	V92H2	Eje A entre 1 y 2	1	0.146	0.67	0.75	1.00	< IO	cumple
V-3(25x40)	V93H2	Eje A entre 2 y 3	1	0.157	0.67	0.75	1.00	< IO	cumple
V-3(25x40)	V94H2	Eje A entre 3 y 4	1	0.149	0.67	0.75	1.00	< IO	cumple
V-3(25x40)	V95H2	Eje A entre 4 y 5	1	0.159	0.67	0.75	1.00	< IO	cumple
V-3(25x40)	V96H2	Eje A entre 5 y 6	1	0.171	0.67	0.75	1.00	< IO	cumple
V-3(25x40)	V107H2	Eje A entre 6 y 7	1	0.172	0.67	0.75	1.00	< IO	cumple
V-3(25x40)	V97H2	Eje A entre 7 y 8	1	0.172	0.67	0.75	1.00	< IO	cumple
V-3(25x40)	V98H2	Eje A entre 8 y 9	1	0.170	0.67	0.75	1.00	< IO	cumple
V-3(25x40)	V142H2	Eje Centre 2 y 3	2	0.264	0.67	0.75	1.00	< IO	cumple
V-3(25x40)	V148H2	Eje Centre 8 y 9	2	0.250	0.67	0.75	1.00	< IO	cumple

ANEXO-7: Desempeño de los muros de albañilería para peligro sísmico BSE-1E en la dirección X

Tabla 1.13: Desempeño a esfuerzo axial de los muros de albañilería en dirección X para BSE-1E

Tipo de muro	Codigo	Ubicación	Nivel	Demanda de fuerza axial entre Resistencia a la fuerza axial (Pu/Pn)	Criterio de Aceptacion			Estado de la rotula	Condicion
					IO	LS	CP		
Alb. 4 (h=1.75m)	240H1	Eje C entre 1 y 2	1	1.33	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 4 (h=1.75m)	239H1	Eje Centre 2 y 3	1	0.93	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 4 (h=1.75m)	238H1	Eje Centre 3 y 4	1	2.85	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 4 (h=1.75m)	237H1	Eje Centre 4 y 5	1	1.06	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 5 (h=1.5m)	236H1	Eje Centre 6 y 7	1	1.90	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 5 (h=1.5m)	235H1	Eje Centre 8 y 9	1	1.90	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 3 (h=0.9m)	231H1	Eje Centre 2 y 3	2	1.55	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 3 (h=0.9m)	232H1	Eje Centre 4 y 5	2	1.47	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 3 (h=0.9m)	233H1	Eje Centre 6 y 7	2	2.11	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 3 (h=0.9m)	234H1	Eje Centre 8 y 9	2	2.07	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 3 (h=0.9m)	230H1	Eje Centre 2 y 3	3	0.87	0.33	0.75	0.9	LS a CP	no cumple
Alb. 3 (h=0.9m)	229H1	Eje Centre 4 y 5	3	0.85	0.33	0.75	0.9	LS a CP	no cumple
Alb. 3 (h=0.9m)	228H1	Eje Centre 6 y 7	3	0.82	0.33	0.75	0.9	LS a CP	no cumple
Alb. 3 (h=0.9m)	227H1	Eje Centre 8 y 9	3	0.80	0.33	0.75	0.9	LS a CP	no cumple
Alb. 4 (h=1.75m)	226H1	Eje A entre 1 y 2	1	1.19	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 4 (h=1.75m)	225H1	Eje A entre 2 y 3	1	1.05	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 4 (h=1.75m)	224H1	Eje A entre 3 y 4	1	1.15	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 4 (h=1.75m)	223H1	Eje A entre 4 y 5	1	1.48	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 5 (h=1.5m)	222H1	Eje A entre 5 y 6	1	1.02	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 5 (h=1.5m)	221H1	Eje A entre 6 y 7	1	1.53	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 5 (h=1.5m)	220H1	Eje A entre 7 y 8	1	1.49	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 5 (h=1.5m)	219H1	Eje A entre 8 y 9	1	1.53	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 3 (h=0.9m)	218H1	Eje A entre 1 y 2	2	1.45	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 3 (h=0.9m)	217H1	Eje A entre 2 y 3	2	1.35	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 3 (h=0.9m)	51H1	Eje A entre 3 y 4	2	1.56	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 3 (h=0.9m)	50H1	Eje A entre 4 y 5	2	1.42	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 3 (h=0.9m)	49H1	Eje A entre 5 y 6	2	1.20	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 3 (h=0.9m)	48H1	Eje A entre 6 y 7	2	1.81	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 3 (h=0.9m)	47H1	Eje A entre 7 y 8	2	1.84	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 3 (h=0.9m)	46H1	Eje A entre 8 y 9	2	1.82	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 3 (h=0.9m)	45H1	Eje A entre 1 y 2	3	0.57	0.33	0.75	0.9	IO a LS	no cumple
Alb. 3 (h=0.9m)	40H1	Eje A entre 2 y 3	3	0.68	0.33	0.75	0.9	IO a LS	no cumple
Alb. 3 (h=0.9m)	31H1	Eje A entre 3 y 4	3	0.64	0.33	0.75	0.9	IO a LS	no cumple
Alb. 3 (h=0.9m)	30H1	Eje A entre 4 y 5	3	0.68	0.33	0.75	0.9	IO a LS	no cumple
Alb. 3 (h=0.9m)	28H1	Eje A entre 5 y 6	3	0.51	0.33	0.75	0.9	IO a LS	no cumple
Alb. 3 (h=0.9m)	25H1	Eje A entre 6 y 7	3	0.62	0.33	0.75	0.9	IO a LS	no cumple
Alb. 3 (h=0.9m)	24H1	Eje A entre 7 y 8	3	0.62	0.33	0.75	0.9	IO a LS	no cumple
Alb. 3 (h=0.9m)	23H1	Eje A entre 8 y 9	3	0.61	0.33	0.75	0.9	IO a LS	no cumple

ANEXO-8: Desempeño de las columnas para peligro sísmico BSE-1E en la dirección Y

Tabla 1.14: Desempeño a flexion de las columnas en dirección Y para BSE-1E

Tipo de columna	Codigo	Ubicación	Nivel	Rotacion plastica (rad) en el δt para el sismo BSE-1E	Limite de aceptacion (rad)			Estado de la rotula	condicion
					IO	LS	CP		
C-1.1(25X40)	C318H1	Eje 1 - C	1	0.0063	0.0046	0.0329	0.0460	IO a LS	no cumple
C-3 (25X40)	C36H1	Eje 1 - B	1	0.0088	0.0050	0.0329	0.0460	IO a LS	no cumple
C-1.1(25X40)	C272H1	Eje 1 - A	1	0.0032	0.0046	0.0329	0.0460	< IO	cumple
C-2.1(30X45)	C329H1	Eje 2 - C	1	0.0024	0.0044	0.0318	0.0445	< IO	cumple
C-2.1(30X45)	C271H1	Eje 2 - A	1	0.0031	0.0044	0.0318	0.0445	< IO	cumple
CC(15X30)	C215H1	Eje 3 - B	1	0.0042	0.005	0.0353	0.0494	< IO	cumple
C-2.1(30X45)	C325H1	Eje 4 - C	1	0.0025	0.0044	0.0318	0.0445	< IO	cumple
C-2.1(30X45)	C283H1	Eje 4 - A	1	0.0035	0.0044	0.0318	0.0445	< IO	cumple
C-1.1(25X40)	C42H1	Eje 5 - C	1	0.0070	0.0046	0.0329	0.0460	IO a LS	no cumple
C-3(25x40)	C34H1	Eje 5 - B	1	0.0069	0.0050	0.0329	0.0460	IO a LS	no cumple
C-1.1(25X40)	C274H1	Eje 5 - A	1	0.0028	0.0046	0.0329	0.0460	< IO	cumple
C-2.1(30X45)	C323H1	Eje 6 - C	1	0.0022	0.0044	0.0318	0.0445	< IO	cumple
C-2.1(30X45)	C281H1	Eje 6 - A	1	0.0032	0.0044	0.0318	0.0445	< IO	cumple
C-2.1(30X45)	C53H1	Eje 7 - C	1	0.0056	0.0044	0.0318	0.0445	IO a LS	no cumple
CC(15X30)	C265H1	Eje 7 - B	1	0.0072	0.005	0.0353	0.0494	IO a LS	no cumple
C-2.1(30X45)	C279H1	Eje 7 - A	1	0.0025	0.0044	0.0318	0.0445	< IO	cumple
C-2.1(30X45)	C23H1	Eje 8 - C	1	0.0023	0.0044	0.0318	0.0445	< IO	cumple
C-2.1(30X45)	C277H1	Eje 8 - A	1	0.0032	0.0044	0.0318	0.0445	< IO	cumple
C-1.1(25X40)	C14H1	Eje 9 - C	1	0.0083	0.0046	0.0329	0.0460	IO a LS	no cumple
C-3 (25X40)	C26H1	Eje 9 - B	1	0.0082	0.0050	0.0329	0.0460	IO a LS	no cumple
C-1.1(25X40)	C13H1	Eje 9 - A	1	0.0041	0.0046	0.0329	0.0460	< IO	cumple

