

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA
ESCUELA DE POSTGRADO
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN
ESTRUCTURAS



**EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE ANÁLISIS NO
LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA
PÚBLICA N°22459, EN EL DISTRITO DE PISCO – ICA, 2023**

TESIS

Presentada por:

Bach. Gianfabio Pérez Guillermo
ORCID: 0009-0000-4452-1316

Asesora:

Mtra. Dina Marlene Cotrado Flores
ORCID:0000-0002-4262-5733

Para obtener el grado académico de:

MAESTRO EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN
ESTRUCTURAS

TACNA- PERÚ
2024

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA
ESCUELA DE POSTGRADO
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN
ESTRUCTURAS



**EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE ANÁLISIS NO
LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA
PÚBLICA N°22459, EN EL DISTRITO DE PISCO – ICA, 2023**

TESIS

Presentada por:

Bach. Gianfabio Pérez Guillermo
ORCID: 0009-0000-4452-1316

Asesora:

Mtra. Dina Marlene Cotrado Flores
ORCID:0000-0002-4262-5733

Para obtener el grado académico de:

MAESTRO EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN
ESTRUCTURAS

TACNA- PERÚ
2024

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA
ESCUELA DE POSTGRADO
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN
ESTRUCTURAS

Tesis

**EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE ANÁLISIS NO
LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA
PÚBLICA N°22459, EN EL DISTRITO DE PISCO – ICA, 2023**

Presentada por:

Bach. Gianfabio PÉREZ GUILLERMO

**Tesis sustentada y aprobada el 25 de julio de 2024; ante el siguiente jurado
examinador:**

PRESIDENTE: Dr. Pedro Valerio MAQUERA CRUZ

SECRETARIO: Mtro. Edgar Hipólito CHAPARRO QUISPE

VOCAL: Mtro. Wilber Percy MENDOZA RAMÍREZ

ASESORA: Mtra. Dina Marlene COTRADO FLORES

DECLARACIÓN JURADA DE ORIGINALIDAD

Yo Gianfabio Pérez Guillermo, en calidad de egresado la Maestría en Ingeniería Civil con Mención en Estructuras de la Escuela de Postgrado de la Universidad Privada de Tacna, identificado con DNI N°72874192.

Soy autor de la tesis titulada:

“EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA PÚBLICA N°22459, EN EL DISTRITO DE PISCO – ICA, 2023”, con asesora: Mtra. Dina Marlene Cotrado Flores.

DECLARO BAJO JURAMENTO

Ser el único autor del texto entregado para obtener el grado académico de Maestro en Ingeniería Civil con Mención en Estructuras, y que tal texto no ha sido entregado ni total ni parcialmente para obtención de un grado académico en ninguna otra universidad o instituto, ni ha sido publicado anteriormente para cualquier otro fin.

Así mismo, declaro no haber trasgredido ninguna norma universitaria con respecto al plagio ni a las leyes establecidas que protegen la propiedad intelectual.

Declaro, que después de la revisión de la tesis con el software Turnitin se declara 20% de similitud, además que el archivo entregado en formato PDF corresponde exactamente al texto digital que presento junto al mismo.

Por último, declaro que para la recopilación de datos se ha solicitado la autorización respectiva a la empresa u organización, evidenciándose que la información presentada es real y soy conocedor de las sanciones penales en caso de infringir las leyes del plagio y de falsa declaración, y que firmo la presente con pleno uso de mis facultades y asumiendo todas las responsabilidades de ella derivada.

Por lo expuesto, mediante la presente asumo frente a LA UNIVERSIDAD cualquier responsabilidad que pudiera derivarse por la autoría, originalidad y veracidad del contenido de la tesis, así como por los derechos sobre la obra o invención presentada. En consecuencia, me hago responsable frente a LA UNIVERSIDAD y

a terceros, de cualquier daño que pudiera ocasionar, por el incumplimiento de lo declarado o que pudiera encontrar como causa del trabajo presentado, asumiendo todas las cargas pecuniarias que pudieran derivarse de ello en favor de terceros con motivo de acciones, reclamaciones o conflictos derivados del incumplimiento de lo declarado o las que encontrasen causa en el contenido de la tesis, libro o invento.

De identificarse fraude, piratería, plagio, falsificación o que el trabajo de investigación haya sido publicado anteriormente; asumo las consecuencias y sanciones que de mi acción se deriven, sometiéndome a la normatividad vigente de la Universidad Privada de Tacna.

Lugar y Fecha: Tacna, 25 de julio de 2024



Gianfabio Pérez Guillermo

DNI: 72874192

DEDICATORIA

Con infinito amor y gratitud, dedico este trabajo a mis queridos padres, a mi hermana y a toda mi familia. Quienes han sido mi fuente de motivación y fortaleza. Este logro es tan suyo como mío.