Tabla 1.15: Desempeño a flexion de las columnas en dirección Y para BSE-2E

Tipo de columna	Codigo	Ubicación	Nivel	Rotacion plastica (rad) en el δt para el sismo BSE-1E	Limite de aceptacion (rad)			Estado de la rotula	Condicion
					IO	LS	CP		
C-1.1(25X40)	C272H1	Eje 1 - A	1	0.0185	0.0046	0.0329	0.0460	IO a LS	cumple
C-3 (25X40)	C36H1	Eje 1 - B	1	0.0358	0.0050	0.0329	0.0460	LS a CP	no cumple
C-1.1(25X40)	C318H1	Eje 1 - C	1	0.0224	0.0046	0.0329	0.0460	IO a LS	cumple
C-3 (25X40)	C35H1	Eje 1 - B	2	0.0027	0.0041	0.0329	0.0460	< IO	cumple
C-2.1(30X45)	C270H1	Eje 2 - A	1	0.0188	0.0044	0.0318	0.0445	IO a LS	cumple
C-2.1(30X45)	C329H1	Eje 2 - B	1	0.0178	0.0044	0.0318	0.0445	IO a LS	cumple
C-2.1(30X45)	C285H1	Eje 3 - A	1	0.0165	0.0044	0.0318	0.0445	IO a LS	cumple
C-2.1(30X45)	C327H1	Eje 3 - C	1	0.0168	0.0044	0.0318	0.0445	IO a LS	cumple
CC(15X30)	C215H1	Eje 3 - B	2	0.0123	0.005	0.0353	0.0494	IO a LS	cumple
C-2.1(30X45)	C283H1	Eje 4 - A	1	0.0159	0.0044	0.0318	0.0445	IO a LS	cumple
C-2.1(30X45)	C325H1	Eje 4 - C	1	0.0146	0.0044	0.0318	0.0445	IO a LS	cumple
C-1.1(25X40)	C274H1	Eje 5 - A	1	0.0105	0.0046	0.0329	0.0460	IO a LS	cumple
C-3(15X30)	C34H1	Eje 5 - B	1	0.0177	0.005	0.0329	0.0460	IO a LS	cumple
C-1.1(25X40)	C42H1	Eje 5 - C	1	0.0177	0.0046	0.0329	0.0460	IO a LS	cumple
CC(15X30)	C33H1	Eje 5 - B	2	0.0008	0.005	0.0353	0.0494	< IO	cumple
C-2.1(30X45)	C281H1	Eje 6 - A	1	0.0108	0.0044	0.0318	0.0445	IO a LS	cumple
C-2.1(30X45)	C323H1	Eje 6 - C	1	0.0100	0.0044	0.0318	0.0445	IO a LS	cumple
C-2.1(30X45)	C279H1	Eje 7 - A	1	0.0089	0.0044	0.0318	0.0445	IO a LS	cumple
CC(15X30)	C265H1	Eje 7 - B	1	0.0372	0.005	0.0353	0.0494	LS a CP	no cumple
C-2.1(30X45)	C53H1	Eje 7 - C	1	0.0069	0.0044	0.0318	0.0445	IO a LS	cumple
CC(15X30)	C213H1	Eje 7 - B	2	0.0046	0.005	0.0353	0.0494	< IO	cumple
C-2.1(30X45)	C277H1	Eje 8 - A	1	0.0081	0.0044	0.0318	0.0445	IO a LS	cumple
C-2.1(30X45)	C23H1	Eje 8 - C	1	0.0073	0.0044	0.0318	0.0445	IO a LS	cumple
C-1.1(25X40)	C13H1	Eje 9 - A	1	0.0077	0.0046	0.0329	0.0460	IO a LS	cumple
C-3 (25X40)	C26H1	Eje 9 - B	1	0.0118	0.0050	0.0329	0.0460	IO a LS	cumple
C-1.1(25X40)	C14H1	Eje 9 - C	1	0.0126	0.0046	0.0329	0.0460	IO a LS	cumple
C-3 (25X40)	C27H1	Eje 9 - B	2	0.0009	0.0050	0.0329	0.0460	< IO	cumple

ANEXO-9: Desempeño de los muros de albañilería para peligro sísmico BSE-1E y BSE-2E en la dirección Y

Tabla 1.16: Desempeño a esfuerzo axial de los muros de albañilería en dirección Y para BSE-1E

Tipo de muro	Codigo	Ubicación	Nivel	Demanda de fuerza axial entre Resistencia a la fuerza axial (Pu/Pn)	Limites de aceptacion			Estado de la rotula	Condición
					IO	LS	CP		
Alb. 1 (h=2.65m)	245H1	Eje 1 entre A y B	1	0.94	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 1 (h=2.65m)	246H1	Eje 1 entre B y C	1	0.94	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 1 (h=2.65m)	243H1	Eje 1 entre A y B	2	0.88	0.33	0.75	0.9	LS a CP	no cumple
Alb. 1 (h=0.90m)	244H1	Eje 1 entre B y C	2	0.39	0.33	0.75	0.9	IO a LS	no cumple
Alb. 2 (h=2.55m)	268H1	Eje 3 entre A y B	2	1.32	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 2 (h=2.55m)	269H1	Eje 3 entre B y C	2	0.65	0.33	0.75	0.9	IO a LS	no cumple
Alb. 2 (h=2.55m)	266H1	Eje 3 entre A y B	3	0.60	0.33	0.75	0.9	IO a LS	no cumple
Alb. 2 (h=2.55m)	267H1	Eje 3 entre B y C	3	0.02	0.33	0.75	0.9	< IO	cumple
Alb. 1 (h=2.65m)	267H1	Eje 5 entre A y B	1	0.93	0.33	0.75	0.9	LS a CP	no cumple
Alb. 1 (h=2.65m)	252H1	Eje 5 entre B y C	1	0.92	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 1 (h=2.65m)	249H1	Eje 5 entre A y B	2	0.88	0.33	0.75	0.9	IO a LS	no cumple
Alb. 1 (h=2.65m)	250H1	Eje 5 entre B y C	2	0.89	0.33	0.75	0.9	IO a LS	no cumple
Alb. 2 (h=2.55m)	263H1	Eje 7 entre A y B	1	3.11	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 2 (h=2.55m)	264H1	Eje 7 entre B y C	1	3.12	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 2 (h=2.55m)	261H1	Eje 7 entre A y B	2	0.95	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 2 (h=2.55m)	262H1	Eje 7 entre B y C	2	1.01	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 1 (h=2.65m)	257H1	Eje 9 entre A y B	1	1.00	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 1 (h=2.65m)	258H1	Eje 9 entre B y C	1	0.98	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 1 (h=2.65m)	255H1	Eje 9 entre A y B	2	0.94	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 1 (h=2.65m)	256H1	Eje 9 entre B y C	2	0.94	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple

Tabla 1.17: Desempeño a esfuerzo axial de los muros de albañilería en dirección Y para BSE-2E

Tipo de muro	Codigo	Ubicación	Nivel	Demanda de fuerza axial entre Resistencia a la fuerza axial (Pu/Pn)	Límites de aceptación			Estado de la rotula	Condición
					IO	LS	CP		
Alb. 1 (h=2.65m)	245H1	Eje 1 entre A y B	1	0.94	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 1 (h=2.65m)	246H1	Eje 1 entre B y C	1	0.94	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 1 (h=2.65m)	243H1	Eje 1 entre A y B	2	0.94	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 1 (h=0.9m)	244H1	Eje 1 entre B y C	2	0.91	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 1 (h=2.65m)	241H1	Eje 1 entre A y B	2	0.35	0.33	0.75	0.9	IO a LS	no cumple
Alb. 2 (h=2.55m)	268H1	Eje 3 entre A y B	2	1.76	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 2 (h=2.55m)	269H1	Eje 3 entre B y C	2	1.61	0.33	0.75	0.9	IO a LS	no cumple
Alb. 2 (h=2.55m)	266H1	Eje 3 entre A y B	3	0.67	0.33	0.75	0.9	IO a LS	no cumple
Alb. 2 (h=2.55m)	267H1	Eje 3 entre B y C	3	0.14	0.33	0.75	0.9	< IO	cumple
Alb. 1 (h=2.65m)	267H1	Eje 5 entre A y B	1	0.93	0.33	0.75	0.9	LS a CP	no cumple
Alb. 1 (h=2.65m)	252H1	Eje 5 entre B y C	1	0.92	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 1 (h=2.65m)	249H1	Eje 5 entre A y B	2	0.96	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 1 (h=2.65m)	250H1	Eje 5 entre B y C	2	0.97	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 1 (h=2.65m)	250H1	Eje 5 entre B y C	3	0.40	0.33	0.75	0.9	IO a LS	no cumple
Alb. 2 (h=2.55m)	263H1	Eje 7 entre A y B	1	3.11	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 2 (h=2.55m)	264H1	Eje 7 entre B y C	1	3.12	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 2 (h=2.55m)	261H1	Eje 7 entre A y B	2	1.56	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 2 (h=2.55m)	262H1	Eje 7 entre B y C	2	1.72	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 2 (h=2.55m)	262H1	Eje 7 entre B y C	3	0.48	0.33	0.75	0.9	IO a LS	no cumple
Alb. 1 (h=2.65m)	257H1	Eje 9 entre A y B	1	1.00	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 1 (h=2.65m)	258H1	Eje 9 entre B y C	1	0.98	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 1 (h=2.65m)	255H1	Eje 9 entre A y B	2	0.97	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 1 (h=2.65m)	256H1	Eje 9 entre B y C	2	0.98	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 1 (h=2.65m)	254H1	Eje 9 entre B y C	3	0.40	0.33	0.75	0.9	IO a LS	no cumple