AGRADECIMIENTOS

Quiero expresar mi sincero agradecimiento a los profesores que, con su conocimiento y dedicación, iluminaron mi camino académico en el fascinante mundo de las estructuras. En particular, agradezco al Mag. Oscar Muñoz por sus valiosas enseñanzas, que han sido de gran apoyo en el desarrollo de esta tesis.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CARÁTULA DE LA TESIS.....	i
CARÁTULA INTERIOR	iii
PÁGINA DEL JURADO	iv
PÁGINA DE DECLARACIÓN JURADA DE ORIGINALIDAD	v
PÁGINA DE DEDICATORIA	vii
PÁGINA DE GRADECIMIENTOS.....	viii
ÍNDICE DE CONTENIDOS	ix
ÍNDICE DE TABLAS	xii
INDICE DE FIGURAS.....	xiii
RESUMEN.....	xviii
ABSTRACT.....	xix
INTRODUCCIÓN	xx
CAPÍTULO I: EL PROBLEMA.....	1
1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	1
1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	7
1.2.1. Interrogante principal.....	7
1.2.2. Interrogantes secundarias.....	7
1.3 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.....	7
1.4 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN.....	8
1.4.1. Objetivo general.....	8
1.4.2. Objetivos específicos	8
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	9
2.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN	9
2.1.1. Antecedentes Internacionales.....	9
2.1.2. Antecedentes nacionales	15
2.2 BASES TEÓRICAS.....	18
2.2.1 Riesgo sísmico	18

2.2.2 Escenarios de peligro sísmico	19
2.2.3 Niveles de desempeño estructural	19
2.2.4 Modelo constitutivo del concreto confinado	21
2.2.5 Modelo esfuerzo-deformación del acero	22
2.2.6 Comportamiento no lineal del concreto armado	24
2.2.7 Parámetros de demanda no lineales y atributos del modelo.....	36
2.2.8 Análisis no lineal estático.....	44
2.2.9 Análisis no lineal dinámico	48
2.3 DEFINICIÓN DE CONCEPTOS	55
CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO	57
3.1 HIPÓTESIS	57
3.1.1 Hipótesis general.....	57
3.1.2 Hipótesis específicas	57
3.2 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES	57
3.2.1 Identificación de la variable independiente.....	57
3.2.2 Identificación de la variable dependiente.....	58
3.3 TIPO DE INVESTIGACIÓN.....	59
3.4 NIVEL DE INVESTIGACIÓN	59
3.5 DISEÑO DE INVESTIGACIÓN.....	59
3.6 ÁMBITO Y TIEMPO SOCIAL DE LA INVESTIGACIÓN	60
3.7 POBLACIÓN Y MUESTRA	60
3.7.1 Población.....	60
3.7.2 Muestra.....	61
3.8 PROCEDIMIENTO, TÉCNICAS E INSTRUMENTOS	61
3.8.1 Procedimiento	61
3.8.2 Técnicas	62

3.8.3 Instrumentos.....	62
CAPÍTULO IV: RESULTADOS.....	63
4.1 DESCRIPCIÓN DEL TRABAJO EN CAMPO	63
4.1.1 Especificaciones técnicas de la I.E. Julio C. Tello.....	63
4.2 DISEÑO DE LA PRESENTACIÓN DE LOS RESULTADOS.....	69
4.2.1 Análisis no lineal estático.....	69
4.2.2 Análisis no lineal dinámico.....	113
4.3 RESULTADOS.....	118
4.3.1 Análisis no lineal estático.....	118
4.3.2 Análisis no lineal dinámico.....	135
4.3.3 Análisis no lineal estático vs. no lineal dinámico	139
4.4 PRUEBA ESTADÍSTICA	143
4.5 COMPROBACIÓN DE HIPÓTESIS	146
4.6 DISCUSIÓN DE RESULTADOS	149
CONCLUSIONES	151
RECOMENDACIONES	153

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1	Terremotos de mayor magnitud registrados a nivel mundial.....	2
Tabla 2	Escenarios de peligro sísmico	19
Tabla 3	Operacionalización de variables	58
Tabla 4	Características de los pabellones del proyecto de reconstrucción	65
Tabla 5	Zonificación sísmica por provincias y distritos	71
Tabla 6	Factor de suelo “S”.....	71
Tabla 7	Períodos “Tp” y “Tl”.....	72
Tabla 8	Categoría de la edificación y factor de uso “U”.....	72
Tabla 9	Categoría y sistema estructural de las edificaciones	73
Tabla 10	Calibración de los modos de vibración	94
Tabla 11	Calibración del peso por niveles	94
Tabla 12	Calibración de la respuesta ante una carga lateral impuesta	95
Tabla 13	Puntos de la curva trilineal de fuerza vs. desplazamiento.....	97
Tabla 14	Descripción de los registros de aceleración utilizados.....	113
Tabla 15	Datos para análisis estadístico – desplazamiento en dirección X-X...	144
Tabla 16	Datos para análisis estadístico – desplazamiento en dirección Y-Y..	144

INDICE DE FIGURAS

Figura 1 Mayores terremotos registrados en el cinturón de fuego del Pacífico.....	1
Figura 2 Mapa de intensidades máximas esperadas a nivel nacional: sismo 8.8Mw	3
Figura 3 Configuración estructural de los colegios peruanos modelo 780-actual .	4
Figura 4 Patrones de daño para un muro de albañilería confinada	5
Figura 5 Vulnerabilidad de las edificaciones de tierra (terremoto del 2007 en Pisco-Perú)	6
Figura 6 Modelos numéricos para estructuras de albañilería no confinada	11
Figura 7 Curva de fuerza-deformación para los distintos modelos numéricos....	12
Figura 8 Micromodelación de la albañilería	13
Figura 9 Análisis pushover monotónico	14
Figura 10 Efectos esperados para niveles de riesgo sísmico	18
Figura 11 Objetivos del desempeño según el tipo de edificación.....	20
Figura 12 Curva esfuerzo deformación – modelo de Kent y Park.....	21
Figura 13 Curva esfuerzo deformación – modelo de Mander	22
Figura 14 Curvas típicas de esfuerzo-deformación del acero	22
Figura 15 Curva esfuerzo deformación - modelo elastoplástico perfecto	23
Figura 16 Curva esfuerzo deformación - modelo de curva completa	24
Figura 17 Comportamiento frágil y dúctil en la curva esfuerzo-deformación.....	25
Figura 18 Curvatura de un elemento de concreto armado	27
Figura 19 Relación momento-curvatura de una sección de concreto armado con flexión pura	28
Figura 20 Diagramas momento-curvatura aproximados.....	29
Figura 21 Aproximación bilineal de la relación momento-curvatura.....	30
Figura 22 Aproximación bilineal equilibrando las áreas del momento-curvatura	31
Figura 23 Longitud efectiva de rótula plástica.....	32
Figura 24 Relación entre el diagrama momento-curvatura y momento-rotación	33
Figura 25 Parametros de modelado y criterios de aceptación para procesos no lineales.....	34

Figura 26 Relaciones momento-curvatura con el modelo del ASCE 41	35
Figura 27 Modelos idealizados de elementos viga-columna	38
Figura 28 Curva generalizada de fuerza-deformación.....	39
Figura 29 Modelo idealizado de curvas de capacidad derivadas de curvas envolventes monótonicas y cíclicas	39
Figura 30 Curva de fuerza - deformacion considerando y sin considerar los efectos $P-\Delta$	40
Figura 31 Resistencias esperadas de los materiales.....	41
Figura 32 Valores de rigidez efectiva según ACHISINA.....	42
Figura 33 Valores de rigidez efectiva según ASCE 41-17	42
Figura 34 Modelamiento de la albañilería confinada para procedimientos no lineales.....	43
Figura 35 Representación del análisis pushover	44
Figura 36 Curva de capacidad no lineal estática idealizada.....	45
Figura 37 Método del coeficiente desplazamiento	47
Figura 38 Método del Espectro de Capacidad	47
Figura 39 Espectro promedio SRSS de 3 registros espectro compatibles	49
Figura 40 Modelo de histéresis cinemático bajo cargas cíclicas crecientes	50
Figura 41 Modelo de histéresis Takeda bajo cargas cíclicas crecientes	51
Figura 42 Modelo de histéresis Pivot bajo cargas cíclicas crecientes.....	53
Figura 43 Parámetros del modelo de histéresis Pivot	53
Figura 44 Modelo de histéresis Concrete bajo cargas cíclicas crecientes ($f=0.7$)	54
Figura 45 Ubicación de la Institución Educativa. Julio C. Tello – Cercado de Pisco	63
Figura 46 Pabellones de la I.E. Julio C. Tello (después del terremoto del año 2007)	64
Figura 47 Elevación principal del pabellón 02-R	65
Figura 48 Vista en planta del pabellón 02-R.....	66
Figura 49 Corte transversal del pabellón 02-R	67
Figura 50 Dimensiones y detallamiento de las columnas del pabellón 02-R	67
Figura 51 Dimensiones y detallamiento de las vigas del pabellón 02-R	68

Figura 52 Asignación de las propiedades del concreto armado.....	74
Figura 53 Asignación de las propiedades del acero estructural	75
Figura 54 Asignación de las propiedades de la albañilería	76
Figura 55 Sección definida de la viga V-5.....	77
Figura 56 Sección definida de la columna C-2	78
Figura 57 Sección definida del muro de albañilería	78
Figura 58 Sección definida de la losa aligerada.....	79
Figura 59 Modelamiento del pabellón 02-R	80
Figura 60 Cargas distribuidas sobre los elementos tipo frame	81
Figura 61 Modelo de celosía equivalente	83
Figura 62 Modelo de celosía equivalente para representar un muro de albañilería confinada	83
Figura 63 Modos de vibración del modelo con elementos shell-thin	84
Figura 64 Masa por niveles del modelo con elementos shell-thin.....	85
Figura 65 Asignación de cargas laterales en dirección “Y”.....	86
Figura 66 Desplazamiento por las cargas laterales asignadas en dirección “Y” .	86
Figura 67 Modelamiento de la albañilería mediante puntales diagonales	88
Figura 68 Sección definida del puntal diagonal.....	90
Figura 69 Calibración de las propiedades del puntal diagonal	91
Figura 70 Modos de vibración del modelo con puntales diagonales	91
Figura 71 Masa por niveles del modelo con puntales diagonales.....	92
Figura 72 Asignación de cargas laterales en dirección “Y”	93
Figura 73 Desplazamiento por las cargas laterales asignadas en dirección “Y” .	93
Figura 74 Propiedades, dimensiones y resultados del muro ensayado de albañilería.....	96
Figura 75 Límites de distorsión de la albañilería	97
Figura 76 Límites de distorsión de la albañilería	98
Figura 77 Estados límite en muros construidos con ladrillos industriales.....	99
Figura 78 Curva trilineal de fuerza lateral – deformación para un muro de albañilería.....	99