ANEXO-10: Calculo de reforzamiento a cortante de vigas mediante el sistema FRP

REFORZAMIENTO A CORTANTE DE VIGAS MEDIANTE EL SISTEMA FRP

Viga 25X40

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto

$$f_c := 210 \frac{kg}{cm^2} \quad b := 25 \quad h := 40 \quad d := h - 4 = 36$$

$$V_c := 0.53 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{cm^2}{kg}} \cdot b \cdot d \cdot kg = 6912.387 \text{ kg} \quad \text{viga existente}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo

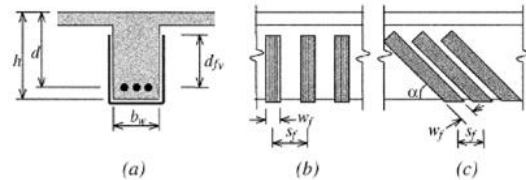
$$V_s = \frac{A_v f_y t d}{s}$$

$$A_v := 0.7097 \text{ cm}^2 \quad d' := d \cdot cm = 36 \text{ cm} \quad f_y := 4200 \frac{kg}{cm^2} \quad s := 12.5 \text{ cm}$$

$$V_s := 2 \cdot A_v \cdot f_y \cdot \frac{d'}{s} = 17169.062 \text{ kg}$$

Resistencia al cortante proporcionada por FRP

$$V_f = \frac{A_{fv} f_{fe} (\sin \alpha + \cos \alpha) d_{fv}}{S_f}$$



Area de la seccion de refuerzo de FRP

$$A_{fv} = 2nt_f w_f$$

$$n := 1 \quad t_f := 1.2 \text{ mm} \quad w_f := 50 \text{ mm}$$

$$A_{fv} := 2 \cdot n \cdot t_f \cdot w_f = 120 \text{ mm}^2$$

n: numero de capas de refuerzo de FRP
t_f: espesor nominal de una capa de refuerzo de FRP
w_f: ancho de la capa de refuerzo

Dimensiones	Sika® CarboDur®	Ancho disponible	Espesor	Área de la sección transversal
S				
S512		5 cm	1.2 mm	0.60 cm ²
S626		6 cm	2.6 mm	1.56 cm ²
S1012		10 cm	1.2 mm	1.20 cm ²

Esfuerzo efectivo en el FRP (Resistencia a la tension del FRP)

$$f_{fe} = \epsilon_{fe} E_f$$

ε_{fe}: deformacion efectiva en el refuerzo de FRP (mm/mm)
E_f: modulo de elasticidad a traccion de FRP

$$E_f := 16000 \frac{kg}{mm^2}$$

Módulo de Elasticidad a Tracción del Laminado	Valor Medio	165,000 MPa [1'650,000 kg/cm ²]	(ASTM 3039)
	Valor Mínimo	> 160,000 MPa [1'600,000 kg/cm ²]	

Deformacion efectiva en laminado de FRP

para FRP envuelto y adherido en forma de U

$$\varepsilon_{fe} = \kappa_v \varepsilon_{fu} \leq 0.004$$

k_v : coeficiente de reduccion de adherencia
 ε_{fu} : Deformacion unitaria ultima del refuerzo FRP

Coefficiente de reduccion de adherencia

$$\kappa_v = \frac{k_1 k_2 L_e}{11,900 \varepsilon_{fu}} \leq 0.75 \text{ in SI units}$$

- Longitud de adherencia efectiva

$$L_e = \frac{23,300}{(n_f t_f E_f)^{0.58}} \text{ in SI units}$$

E_c : modulo de elasticidad de concreto

$$E_c := 2173.7065 \frac{kg}{mm^2}$$

$$n_f := \frac{E_f}{E_c} = 7.361$$

$$L_e := \frac{23300}{\left(n_f \cdot t_f \cdot \frac{1}{mm} E_f \cdot \frac{mm^2}{kg} \right)^{0.58}} \cdot mm = 24.001 \text{ mm}$$

- Factores de modificacion K1 y K2

$$f_c := 20.59 \frac{N}{mm^2}$$

f_c : Resistencia a compresion del concreto

$$k_1 = \left(\frac{f_c}{27} \right)^{2/3} \text{ in SI units}$$

$$k_1 := \left(\frac{f_c \cdot \frac{mm^2}{N}}{27} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.835$$

$$k_2 = \begin{cases} \frac{d_{fv} - L_e}{d_{fv}} & \text{for U-wraps} \\ \frac{d_{fv} - 2L_e}{d_{fv}} & \text{for two sides bonded} \end{cases}$$

d_{fv} : Profundidad efectiva del refuerzo FRP para cortante

$$k_2 := \frac{d_{fv} - L_e}{d_{fv}} = 0.815$$

$$d_{fv} := 130 \text{ mm}$$

- Deformacion unitaria ultima del refuerzo FRP (es reducido mediante C_E , para condiciones ambientales de exposicion)

$$\varepsilon_{fu} = C_E \varepsilon_{fu}^* \quad \varepsilon'_{fu} := 0.0169 \quad \text{tension maxima de ruptura del refuerzo de FRP}$$

Table 9.1—Environmental reduction factor for various FRP systems and exposure conditions

Exposure conditions	Fiber type	Environmental reduction factor C_E
Interior exposure	Carbon	0.95
	Glass	0.75
	Aramid	0.85
Exterior exposure (bridges, piers, and unenclosed parking garages)	Carbon	0.85
	Glass	0.65
	Aramid	0.75
Aggressive environment (chemical plants and wastewater treatment plants)	Carbon	0.85
	Glass	0.50
	Aramid	0.70

Elongación a Rotura del Laminado	Valor Mínimo	> 1.69 %	(ASTM 3039)
*Valores declarados en la dirección longitudinal de las fibras de carbono			

$$C_E := 0.95 \quad \text{Factor de reducción ambiental}$$

$$\varepsilon_{fu} := C_E \cdot \varepsilon'_{fu} = 0.016$$

$$k_v := \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{L_e}{1 \text{ mm}}}{11900 \cdot \varepsilon_{fu}} = 0.085$$

$$k_v \leq 0.75 \quad k_v: \text{Coeficiente de reducción de adherencia}$$

$$\varepsilon_{fe} := k_v \cdot \varepsilon_{fu} = 0.00137$$

$$\varepsilon_{fe} \leq 0.004 \quad \varepsilon_{fe}: \text{Deformación efectiva en laminado de FRP}$$

$$f_{fe} := \varepsilon_{fe} \cdot E_f = 21.963 \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{fe}: \text{Esfuerzo efectivo en el FRP}$$

$$s_f := 150 \text{ mm}$$

$$s_f: \text{Distancia entre laminado de FRP}$$

$$V_f := \frac{A_{fv} \cdot f_{fe} \cdot \left(\sin \left(45 \cdot \frac{\pi}{180} \right) + \cos \left(45 \cdot \frac{\pi}{180} \right) \right) \cdot d_{fv}}{s_f} = 3230.253 \text{ kg}$$

Resistencia al cortante proporcionada por FRP

Resistencia nominal al cortante

$$\phi V_n = \phi (V_c + V_s + \psi_f V_f) \quad \psi_f := 0.85$$

Table 11.1—Recommended additional reduction factors for FRP shear reinforcement

$\psi_f = 0.95$	Completely wrapped members
$\psi_f = 0.85$	Three-side and two-opposite-sides schemes

$$V_n := V_c + V_s + \psi_f \cdot V_f = 26827.164 \text{ kg}$$

$$\phi := 0.85$$

$$\phi V_n := \phi \cdot V_n = 22803.09 \text{ kg}$$

$$\phi V_n := \phi \cdot V_n = 22803.09 \text{ kg}$$

$$V_u := 22300 \text{ kg}$$

if ($\phi V_n \geq V_u$, “Ok”, “No Cumple”) = “Ok”

$$V_s := \frac{V_u}{\phi} - V_c = 19322.907 \text{ kg}$$

$$S := 2 \cdot A_v \cdot f_y \cdot \frac{d'}{V_s} = 11.107 \text{ cm}$$

$$esp := \frac{\frac{V_u}{\phi} - V_c}{2 \cdot f_y \cdot d'} = 0.064 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

Reforzar una distancia de 0.90 m ambos extremos (zona de confinamiento) dela viga ubicada en el eje A y C, entre 1 y 2, 4 y 5, 5 y 6, 8 y 9.