Figura 79 Curva trilineal de fuerza lateral – deformación para un muro de albañilería.....	101
Figura 80 Relación de la fuerza lateral “V” con la fuerza axial “P”.....	102
Figura 81 Propiedades de la rótula plástica – tipo axial “P”.....	104
Figura 82 Curva trilineal de fuerza-desplazamiento del muro de albañilería confinada.....	105
Figura 83 Carga axial del muro externo de albañilería confinada.....	106
Figura 84 Propiedades de la rótula plástica para el muro externo de albañilería confinada.....	108
Figura 85 Asignación de las rótulas a los puntales diagonales.....	109
Figura 86 Asignación de la rótula tipo fibra para columnas.....	110
Figura 87 Asignación de la rótula tipo concentrada para las vigas.....	111
Figura 88 Asignación de la carga de gravedad inicial para procedimientos no lineales.....	112
Figura 89 Tratamiento del registro sísmico del terremoto de Lima - 1974.....	114
Figura 90 Espectro elástico objetivo.....	115
Figura 91 Escalamiento de los registros sísmicos.....	116
Figura 92 Valores de la intensidad de arias para el terremoto Lima-1974-EW.....	117
Figura 93 Formación de rótulas plásticas en la dirección X+.....	118
Figura 94 Formación de rótulas plásticas en la dirección X-.....	120
Figura 95 Formación de rótulas plásticas en la dirección Y+.....	121
Figura 96 Formación de rótulas plásticas en la dirección Y-.....	122
Figura 97 Curva de capacidad en la dirección “X+” y “X-”.....	123
Figura 98 Curva de capacidad en la dirección “Y+” y “Y-”.....	124
Figura 99 Punto de desempeño empleando el método de los coeficientes en la dirección X+.....	125
Figura 100 Punto de desempeño empleando el método de los coeficientes en la dirección X-.....	126
Figura 101 Punto de desempeño empleando el método de los coeficientes en la dirección Y+.....	127

Figura 102 Punto de desempeño empleando el método de los coeficientes en la dirección Y-.....	128
Figura 103 Punto de desempeño por el método del espectro de capacidad en la dirección X+.....	129
Figura 104 Punto de desempeño por el método del espectro de capacidad en la dirección X-.....	130
Figura 105 Punto de desempeño por el método del espectro de capacidad en la dirección Y+.....	131
Figura 106 Punto de desempeño por el método del espectro de capacidad en la dirección Y-.....	132
Figura 107 Sectorización de la curva de capacidad para evaluar la dirección “X+” y “X-”	133
Figura 108 Sectorización de la curva de capacidad para evaluar la dirección “Y+” e “Y-”	134
Figura 109 Resultado del registro sísmico del terremoto de Lima-1966.....	135
Figura 110 Resultado del registro sísmico del terremoto de Ancash-1970	136
Figura 111 Resultado del registro sísmico del terremoto de Lima-1974.....	137
Figura 112 Resultado del registro sísmico del terremoto de Ica-2007	138
Figura 113 Comparación ANLE VS. ANLTH - terremoto de Lima-1966.....	139
Figura 114 Comparación ANLE VS. ANLTH - terremoto de Ancash -1970 ...	140
Figura 115 Comparación ANLE VS. ANLTH - terremoto de Lima -1974.....	141
Figura 116 Comparación ANLE VS. ANLTH - terremoto de Ica -2007	142
Figura 117 Resumen de prueba de hipótesis.....	145

RESUMEN

En la presente tesis se evaluó el desempeño sísmico de la Institución Educativa Pública N°22459 mediante análisis no lineal estático y dinámico. Para llevar a cabo la investigación, se idealizó la no linealidad de los muros de albañilería utilizando rótulas concentradas en puntales diagonales, calibradas previamente con ensayos experimentales realizados en Perú. Además, se emplearon registros sísmicos representativos del territorio nacional para el análisis no lineal dinámico. La metodología utilizada en la tesis se caracteriza por lo siguiente: se aplicó un enfoque cuantitativo, de tipo básica y nivel descriptivo. El diseño fue no experimental. La población estuvo constituida por los colegios modelo 780-actual, y la muestra se conformó con la Institución Educativa N°22459. La técnica empleada fue la observación estructurada, y el instrumento utilizado correspondió a fichas de registro de observación. Los resultados obtenidos indicaron que, en ambas direcciones evaluadas, se alcanzó el nivel de desempeño correspondiente a resguardo de vida para un sismo máximo considerado. Además, al comparar los desplazamientos laterales obtenidos mediante el análisis no lineal estático y dinámico, se obtuvo un porcentaje de similitud del 90,4% en la dirección “X” y 97,2% en la dirección “Y”. En conclusión, se determinó que el análisis no lineal estático aplicado a edificaciones regulares y de baja altura, presenta resultados muy semejantes a los obtenidos mediante análisis no lineal dinámico, siendo este último el método con mayor precisión para evaluar la respuesta sísmica de una estructura.

Palabras Claves: *Análisis no lineal estático, pushover, análisis no lineal dinámico, análisis tiempo-historia, desempeño sísmico, puntal diagonal.*

ABSTRACT

In this thesis, the seismic performance of Public Educational Institution No. 22459 was evaluated by means of static and dynamic nonlinear analysis. In order to carry out the investigation, the nonlinearity of the masonry walls was idealized by using hinges concentrated on diagonal struts, previously calibrated with experimental tests carried out in Peru. In addition, seismic records representative of the national territory were used for the dynamic nonlinear analysis. The methodology used in the thesis is characterized by the following: a quantitative, basic and descriptive approach was applied. The design was non-experimental. The population was constituted by the schools model 780-actual, and the sample was formed by the Educational Institution N°22459. The technique used was structured observation, and the instrument used was observation record cards. The results obtained indicated that, in both directions evaluated, the performance level corresponding to life safety for a maximum considered earthquake was reached. In addition, when comparing the lateral displacements obtained by static and dynamic nonlinear analysis, a percentage of similarity of 90.4% was obtained in the “X” direction and 97.2% in the “Y” direction. In conclusion, it was determined that the nonlinear static analysis applied to regular and low-rise buildings presents results very similar to those obtained by means of nonlinear dynamic analysis, the latter being the most accurate method to evaluate the seismic response of a structure.

Keywords: *Static nonlinear analysis, pushover, dynamic nonlinear analysis, time-history analysis, seismic performance, diagonal strut.*

INTRODUCCIÓN

El Perú es un país con alta actividad sísmica, en especial la región de la costa central, donde se estima un tiempo de recurrencia de 305 ± 40 años para reproducir el gran terremoto de Lima-Callao de 1746, con una magnitud momento aproximada de $M_w \sim 8,8$. Ante este escenario, las viviendas construidas de adobe sin ningún tipo de reforzamiento y las viviendas de material precario, podrían sufrir daños severos e incluso llegar al colapso total o parcial en el distrito de Pisco. Por lo tanto, es importante evaluar el desempeño sísmico de la institución educativa pública N°22459, ya que está clasificada como una edificación esencial que puede ser utilizada como punto de refugio después de un terremoto.

El propósito de la investigación es brindar un método alternativo y eficaz para determinar el desempeño sísmico de una edificación esencial que posee los sistemas estructurales de concreto armado y albañilería confinada. Además, el presente trabajo tiene relevancia social, ya que, si la estructura evaluada no cumple con el desempeño ideal para la categoría a la que corresponde, será necesario reforzarla con el fin de salvaguardar la vida de las personas que utilizan sus instalaciones.

La presente tesis se divide en cuatro capítulos, los cuales describirán lo siguiente: En el primer capítulo, se realizará el planteamiento del problema, la cual presentará un enfoque a nivel global, nacional y local. Además, se llevará a cabo la formulación del problema, justificación de la investigación y se planteará los objetivos generales y específicos. En el segundo capítulo, se desarrollará el marco teórico, donde se proporcionará el fundamento conceptual y las bases científicas para desarrollar la investigación. En el tercer capítulo, se describirá el marco metodológico, la cual proporcionará la estructura y el plan para llevar a cabo la investigación de manera rigurosa y sistemática. Finalmente, en el cuarto capítulo, se mostrarán los resultados obtenidos mediante gráficas, capturas de imágenes en el software computacional utilizado para realizar la evaluación sísmica mediante análisis no lineal estático y dinámico. Asimismo, se realizará la prueba estadística, la comprobación de hipótesis y la discusión de resultados.

CAPÍTULO I: EL PROBLEMA

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En los últimos 20 años, los terremotos a nivel global han afectado a 125 millones de personas, provocando alrededor de 750 000 muertes, donde la causa más común de víctimas se debe al colapso de edificios, Rom & Kelman (2020). Por ejemplo, el terremoto ocurrido en Haití en el año 2010, registró más de 100 000 muertes. En cambio, un terremoto de mayor intensidad el mismo año en Chile, ocasionó el fallecimiento de 525 personas, esta diferencia de víctimas es producto del diseño y construcción de las edificaciones en zonas sísmicas, Booth (2018).

Además, en el cinturón de fuego del Pacífico, que se puede visualizar en la figura 1, ocurrieron los 10 mayores terremotos registrados en el mundo, como muestra la tabla 1. Debido a que las placas tectónicas que lo conforman están en permanente fricción, ocasionando que se libere la energía en forma de calor y ondas de choque. Asimismo, cuando la vibración llega a la superficie de la tierra, puede provocar que las infraestructuras resulten dañadas, Scapini (2020).

Figura 1

Mayores terremotos registrados en el cinturón de fuego del Pacífico



Nota. Adaptado de *Revista Trébol* 55 (p.8), por MAPFRE RE, 2010.