ANEXO-11: Desempeño de los componentes estructurales para el peligro sísmico BSE-1E y BSE-2E en la dirección X (estructura reforzada)

Tabla 1.18: Desempeño a flexión de las columnas en la dirección X para BSE-2E

Tipo de columna	Codigo	Ubicación	Nivel	Rotación plástica (rad) en el δ_t para el sismo BSE-2E	Limite de aceptación (rad)			Estado de la rotula	Estado
					IO	LS	CP		
C-2.2(30X40)	C2H3	Eje A y 3	2	0.00121	0.0046	0.0306	0.0428	< IO	cumple
C-2.2(30X40)	C3H3	Eje A y 4	2	0.00166	0.0046	0.0306	0.0428	< IO	cumple
C-2.2(30X40)	C4H3	Eje A y 6	2	0.00134	0.0046	0.0306	0.0428	< IO	cumple
C-2.2(30X40)	C5H3	Eje A y 7	2	0.00138	0.0046	0.0306	0.0428	< IO	cumple
C-2.2(30X40)	C6H3	Eje A y 8	2	0.00186	0.0046	0.0306	0.0428	< IO	cumple
C-2.2(30X40)	C12H3	Eje C y 2	2	0.00075	0.0046	0.0306	0.0428	< IO	cumple
C-2.2(30X40)	C11H3	Eje C y 3	2	0.00045	0.0046	0.0306	0.0428	< IO	cumple
C-2.2(30X40)	C10H3	Eje C y 4	2	0.00117	0.0046	0.0306	0.0428	< IO	cumple
C-2.2(30X40)	C9H3	Eje C y 6	2	0.00061	0.0046	0.0306	0.0428	< IO	cumple
C-2.2(30X40)	C8H3	Eje C y 7	2	0.00037	0.0046	0.0306	0.0428	< IO	cumple
C-2.2(30X40)	C7H3	Eje C y 8	2	0.00111	0.0046	0.0306	0.0428	< IO	cumple

Tabla 1.19: Desempeño a flexión de las vigas en la dirección X para BSE-1E

Tipo de viga	Codigo	Ubicación	Nivel	Rotación plástica (rad) para el δ_t de la demanda BSE-1E	Criterio de Aceptación			Estado de la rotula	Condición
					IO	LS	CP		
V-3(25x40)	B47H5	Eje A, entre 1 y 2	2	0.0012	0.010	0.025	0.05	< IO	cumple
V-3(25x40)	B48H6	Eje A, entre 4 y 5	2	0.0034	0.010	0.025	0.05	< IO	cumple
V-3(25x40)	B27H5	Eje A, entre 5 y 6	2	0.0003	0.010	0.025	0.05	< IO	cumple
V-3(25x40)	B26H6	Eje A, entre 8 y 9	2	0.0033	0.010	0.025	0.05	< IO	cumple
V-3(25x40)	B55H6	Eje C, entre 1 y 2	2	0.0011	0.010	0.025	0.05	< IO	cumple
V-3(25x40)	B54H6	Eje C, entre 4 y 5	2	0.0041	0.010	0.025	0.05	< IO	cumple
V-3(25x40)	B53H6	Eje C, entre 5 y 6	2	0.0008	0.010	0.025	0.05	< IO	cumple
V-3(25x40)	B50H6	Eje C, entre 8 y 9	2	0.0039	0.010	0.025	0.05	< IO	cumple

Tabla 1.20: Desempeño a flexión de las vigas en la dirección X para BSE-2E

Tipo de viga	Codigo	Ubicación	Nivel	Rotacion plastica (rad) para el δt de la demanda BSE-2E	Criterio de Aceptacion			Estado de la rotula	Condicion
					IO	LS	CP		
V-3(25x40)	B47H6	Eje A, entre 1 y 2	2	0.0157	0.010	0.025	0.05	IO a LS	cumple
V-3(25x40)	B16H2	Eje A, entre 2 y 3	2	0.0099	0.010	0.025	0.05	< IO	cumple
V-3(25x40)	B17H4	Eje A, entre 3 y 4	2	0.0087	0.010	0.025	0.05	< IO	cumple
V-3(25x40)	B28H6	Eje A, entre 4 y 5	2	0.0217	0.010	0.025	0.05	IO a LS	cumple
V-3(25x40)	B27H6	Eje A, entre 5 y 6	2	0.0147	0.010	0.025	0.05	IO a LS	cumple
V-3(25x40)	B20H4	Eje A, entre 6 y 7	2	0.0099	0.010	0.025	0.05	< IO	cumple
V-3(25x40)	B21H4	Eje A, entre 7 y 8	2	0.0076	0.010	0.025	0.05	< IO	cumple
V-3(25x40)	B26H6	Eje A, entre 8 y 9	2	0.0213	0.010	0.025	0.05	IO a LS	cumple
V-3(25x40)	B55H6	Eje C, entre 1 y 2	2	0.017981	0.010	0.025	0.05	IO a LS	cumple
V-3(25x40)	B13H4	Eje C, entre 2 y 3	2	0.012242	0.010	0.025	0.05	IO a LS	cumple
V-3(25x40)	B12H4	Eje C, entre 3 y 4	2	0.010476	0.010	0.025	0.05	IO a LS	cumple
V-3(25x40)	B54H2	Eje C, entre 4 y 5	2	0.020436	0.010	0.025	0.05	IO a LS	cumple
V-3(25x40)	B53H2	Eje C, entre 5 y 6	2	0.015891	0.010	0.025	0.05	IO a LS	cumple
V-3(25x40)	B9H4	Eje C, entre 6 y 7	2	0.012367	0.010	0.025	0.05	IO a LS	cumple
V-3(25x40)	B8H4	Eje C, entre 7 y 8	2	0.010136	0.010	0.025	0.05	IO a LS	cumple
V-3(25x40)	B50H6	Eje C, entre 8 y 9	2	0.022268	0.010	0.025	0.05	IO a LS	cumple

Tabla 1.21: Desempeño de muros de concreto armado en la dirección X para BSE-1E

Tipo de muro	Codigo	Ubicación	Nivel	Rotacion plastica (rad) para el δt de la demanda BSE-2E	Limites de aceptacion (rad)			Estado de la rotula	Condicion
					IO	LS	CP		
MURO C°A°(25cm)	W20	Eje A, entre 1 y 2	1	0.00473	0.005	0.015	0.020	< IO	cumple
MURO C°A°(25cm)	W17	Eje A, entre 4 y 5	1	0.00500	0.005	0.015	0.020	IO	cumple
MURO C°A°(25cm)	W21	Eje A, entre 5 y 6	1	0.00500	0.005	0.015	0.020	IO	cumple
MURO C°A°(25cm)	W7	Eje A, entre 8 y 9	1	0.00491	0.005	0.015	0.020	< IO	cumple
MURO C°A°(25cm)	W18	Eje C, entre 1 y 2	1	0.00483	0.005	0.015	0.020	< IO	cumple
MURO C°A°(25cm)	W14	Eje C, entre 4 y 5	1	0.00952	0.005	0.015	0.020	< IO	cumple
MURO C°A°(25cm)	W19	Eje C, entre 5 y 6	1	0.00497	0.005	0.015	0.020	< IO	cumple
MURO C°A°(25cm)	W6	Eje C, entre 8 y 9	1	0.00965	0.005	0.015	0.020	< IO	cumple

Tabla 1.22: Desempeño de muros de concreto armado en la dirección X para BSE-2E

Tipo de muro	Codigo	Ubicación	Nivel	Rotacion plastica (rad) para el δt de la demanda BSE-2E	Limites de aceptacion (rad)			Estado de la rotula	Condicion
					IO	LS	CP		
MURO C°A°(25cm)	W20	Eje A, entre 1 y 2	1	0.00473	0.005	0.015	0.020	< IO	cumple
MURO C°A°(25cm)	W17	Eje A, entre 4 y 5	1	0.00500	0.005	0.015	0.020	IO	cumple
MURO C°A°(25cm)	W21	Eje A, entre 5 y 6	1	0.00500	0.005	0.015	0.020	IO	cumple
MURO C°A°(25cm)	W7	Eje A, entre 8 y 9	1	0.00491	0.005	0.015	0.020	< IO	cumple
MURO C°A°(25cm)	W18	Eje C, entre 1 y 2	1	0.00483	0.005	0.015	0.020	< IO	cumple
MURO C°A°(25cm)	W14	Eje C, entre 4 y 5	1	0.00952	0.005	0.015	0.020	< IO	cumple
MURO C°A°(25cm)	W19	Eje C, entre 5 y 6	1	0.00497	0.005	0.015	0.020	< IO	cumple
MURO C°A°(25cm)	W6	Eje C, entre 8 y 9	1	0.00965	0.005	0.015	0.020	< IO	cumple

ANEXO-12: Desempeño de los componentes estructurales para el peligro sísmico BSE-1E y BSE-2E en la dirección Y (estructura reforzada)

Tabla 1.23: Desempeño a flexion de las columnas en la dirección Y para BSE-1E

Tipo de columna	Codigo	Ubicación	Nivel	Rotacion plastica (rad) en el δt para el sismo BSE-1E	Limite de aceptacion (rad)			Estado de la rotula	Condicion
					IO	LS	CP		
C-2.2(30X40)	C2H4	Eje A	2	0.000312	0.0047	0.029	0.0400	< IO	cumple
C-2.2(30X40)	C5H4	Eje A	2	0.000303	0.0047	0.029	0.0400	< IO	cumple