Tabla 1*Terremotos de mayor magnitud registrados a nivel mundial*

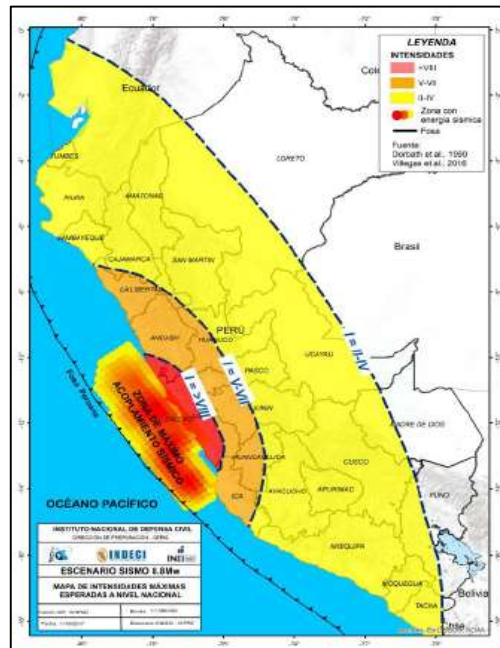
Ranking Mundial	Magnitud [Mw]	Ubicación	Año
1	9,5	Chile	1960
2	9,2	Alaska	1964
3	9,1	Sumatra	2004
4	9,0	Japón	2011
5	9,0	Kamchatka	1952
6	8,8	Chile	2010
7	8,8	Ecuador	1906
8	8,7	Islas Rat	1965
9	8,6	Sumatra	2005
10	8,6	Islas Andreanof	1957

Nota. Adaptado de *Revista Trébol* 55 (p.8), por MAPFRE RE, 2010.

El Perú es un país con alta actividad sísmica, en especial la región de la costa central, donde se estima un tiempo de recurrencia de 305 ± 40 años para reproducir el gran terremoto de Mw~8,8 de Lima-Callao del año 1746, Villegas-Lanza et al. (2016). Por lo tanto, de ocurrir el sismo pronosticado, los daños repercutirían a nivel nacional, como lo muestra la figura 2. Asimismo, dentro de las áreas afectadas se incluye el distrito de Pisco, ubicado en el departamento de Ica. Donde se estima niveles de intensidad mayores a VIII de acuerdo a la escala sísmica modificada de Mercalli, que fue establecida para el terremoto del año 1746 y es aplicable en la actualidad, debido a que no todas las ciudades del Perú cuentan con un mapa de zonificación sísmica-geotécnica, INDECI (2017).

Figura 2

Mapa de intensidades máximas esperadas a nivel nacional: sismo 8,8Mw



Nota: Tomado de *Escenario sísmico para Lima Metropolitana y Callao: Sismo 8,8Mw* (p.16), por INDECI, 2017.

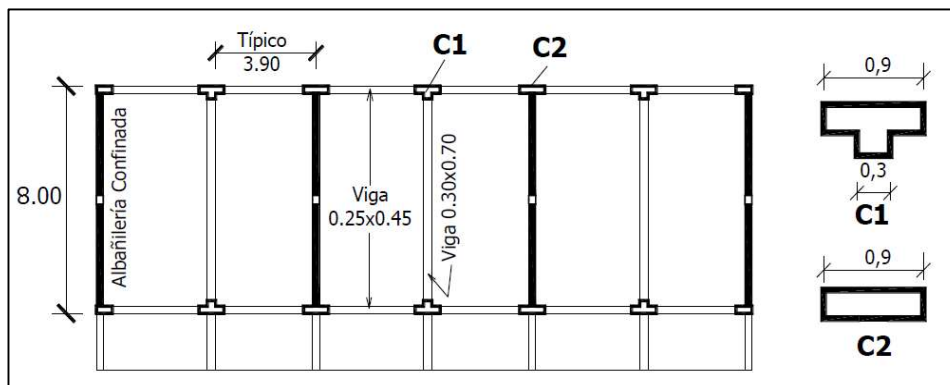
Los centros educativos son una infraestructura social crítica. Por esta razón, es de suma importancia evaluar su desempeño sísmico, debido a que se consideran edificaciones esenciales que tienen un rol estratégico en condiciones ordinarias y durante un desastre su rol es aún más importante y crítico; Anelli et al. (2020), Parammal Vatteri & D’Ayala, (2021).

Actualmente existen varios sistemas estructurales empleados en la construcción de centros educativos alrededor del mundo, entre los cuales podemos encontrar: según Carofilis et al. (2020), en Italia existen sistemas de concreto armado, concreto prefabricado y albañilería no reforzada. De acuerdo con Purwana et al. (2022), en Indonesia se encuentran sistemas de albañilería confinada y no confinada. Conforme a Thwe et al. (2020), en Birmania se puede encontrar el sistema de concreto armado. Por último, según Cárdenas et al. (2021), en Perú

existen sistemas mixtos de albañilería confinada y concreto armado, como se puede apreciar en la figura 3.

Figura 3

Configuración estructural de los colegios peruanos modelo 780-actual



Nota. Tomado de *Seminario de Promoción de la Normatividad para el Diseño y Construcción de Edificaciones Seguras* (p.3), por Silva, 2012, Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento.

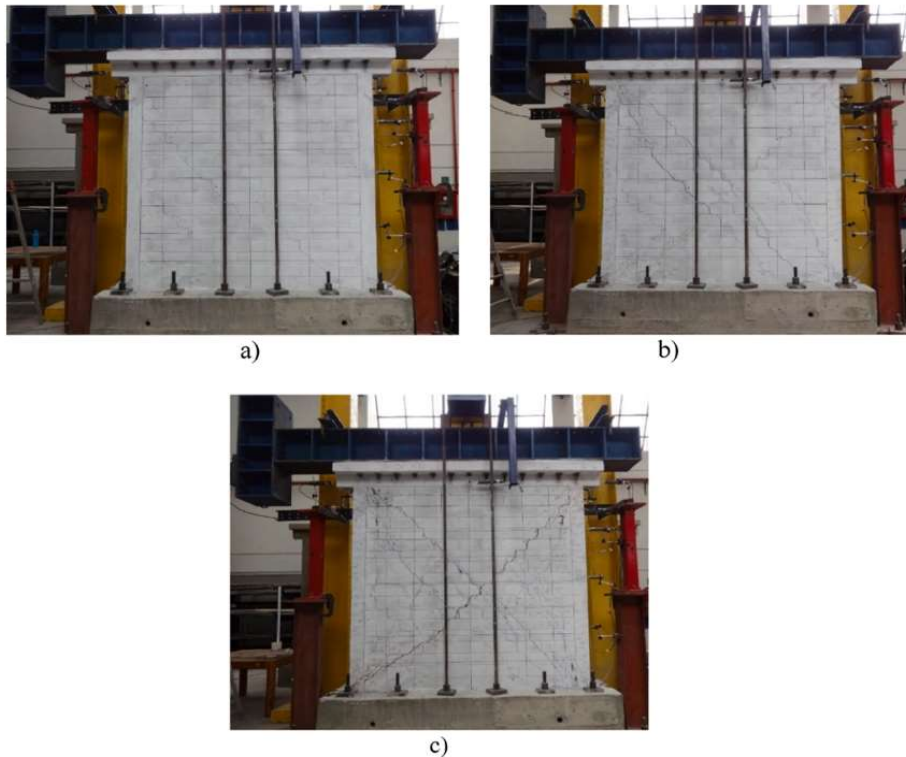
El sistema estructural de albañilería confinada está siendo utilizado en edificaciones de baja y mediana altura, especialmente en áreas caracterizadas por una elevada peligrosidad sísmica. Esto se verifica en regiones como América Latina, destacando los países de Perú, Chile y México, así como en el este y el sur de Europa, representados por países como Rumanía, Croacia, Grecia y Eslovenia. Además, dicho sistema estructural es adoptado en otras naciones como China, Indonesia e Irán, Borah et al. (2022), Rankawat et al. (2021).

Conviene especificar que, se han llevado a cabo varios estudios experimentales sobre muros de albañilería confinada (AC) en todo el mundo, donde existen grandes variaciones asociadas a las propiedades de los materiales, prácticas de construcción, detalles en los elementos de unión, etc. Por lo tanto, uno de los principales retos para la evaluación sísmica de estructuras de AC, frente a sistemas de concreto armado, es el desarrollo de un modelo numérico adecuado para simular

la respuesta no lineal a diferentes demandas sísmicas. En la figura 4, se puede visualizar los patrones de daño para un muro de albañilería confinada en diferentes niveles de desempeño: a) ocupación inmediata (IO), b) seguridad de vida (LS), c) próximo al colapso (CP), las cuales sirven para validar modelos numéricos, Rankawat et al. (2021).

Figura 4

Patrones de daño para un muro de albañilería confinada



Nota. Tomado de *Nonlinear Seismic Evaluation Of Confined Masonry Structures Using Equivalent Truss Model* (p.10), por Rankawat. et al., 2021, Engineering Structures.

Por otra parte, alrededor del 17% de la población mundial habita en edificaciones de tierra, estas estructuras a menudo se encuentran en países en desarrollo que son propensos a la ocurrencia de fuertes acciones sísmicas. Desafortunadamente, los edificios de tierra que no cuentan con algún tipo de

reforzamiento, se caracterizan por un deficiente desempeño estructural durante los terremotos, lo que ocasiona daños severos e incluso su colapso, Tarque et al. (2021). Prueba de ello, es el 80% de viviendas de adobe destruidas que fueron registradas en la ciudad de Pisco durante el terremoto del 15 de agosto del año 2007, en la figura 5 se pueden visualizar algunas de las edificaciones destruidas. Asimismo, este evento sísmico presentó una magnitud de momento igual a 8,0 y afectó la zona centro-sur del Perú, Blondet et al. (2011). De acuerdo con el último censo del año 2017, el distrito de Pisco registró 392 viviendas de adobe y 2698 viviendas con material precario, INEI (2018).

Figura 5

Vulnerabilidad de las edificaciones de tierra (terremoto del 2007 en Pisco-Perú)



Nota. Tomado de *Seismic Resistant Earthen Construction: The Contemporary Experience At The Pontificia Universidad Católica Del Perú* (p.4), por Blondet et al., 2011.