Tabla 1.24: Desempeño a flexion de las columnas en la dirección Y para BSE-2E

Tipo de columna	Codigo	Ubicación	Nivel	Rotacion plastica (rad) en el δt para el sismo BSE-1E	Limite de aceptacion (rad)			Estado de la rotula	Condicion
					IO	LS	CP		
C-2.2(30X40)	C1H4	Eje A y 2	2	0.00108	0.0046	0.0306	0.0428	< IO	cumple
C-2.2(30X40)	C2H4	Eje A y 3	2	0.00159	0.0046	0.0306	0.0428	< IO	cumple
C-2.2(30X40)	C3H4	Eje A y 4	2	0.00105	0.0046	0.0306	0.0428	< IO	cumple
C-2.2(30X40)	C4H4	Eje A y 6	2	0.00103	0.0046	0.0306	0.0428	< IO	cumple
C-2.2(30X40)	C5H4	Eje A y 7	2	0.00151	0.0046	0.0306	0.0428	< IO	cumple
C-2.2(30X40)	C6H4	Eje A y 8	2	0.00101	0.0046	0.0306	0.0428	< IO	cumple
C-2.2(30X45)	C12H5	Eje C y 2	1	0.00090	0.003	0.0177	0.0278	< IO	cumple
C-2.2(30X45)	C11H5	Eje C y 3	1	0.00053	0.003	0.0177	0.0278	< IO	cumple
C-2.2(30X45)	C10H5	Eje C y 4	1	0.00088	0.003	0.0177	0.0278	< IO	cumple
C-2.2(30X45)	C9H5	Eje C y 6	1	0.00083	0.003	0.0177	0.0278	< IO	cumple
C-2.2(30X45)	C8H5	Eje C y 7	1	0.00051	0.003	0.0177	0.0278	< IO	cumple
C-2.2(30X45)	C7H5	Eje C y 8	1	0.00093	0.003	0.0177	0.0278	< IO	cumple

Tabla 1.25: Desempeño a flexion de las vigas en la dirección Y para BSE-1E

Tipo de viga	Codigo	Ubicación	Nivel	Rotacion plastica (rad) para el δt de la demanda BSE-1E	Limites de aceptacion (rad)			Estado de la rotula	Condicion
					IO	LS	CP		
V-2.1(25x50)	B22H6	Eje 1, entre A-B	1	0.00460	0.010	0.025	0.05	< IO	cumple
V-2.1(25x50)	B19H5	Eje 1, entre B-C	1	0.00302	0.010	0.025	0.05	< IO	cumple
V-2.1(25x50)	B15H6	Eje 5, entre A-B	1	0.00494	0.010	0.025	0.05	< IO	cumple
V-2.1(25x50)	B14H5	Eje 5, entre B-C	1	0.00291	0.010	0.025	0.05	< IO	cumple
V-2.1(25x50)	B11H5	Eje 9, entre A-B	1	0.00452	0.010	0.025	0.05	< IO	cumple
V-2.1(25x50)	B10H5	Eje 9, entre B-C	1	0.00297	0.010	0.025	0.05	< IO	cumple

Tabla 1.26: Desempeño a flexion de las vigas en la dirección Y para BSE-2E

Tipo de viga	Codigo	Ubicación	Nivel	Rotacion plastica (rad) para el δt de la demanda BSE-1E	Limite de aceptacion (rad)			Estado de la rotula	Condicion
					IO	LS	CP		
V-2.2(25x50)	B11H6	Eje 9, entre C y B	1	0.01939	0.010	0.025	0.05	IO a LS	cumple
V-2.1(25x50)	B10H6	Eje 9, entre B y A	1	0.01105	0.010	0.025	0.05	IO a LS	cumple
V-1.1(30x65)	B1H6	Eje 8, entre C y A	1	0.00048	0.010	0.025	0.05	< IO	cumple
V-1.1(30x65)	B6H6	Eje 7, entre C y A	1	0.00182	0.010	0.025	0.05	< IO	cumple
V-1.1(30x65)	B5H6	Eje 6, entre C y A	1	0.00050	0.010	0.025	0.05	< IO	cumple
V-2.2(25x50)	B15H6	Eje 5, entre C y B	1	0.02009	0.010	0.025	0.05	IO a LS	cumple
V-2.1(25x50)	B14H6	Eje 5, entre B y A	1	0.01197	0.010	0.025	0.05	IO a LS	cumple
V-1.1(30x65)	B4H6	Eje 4, entre C y A	1	0.00046	0.010	0.025	0.05	< IO	cumple
V-1.1(30x65)	B3H6	Eje 3, entre C y A	1	0.00068	0.010	0.025	0.05	< IO	cumple
V-1.1(30x65)	B2H6	Eje 2, entre C y A	1	0.00128	0.010	0.025	0.05	< IO	cumple
V-2.2(25x50)	B22H6	Eje 1, entre C y B	1	0.01963	0.010	0.025	0.05	IO a LS	cumple
V-2.1(25x50)	B19H6	Eje 1, entre B y A	1	0.01114	0.010	0.025	0.05	IO a LS	cumple

Tabla 1.27: Desempeño a flexion de los muros de concreto armado en la dirección Y para BSE-1E

Tipo de muro	Codigo	Ubicación	Nivel	Rotacion plastica (rad) para el δt de la demanda BSE-2E	Limites de aceptacion (rad)			Estado de la rotula	Condicion
					IO	LS	CP		
MURO C°A°(30cm)	W1	Eje 1	1	0.00450	0.005	0.015	0.020	< IO	cumple
MURO C°A°(30cm)	W3	Eje 5	1	0.00482	0.005	0.015	0.020	< IO	cumple
MURO C°A°(30cm)	W2	Eje 9	1	0.00445	0.005	0.015	0.020	< IO	cumple

Tabla 1.28: Desempeño a flexión de los muros de concreto armado en la dirección Y para BSE-2E

Tipo de MURO	Codigo	Ubicación	Nivel	Rotacion plastica (rad) para el δt de la demanda BSE-2E	Limite de aceptacion (rad)			Estado de la rotula	Condicion
					IO	LS	CP		
MURO C°A°(30cm)	W1	Eje 1	1	0.0149	0.005	0.015	0.020	IO a LS	cumple
MURO C°A°(30cm)	W3	Eje 5	1	0.0148	0.005	0.015	0.020	IO a LS	cumple
MURO C°A°(30cm)	W2	Eje 9	1	0.0149	0.005	0.015	0.020	IO a LS	cumple

Tabla 1.29: Desempeño a compresión de los muros de albañilería en la dirección Y para BSE-1E

Tipo de muro	Codigo	Ubicación	Nivel	Demanda de fuerza axial entre Resistencia a la fuerza axial (Pu/Pn)	Limites de aceptacion			Estado de la rotula	Condicion
					IO	LS	CP		
Alb. 1 (h=2.65m)	D7H2	Eje 1 entre B y C	2	0.306	0.33	0.75	0.9	< IO	cumple
Alb. 1 (h=3.45m)	D8H1	Eje 1 entre A y B	1	0.268	0.33	0.75	0.9	< IO	cumple
Alb. 1 (h=2.65m)	D10H2	Eje 5 entre B y C	2	0.320	0.33	0.75	0.9	< IO	cumple
Alb. 1 (h=3.45m)	D9H1	Eje 5 entre A y B	1	0.279	0.33	0.75	0.9	< IO	cumple
Alb. 1 (h=2.65m)	D11H2	Eje 9 entre B y C	2	0.318	0.33	0.75	0.9	< IO	cumple
Alb. 1 (h=3.45m)	D12H1	Eje 9 entre A y B	1	0.326	0.33	0.75	0.9	< IO	cumple

Tabla 1.30: Desempeño a compresión de los muros de albañilería en la dirección Y para BSE-2E

Tipo de muro	Codigo	Ubicación	Nivel	Demanda de fuerza axial entre Resistencia a la fuerza axial (Pu/Pn)	Limites de aceptacion			Estado de la rotula	Condicion
					IO	LS	CP		
Alb. 1 (h=2.65m)	D7H1	Eje 1 entre B y C	2	1.261	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 1 (h=3.45m)	D8H2	Eje 1 entre A y B	2	1.230	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 1 (h=2.65m)	D10H1	Eje 5 entre B y C	1	1.353	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 1 (h=3.45m)	D9H2	Eje 5 entre A y B	1	1.245	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 1 (h=2.65m)	D11H2	Eje 9 entre B y C	2	1.237	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple
Alb. 1 (h=3.45m)	D12H2	Eje 9 entre A y B	2	1.210	0.33	0.75	0.9	> CP	no cumple

ANEXO-13: Calculo de cortante en las columnas

CALCULO DE CORTANTE EN LAS COLUMNAS

Columna 30x45

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto

$$V_c := 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 30 \cdot 45 \cdot \text{kgf} = 10368.58 \text{ kgf}$$

$$d := 26 \text{ cm} \qquad f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$A_v := 0.7097 \text{ cm}^2 \qquad s := 10 \text{ cm}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo

$$V_s := 2 \cdot A_v \cdot f_y \cdot \frac{d}{s} = 15499.848 \text{ kgf}$$

Resistencia nominal al cortante: $V_n := V_c + V_s = 25868.428 \text{ kgf}$

Columna 25x40

$$V_c := 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 25 \cdot 40 \cdot \text{kgf} = 7680.43 \text{ kgf}$$

$$d := 21 \text{ cm} \qquad f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$A_v := 0.7097 \text{ cm}^2 \qquad s := 10 \text{ cm}$$

$$V_s := 2 \cdot A_v \cdot f_y \cdot \frac{d}{s} = 12519.108 \text{ kgf}$$

$V_n := V_c + V_s = 20199.538 \text{ kgf}$

ANEXO-14: Calculo de la resistencia a compresión del puntal diagonal

METODO DEL PUNTAL DIAGONAL EQUIVALENTE (Muro Cabeza H= 2.65m) 1er, 2do y 3er Piso (Alb. 1)

1. Datos:

$$f_m := 35 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Resistencia característica a compresion axial de la albañilería}$$

$$f_v := 5.1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Resistencia característica de la albañilería al corte}$$

$$t_m := 21.5 \text{ cm} \quad \text{Espesor del muro} \quad H := 3.15 \text{ m} \quad \text{Altura del entrepiso}$$

$$h := H - 0.50 \text{ m} = 2.65 \text{ m} \quad \text{Altura del muro} \quad L := 4.2 \text{ m} \quad \text{Longitud entre eje de la columna}$$

$$E_m := 500 \cdot f_m = (1.716 \cdot 10^9) \text{ Pa} \quad \text{Modulo de Elasticidad de la albañilería}$$

$$E_c := 15000 \cdot \sqrt{210} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = (2.132 \cdot 10^{10}) \text{ Pa} \quad \text{Modulo de Elasticidad del concreto}$$

$$b_c := 25 \text{ cm} \quad h_c := 40 \text{ cm} \quad \text{Dimensiones de la columna}$$

$$I_c := \frac{b_c \cdot h_c^3}{12} = 0.001 \text{ m}^4 \quad \text{Momento de inercia de la columna} \quad l := L - h_c = 3.8 \text{ m} \quad \text{Longitud del muro}$$

$$\theta := \text{atan}\left(\frac{h}{L}\right) = 0.563 \quad \text{angulo de inclinacion del puntal equivalente} \quad d := \sqrt{h^2 + l^2} = 4.633 \text{ m} \quad \text{Longitud del puntal equivalente}$$

2. Ancho del Puntal Equivalente dada por Mainstone (1971), depende de la relacion de la rigidez a flexion de relleno y de la columnas del portico, calculado mediante el parametro (λ_1) segun Staffor-Smith y Carter (1969).

$$\lambda_1 := \left(\frac{E_m \cdot t_m \cdot \sin(2 \cdot \theta)}{4 \cdot E_c \cdot I_c \cdot h} \right)^{\frac{1}{4}} = 1.025 \frac{1}{\text{m}}$$

$$a := 0.175 \cdot d \cdot (\lambda_1 \cdot H)^{-0.4} = 0.507 \text{ m} \quad \text{Ancho del puntal equivalente}$$

3. Comportamiento Carga-Deformacion del Puntal

$$R_{cr} := a \cdot t_m \cdot f_m = 38168.806 \text{ kgf} \quad \text{Resistencia al aplastamiento del puntal de albañilería}$$

$$A_n := l \cdot t_m \quad \text{Area neta transversal de la junta}$$

$$R_{corte} := A_n \cdot f_v = 41667 \text{ kgf} \quad \text{Resistencia al corte del puntal de albañilería}$$

Resistencia a compresion (R_{puntal}), el cual gobierna la resistencia de la rotula plastica, y será elegido el menor valor entre:

$$R_{puntal1} := R_{cr} = 38168.806 \text{ kgf}$$

$$R_{puntal2} := \frac{R_{corte}}{\cos(\theta)} = 49267.61 \text{ kgf}$$

Elegir la menor resistencia a compresion del puntal, para la verificacion de la demanda:

**METODO DEL PUNTAL DIAGONAL EQUIVALENTE (Muro Soga h= 2.55m)
1er, 2do y 3er Piso (Alb. 2)**

1. Datos:

$$f_m := 35 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Resistencia característica a compresion axial de la albañilería}$$

$$f_v := 5.1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Resistencia característica de la albañilería al corte}$$

$$t_m := 11.5 \text{ cm} \quad \text{Espesor del muro} \quad H := 3.15 \text{ m} \quad \text{Altura del entrepiso}$$

$$h := H - 0.6 \text{ m} = 2.55 \text{ m} \quad \text{Altura del muro} \quad L := 4.2 \text{ m} \quad \text{Longitud entre eje de la columna}$$

$$E_m := 500 \cdot f_m = (1.716 \cdot 10^9) \text{ Pa} \quad \text{Modulo de Elasticidad de la albañilería}$$

$$E_c := 15000 \cdot \sqrt{210} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = (2.132 \cdot 10^{10}) \text{ Pa} \quad \text{Modulo de Elasticidad del concreto}$$

$$b_c := 30 \text{ cm} \quad h_c := 40 \text{ cm} \quad \text{Dimensiones de la columna}$$

$$I_c := \frac{b_c \cdot h_c^3}{12} = 0.002 \text{ m}^4 \quad \text{Momento de inercia de la columna} \quad l := L - h_c = 3.8 \text{ m} \quad \text{Longitud del muro}$$

$$\theta := \text{atan}\left(\frac{h}{L}\right) = 0.546 \quad \text{angulo de inclinacion del puntal equivalente} \quad d := \sqrt{h^2 + l^2} = 4.576 \text{ m} \quad \text{Longitud del puntal equivalente}$$

2. Ancho del Puntal Equivalente dada por Mainstone (1971), depende de la relacion de la rigidez a flexion de relleno y de la columnas del portico, calculado mediante el parametro (λ_1) segun Stafford-Smith y Carter (1969).

$$\lambda_1 := \left(\frac{E_m \cdot t_m \cdot \sin(2 \cdot \theta)}{4 \cdot E_c \cdot I_c \cdot h} \right)^{\frac{1}{4}} = 0.842 \frac{1}{\text{m}}$$

$$a := 0.175 \cdot d \cdot (\lambda_1 \cdot H)^{-0.4} = 0.542 \text{ m} \quad \text{Ancho del puntal equivalente}$$

3. Comportamiento Carga-Deformacion del Puntal

$$R_{cr} := a \cdot t_m \cdot f_m = 21817.69 \text{ kgf} \quad \text{Resistencia al aplastamiento del puntal de albañilería}$$

$$A_n := l \cdot t_m \quad \text{Area neta transversal}$$

$$R_{corte} := A_n \cdot f_v = 22287 \text{ kgf} \quad \text{Resistencia al corte del puntal de albañilería}$$

Resistencia a compresion (R_{puntal}), el cual gobierna la resistencia de la rotula plastica, y será elegido el menor valor entre:

$$R_{puntal1} := R_{cr} = 21817.69 \text{ kgf}$$

$$R_{puntal2} := \frac{R_{corte}}{\cos(\theta)} = 26073.146 \text{ kgf}$$

Elegir la menor resistencia a compresion del puntal, para la verificacion de la demanda:

**METODO DEL PUNTAL DIAGONAL EQUIVALENTE (alfeizar h= 0.9m)
1er, 2do, 3er Piso (Alb. 3)**

1. Datos:

$$\begin{aligned}
 fm &:= 35 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} && \text{Resistencia característica a compresion axial de la albañilería} \\
 fv &:= 5.1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} && \text{Resistencia característica de la albañilería al corte} \\
 tm &:= 11.5 \text{ cm} && \text{Espesor del muro} \qquad H := 3.15 \text{ m} \text{ Altura del entrepiso} \\
 h &:= H - 2.25 \text{ m} = 0.9 \text{ m} && \text{Altura del muro} \qquad L := 4.2 \text{ m} \quad \text{Longitud entre eje de la columna} \\
 Em &:= 500 \cdot fm = (1.716 \cdot 10^9) \text{ Pa} && \text{Modulo de Elasticidad de la albañilería} \\
 Ec &:= 15000 \cdot \sqrt{210} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = (2.132 \cdot 10^{10}) \text{ Pa} && \text{Modulo de Elasticidad del concreto} \\
 bc &:= 30 \text{ cm} \quad hc := 40 \text{ cm} && \text{Dimensiones de la columna} \\
 Ic &:= \frac{bc \cdot hc^3}{12} = 0.002 \text{ m}^4 && \text{Momento de inercia de la columna} \quad l := L - bc = 3.9 \text{ m} \quad \text{Longitud del muro} \\
 \theta &:= \text{atan}\left(\frac{h}{L}\right) = 0.211 && \text{angulo de inclinacion del puntal equivalente} \quad d := \sqrt{h^2 + l^2} = 4.002 \text{ m} \quad \text{Longitud del puntal equivalente}
 \end{aligned}$$

2. Ancho del Puntal Equivalente dada por Mainstone (1971), depende de la relacion de la rigidez a flexion de relleno y de la columnas del portico, calculado mediante el parametro (λ_1) segun Staffor-Smith y Carter (1969).

$$\lambda_1 := \left(\frac{Em \cdot tm \cdot \sin(2 \cdot \theta)}{4 \cdot Ec \cdot Ic \cdot h} \right)^{\frac{1}{4}} = 0.901 \frac{1}{\text{m}}$$

$$a := 0.175 \cdot d \cdot (\lambda_1 \cdot H)^{-0.4} = 0.462 \text{ m} \qquad \text{Ancho del puntal equivalente}$$

3. Comportamiento Carga-Deformacion del Puntal

$$Rcr := a \cdot tm \cdot fm = 18575.785 \text{ kgf} \quad \text{Resistencia al aplastamiento del puntal de albañilería}$$

$$An := l \cdot tm \quad \text{Area neta transversal}$$

$$Rcorte := An \cdot fv = 22873.5 \text{ kgf} \quad \text{Resistencia al corte del puntal de albañilería}$$

Resistencia a compresion (R_{puntal}), el cual gobierna la resistencia de la rotula plastica, y será elegido el menor valor entre:

$$R_{\text{puntal}1} := Rcr = 18575.785 \text{ kgf}$$

$$R_{\text{puntal}2} := \frac{Rcorte}{\cos(\theta)} = 23392.763 \text{ kgf}$$

Elegir la menor resistencia a compresion del puntal, para la verificacion de la demanda:

**METODO DEL PUNTAL DIAGONAL EQUIVALENTE (alfeizar h= 1.75m)
1er (Alb. 4)**

1. Datos:

$$f_m := 35 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Resistencia característica a compresion axial de la albañilería}$$

$$f_v := 5.1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Resistencia característica de la albañilería al corte}$$

$$t_m := 11.5 \text{ cm} \quad \text{Espesor del muro} \quad H := 3.15 \text{ m} \quad \text{Altura del entrepiso}$$

$$h := H - 1.40 \text{ m} = 1.75 \text{ m} \quad \text{Altura del muro} \quad L := 4.2 \text{ m} \quad \text{Longitud entre eje de la columna}$$

$$E_m := 500 \cdot f_m = (1.716 \cdot 10^9) \text{ Pa} \quad \text{Modulo de Elasticidad de la albañilería}$$

$$E_c := 15000 \cdot \sqrt{210} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = (2.132 \cdot 10^{10}) \text{ Pa} \quad \text{Modulo de Elasticidad del concreto}$$

$$b_c := 30 \text{ cm} \quad h_c := 45 \text{ cm} \quad \text{Dimensiones de la columna}$$

$$I_c := \frac{b_c \cdot h_c^3}{12} = 0.002 \text{ m}^4 \quad \text{Momento de inercia de la columna} \quad l := L - b_c = 3.9 \text{ m} \quad \text{Longitud del muro}$$

$$\theta := \text{atan}\left(\frac{h}{L}\right) = 0.395 \quad \text{angulo de inclinacion del puntal equivalente} \quad d := \sqrt{h^2 + l^2} = 4.275 \text{ m} \quad \text{Longitud del puntal equivalente}$$

2. Ancho del Puntal Equivalente dada por Mainstone (1971), depende de la relacion de la rigidez a flexion de relleno y de la columnas del portico, calculado mediante el parametro (λ_1) segun Stafford-Smith y Carter (1969).

$$\lambda_1 := \left(\frac{E_m \cdot t_m \cdot \sin(2 \cdot \theta)}{4 \cdot E_c \cdot I_c \cdot h} \right)^{\frac{1}{4}} = 0.801 \frac{1}{\text{m}}$$

$$a := 0.175 \cdot d \cdot (\lambda_1 \cdot H)^{-0.4} = 0.517 \text{ m} \quad \text{Ancho del puntal equivalente}$$

3. Comportamiento Carga-Deformacion del Puntal

$$R_{cr} := a \cdot t_m \cdot f_m = 20790.422 \text{ kgf} \quad \text{Resistencia al aplastamiento del puntal de albañilería}$$

$$A_n := l \cdot t_m \quad \text{Area neta transversal}$$

$$R_{corte} := A_n \cdot f_v = 22873.5 \text{ kgf} \quad \text{Resistencia al corte del puntal de albañilería}$$

Resistencia a compresion (R_{puntal}), el cual gobierna la resistencia de la rotula plastica, y será elegido el menor valor entre:

$$R_{puntal1} := R_{cr} = 20790.422 \text{ kgf}$$

$$R_{puntal2} := \frac{R_{corte}}{\cos(\theta)} = 24779.625 \text{ kgf}$$

Elegir la menor resistencia a compresion del puntal, para la verificacion de la demanda:

ANEXO-15: Calculo de la resistencia a compresión del puntal diagonal reforzada con malla electrosoldada

CALCULO DE LA RESISTENCIA A COMPRESION DEL PUNTAL DIAGONAL REFORZADO

Muro de Cabeza H= 3.45m (Alb. 1)

1. Datos:

$$\begin{aligned}
 Inc &:= 1.33 && \text{Incremento de modulo de corte en 33\%, por refuerzo con mallas electrosoldadas} \\
 Gm &:= 7000 \frac{kgf}{cm^2} && \text{Modulo de corte sin refuerzo} \\
 Gmr &:= Inc \cdot Gm = 9310 \frac{kgf}{cm^2} && \text{Modulo de corte con refuerzo} \\
 Em &:= \frac{Gmr}{0.4} = 23275 \frac{kgf}{cm^2} && \text{Modulo de Elasticidad de la albañilería} \\
 fm &:= \frac{Em}{500} = 46.55 \frac{kgf}{cm^2} && \text{Resistencia característica a compresion axial de la albañilería} \\
 fv &:= Inc \cdot 5.1 \frac{kgf}{cm^2} = 6.783 \frac{kgf}{cm^2} && \text{Resistencia característica de la albañilería al corte, con refuerzo} \\
 tm &:= 21.5 \text{ cm} && \text{Espesor del muro} && H := 3.95 \text{ m} && \text{Altura del entrepiso} \\
 h &:= H - 0.50 \text{ m} = 3.45 \text{ m} && \text{Altura del muro} && L := 4.2 \text{ m} && \text{Longitud entre eje de la columna} \\
 Ec &:= 15000 \cdot \sqrt{210} \frac{kgf}{cm^2} = (2.174 \cdot 10^5) \frac{kgf}{cm^2} && \text{Modulo de Elasticidad del concreto} \\
 bc &:= 25 \text{ cm} && hc &:= 40 \text{ cm} && \text{Dimensiones de la columna} \\
 mc &:= 150 \text{ cm} && \text{Dimensiones del muro de concreto} \\
 Ic &:= \frac{bc \cdot hc^3}{12} = 0.001 \text{ m}^4 && \text{Momento de inercia de la columna} && l := L - \frac{hc}{2} - \frac{mc}{2} = 3.25 \text{ m} && \text{Longitud del muro} \\
 \theta &:= \text{atan}\left(\frac{h}{l}\right) = 0.815 && \text{angulo de inclinacion del puntal equivalente} && d := \sqrt{h^2 + l^2} = 4.74 \text{ m} && \text{Longitud del puntal equivalente}
 \end{aligned}$$

2. Ancho del Puntal Equivalente dada por Mainstone (1971), depende de la relacion de la rigidez a flexion de relleno y de la columnas del portico, calculado mediante el parametro (λ_1) segun Staffor-Smith y Carter (1969).

$$\lambda_1 := \left(\frac{Em \cdot tm \cdot \sin(2 \cdot \theta)}{4 \cdot Ec \cdot Ic \cdot h} \right)^{\frac{1}{4}} = 1.057 \frac{1}{m}$$

$$a := 0.175 \cdot d \cdot (\lambda_1 \cdot H)^{-0.4} = 0.468 \text{ m} \quad \text{Ancho del puntal equivalente}$$

3. Comportamiento Carga-Deformacion del Puntal

$$\begin{aligned}
 Rcr &:= a \cdot tm \cdot fm = 46865.907 \text{ kgf} && \text{Resistencia al aplastamiento del puntal de albañilería} \\
 An &:= l \cdot tm && \text{Area neta transversal de la junta}
 \end{aligned}$$

$$R_{\text{corte}} := An \cdot fv = 47396.213 \text{ kgf} \quad \text{Resistencia al corte del puntal de albañilería}$$

Resistencia a compresion (R_{puntal}), el cual gobierna la resistencia de la rotula plastica, y será elegido el menor valor entre:

$$R_{\text{puntal1}} := Rcr = 46865.907 \text{ kgf}$$

$$R_{\text{puntal2}} := \frac{R_{\text{corte}}}{\cos(\theta)} = 69121.553 \text{ kgf}$$

Eligir la menor resistencia a compresion del puntal, para la verificacion de la demanda.

Muro de Cabeza H=2.65m (Alb. 2)

1. Datos:

$$\begin{aligned}
 Inc &:= 1.33 && \text{Incremento de modulo de corte en 33\%, por refuerzo con mallas} \\
 &&& \text{electrosoldadas} \\
 Gm &:= 7000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} && \text{Modulo de corte sin refuerzo} \\
 Gmr &:= Inc \cdot Gm = 9310 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} && \text{Modulo de corte con refuerzo} \\
 Em &:= \frac{Gmr}{0.4} = 23275 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} && \text{Modulo de Elasticidad de la albañilería} \\
 fm &:= \frac{Em}{500} = 46.55 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} && \text{Resistencia característica a compresion axial de la albañilería} \\
 fv &:= Inc \cdot 5.1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 6.783 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} && \text{Resistencia característica de la albañilería al corte,} \\
 &&& \text{con refuerzo} \\
 tm &:= 21.5 \text{ cm} && \text{Espesor del muro} && H := 3.15 \text{ m} && \text{Altura del entrepiso} \\
 h &:= H - 0.50 \text{ m} = 2.65 \text{ m} && \text{Altura del muro} && L := 4.2 \text{ m} && \text{Longitud entre eje de la} \\
 &&& && && \text{columna} \\
 Ec &:= 15000 \cdot \sqrt{210} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = (2.174 \cdot 10^5) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} && \text{Modulo de Elasticidad del concreto} \\
 bc &:= 25 \text{ cm} && hc := 40 \text{ cm} && \text{Dimensiones de la columna} \\
 mc &:= 150 \text{ cm} && \text{Dimensiones del muro de concreto} \\
 Ic &:= \frac{bc \cdot hc^3}{12} = 0.001 \text{ m}^4 && \text{Momento de inercia de} && l := L - \frac{hc}{2} - \frac{mc}{2} = 3.25 \text{ m} && \text{Longitud} \\
 &&& \text{la columna} && && \text{del muro} \\
 \theta &:= \text{atan} \left(\frac{h}{l} \right) = 0.684 && \text{angulo de inclinacion del} && d := \sqrt{h^2 + l^2} = 4.193 \text{ m} && \text{Longitud del puntal} \\
 &&& \text{puntal equivalente} && && \text{equivalente}
 \end{aligned}$$

2. Ancho del Puntal Equivalente dada por Mainstone (1971), depende de la relacion de la rigidez a flexion de relleno y de la columnas del portico, calculado mediante el parametro (λ_1) segun Staffor-Smith y Carter (1969).

$$\lambda_1 := \left(\frac{Em \cdot tm \cdot \sin(2 \cdot \theta)}{4 \cdot Ec \cdot Ic \cdot h} \right)^{\frac{1}{4}} = 1.124 \frac{1}{\text{m}}$$

$$a := 0.175 \cdot d \cdot (\lambda_1 \cdot H)^{-0.4} = 0.443 \text{ m} \quad \text{Ancho del puntal equivalente}$$

3. Comportamiento Carga-Deformacion del Puntal

$$\begin{aligned}
 Rcr &:= a \cdot tm \cdot fm = 44294.847 \text{ kgf} && \text{Resistencia al aplastamiento del puntal de albañilería} \\
 An &:= l \cdot tm && \text{Area neta transversal de la junta}
 \end{aligned}$$

$$R_{\text{corte}} := An \cdot fv = 47396.213 \text{ kgf} \quad \text{Resistencia al corte del puntal de albañilería}$$

Resistencia a compresion (R_{puntal}), el cual gobierna la resistencia de la rotula plastica, y será elegido el menor valor entre:

$$R_{\text{puntal1}} := Rcr = 44294.847 \text{ kgf}$$

$$R_{\text{puntal2}} := \frac{R_{\text{corte}}}{\cos(\theta)} = 61154.929 \text{ kgf}$$

Elegir la menor resistencia a compresion del puntal, para la verificacion de la demanda.



UNSCH

FACULTAD DE
INGENIERÍA
DE MINAS, GEOLOGÍA Y CIVIL

“Año del Fortalecimiento de la Soberanía Nacional”

CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD DE TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

CONSTANCIA N° 280-2022-FIMGC

El que suscribe; responsable verificador de originalidad de trabajos de tesis de pregrado con el software Turnitin, en segunda instancia para las **Escuelas Profesionales** de la **Facultad de Ingeniería de Minas, Geología y Civil**; en cumplimiento a la **Resolución de Consejo Universitario N° 039-2021-UNSCH-CU**, Reglamento de Originalidad de Trabajos de Investigación de la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga y **Resolución Decanal N° 281-2022-FIMGC- UNSCH-D**, deja constancia de originalidad de trabajo de investigación, que el/la Sr./Srta.

Apellidos y Nombres : BARRIENTOS ESPILLCO, Ulises
Escuela Profesional : INGENIERÍA CIVIL
Título de la Tesis : “EVALUACION DEL DESEMPEÑO SISMICO Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL CON LA NORMA ASCE/SEI 41-17 APLICADO AL PABELLON “I” DE LA ESCUELA PROFESIONAL DE CIENCIAS FISICO MATEMATICAS”
Evaluación de la Originalidad : 26 % Índice de Similitud
Identificador de la entrega : 1942042258

Por tanto, según los Artículos 12, 13 y 17 del Reglamento de Originalidad de Trabajos de Investigación, es **PROCEDENTE** otorgar la **Constancia de Originalidad** para los fines que crea conveniente.

En señal de conformidad y verificación se firma la presente constancia

Ayacucho, 02 de noviembre del 2022

Firmado digitalmente
por LEZAMA
CUELLAR CHRISTIAN

Mg. Ing. Christian LEZAMA CUELLAR

Verificador de Originalidad de Trabajos de Tesis de Pregrado
de la FIMGC

“EVALUACION DEL DESEMPEÑO SISMICO Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL CON LA NORMA ASCE/SEI 41-17 APLICADO AL PABELLON “I” DE LA ESCUELA PROFESIONAL DE CIENCIAS FISICO MATEMATICAS”

por Ulises Barrientos Espillco

Fecha de entrega: 01-nov-2022 10:02p.m. (UTC-0500)

Identificador de la entrega: 1942042258

Nombre del archivo: Tesis_Ulises_BARRIENTOS_ESPILLCO_EPIC.pdf (21.98M)

Total de palabras: 57985

Total de caracteres: 276070

"EVALUACION DEL DESEMPEÑO SISMICO Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL CON LA NORMA ASCE/SEI 41-17 APLICADO AL PABELLON "I" DE LA ESCUELA PROFESIONAL DE CIENCIAS FISICO MATEMATICAS"

INFORME DE ORIGINALIDAD

26%	26%	1%	11%
INDICE DE SIMILITUD	FUENTES DE INTERNET	PUBLICACIONES	TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	hdl.handle.net Fuente de Internet	4%
2	qdoc.tips Fuente de Internet	3%
3	repositorio.unsaac.edu.pe Fuente de Internet	2%
4	vsip.info Fuente de Internet	2%
5	Submitted to Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga Trabajo del estudiante	2%
6	tesis.pucp.edu.pe Fuente de Internet	1%
7	repositorio.unc.edu.pe Fuente de Internet	1%

8	Fuente de Internet	1 %
9	repositorio.uchile.cl Fuente de Internet	1 %
10	repositorio.uns.edu.pe Fuente de Internet	1 %
11	repositorio.urp.edu.pe Fuente de Internet	1 %
12	tesis.ucsm.edu.pe Fuente de Internet	1 %
13	repositorio.upn.edu.pe Fuente de Internet	1 %
14	repositorio.uap.edu.pe Fuente de Internet	1 %
15	repositorio.puce.edu.ec Fuente de Internet	<1 %
16	ri.ues.edu.sv Fuente de Internet	<1 %
17	repositorio.unsch.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
18	www.kerwa.ucr.ac.cr Fuente de Internet	<1 %
19	repositorio.uniandes.edu.co Fuente de Internet	<1 %

20 Submitted to Universidad Ricardo Palma <1 %
Trabajo del estudiante

21 bibdigital.epn.edu.ec <1 %
Fuente de Internet

22 Submitted to Universidad Nacional del Centro del Peru <1 %
Trabajo del estudiante

23 repositorio.unjfsc.edu.pe <1 %
Fuente de Internet

24 repositorio.unsa.edu.pe <1 %
Fuente de Internet

25 www.pgrweb.go.cr <1 %
Fuente de Internet

26 repository.unimilitar.edu.co <1 %
Fuente de Internet

27 1library.co <1 %
Fuente de Internet

28 repositorio.ucv.edu.pe <1 %
Fuente de Internet

29 ribuni.uni.edu.ni <1 %
Fuente de Internet

30 Submitted to Pontificia Universidad Catolica del Peru <1 %
Trabajo del estudiante

31

repositorioacademico.upc.edu.pe

Fuente de Internet

<1 %

32

Submitted to Universidad Nacional Jose Faustino Sanchez Carrion

Trabajo del estudiante

<1 %

33

repositorio.upse.edu.ec

Fuente de Internet

<1 %

34

repositorio.unesum.edu.ec

Fuente de Internet

<1 %

35

tesis.unap.edu.pe

Fuente de Internet

<1 %

36

www.repositorioacademico.usmp.edu.pe

Fuente de Internet

<1 %

37

repositorio.espe.edu.ec

Fuente de Internet

<1 %

38

repositorio.unp.edu.pe

Fuente de Internet

<1 %

39

www.researchgate.net

Fuente de Internet

<1 %

40

repositorio.usmp.edu.pe

Fuente de Internet

<1 %

41

www.cingcivil.com

Fuente de Internet

<1 %

42 Submitted to Universidad Católica de Santa María <1 %
Trabajo del estudiante

43 opac.fmoues.edu.sv <1 %
Fuente de Internet

44 www.slideshare.net <1 %
Fuente de Internet

45 Submitted to Universidad Andina del Cusco <1 %
Trabajo del estudiante

46 Submitted to Universidad San Gregorio De Portoviejo <1 %
Trabajo del estudiante

47 repositorio.unap.edu.pe <1 %
Fuente de Internet

48 Submitted to Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo <1 %
Trabajo del estudiante

49 idoc.pub <1 %
Fuente de Internet

50 conred.gob.gt <1 %
Fuente de Internet

51 www.tdx.cat <1 %
Fuente de Internet

52 repositorio.ucp.edu.pe <1 %
Fuente de Internet

53	"Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings", American Society of Civil Engineers (ASCE), 2017 Publicación	<1 %
54	repositorio.uisek.edu.ec Fuente de Internet	<1 %
55	repositorio.undac.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
56	Submitted to Universidad Cesar Vallejo Trabajo del estudiante	<1 %
57	Submitted to Universidad Continental Trabajo del estudiante	<1 %
58	civil.uprm.edu Fuente de Internet	<1 %
59	es.scribd.com Fuente de Internet	<1 %
60	www.ptolomeo.unam.mx:8080 Fuente de Internet	<1 %

Excluir citas

Activo

Excluir coincidencias < 30 words

Excluir bibliografía

Activo