Por último, ante un posible evento sísmico de gran magnitud, las viviendas construidas de adobe sin ningún tipo de reforzamiento y las viviendas de material precario en el distrito de Pisco podrían sufrir daños severos, e incluso llegar al colapso total o parcial. Según menciona Cárdenas et al. (2020), una de las edificaciones que pueden ser utilizadas como punto de refugio post-sísmico son los centros educativos. Por esta razón, la importancia de evaluar su desempeño sísmico.

1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1. Interrogante principal

¿Cuál es el desempeño sísmico evaluado mediante análisis no lineal estático y dinámico de la institución educativa pública N°22459, en el distrito de Pisco-Ica, 2023?

1.2.2. Interrogantes secundarias

- ¿Cuál es el valor de la fuerza cortante máxima y el desplazamiento lateral máximo en la curva de capacidad de la institución educativa pública N°22459?
- ¿Qué magnitud tiene la fuerza cortante y el desplazamiento lateral en el punto de desempeño para un sismo máximo considerado en la curva de capacidad de la institución educativa pública N°22459?
- ¿Qué porcentaje de similitud tiene el desplazamiento lateral para un sismo máximo considerado, al comparar los resultados del análisis no lineal estático y dinámico para la institución educativa pública N°22459?

1.3 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

La presente investigación se justifica por lo siguiente:

Desde el punto de vista de conveniencia, se busca que los resultados obtenidos ofrezcan orientación a la comunidad ingenieril sobre métodos eficaces para determinar el desempeño sísmico de edificaciones esenciales.

Desde el punto de vista de relevancia social, las conclusiones de esta investigación serán cruciales para la sociedad. Debido a que, si la institución educativa no cumple con el desempeño ideal para la categoría a la que corresponde, será necesario reforzar la estructura para salvaguardar la vida de las personas que utilizan sus instalaciones.

Desde el punto de vista de implicaciones prácticas, se utiliza como muestra un colegio modelo 780-actual, cuya configuración estructural es a base del sistema de concreto armado y albañilería confinada. Por lo tanto, la metodología que se emplea en la investigación, puede ser replicada a otras instituciones educativas en el territorio peruano. Así como, toda edificación que presente los sistemas estructurales detallados.

Desde el punto de vista de valor teórico, la investigación permite evaluar el modelo actual utilizado en la construcción de centros educativos a nivel nacional y proporciona un panorama del comportamiento no lineal de edificaciones esenciales. **Finalmente, desde el punto de vista de viabilidad**, se tiene acceso al expediente técnico del proyecto, donde se evidencia las dimensiones y cantidad de acero requerido para cada elemento estructural. Además, se cuenta con el estudio de mecánica de suelos y especificaciones técnicas para obtener valores como: capacidad portante del terreno, tipo de suelo, resistencia a compresión del concreto, esfuerzo de fluencia del acero, entre otros valores que han sido utilizados para obtener un modelo computacional que se asemeje a la construcción real.

1.4 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.4.1. Objetivo general

Evaluar el desempeño sísmico mediante análisis no lineal estático y dinámico de la institución educativa pública N°22459, en el distrito de Pisco-Ica, 2023.

1.4.2. Objetivos específicos

- Determinar cuál es el valor de la fuerza cortante máxima y el desplazamiento lateral máximo en la curva de capacidad de la institución educativa pública N°22459.
- Definir que magnitud tiene la fuerza cortante y el desplazamiento lateral en el punto de desempeño para un sismo máximo considerado en la curva de capacidad de la institución educativa pública N°22459.
- Definir el porcentaje de similitud que tiene el desplazamiento lateral para un sismo máximo considerado, comparando los resultados del análisis no lineal estático y dinámico para la institución educativa pública N°22459.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

2.1.1. Antecedentes Internacionales

Rankawat et al. (2021), en su artículo científico denominado “Nonlinear seismic evaluation of confined masonry structures using equivalent truss model”, menciona que uno de los principales retos asociados a la aplicación del diseño basado en desempeño para la evaluación sísmica de estructuras de Albañilería Confinada (AC), es el desarrollo de un adecuado modelo numérico que simule la respuesta no lineal a diferentes demandas sísmicas. El objetivo del artículo es la creación de un macromodelo de puntal equivalente que simula el comportamiento no lineal de un muro de AC, en la cual se idealiza a la albañilería como puntales diagonales de compresión/tracción con propiedades basadas en el área de la sección transformada del muro. Además, el modelo propuesto ha sido validado con ensayos experimentales sobre muros de AC sometidos a cargas cíclicas invertidas en el plano. El artículo presenta un caso de estudio en el cual se aplicó el modelo de puntal equivalente para determinar el desempeño sísmico de un edificio de AC existente de tres niveles, utilizando un análisis no lineal estático. Como resultado de la investigación se demuestra que el modelo de puntal equivalente puede utilizarse junto con el enfoque basado en desempeño para evaluar edificios existentes de AC y también para optimizar las soluciones de diseño en nuevos edificios que utilizan un enfoque de diseño sísmico convencional basado en fuerzas.

Borah et al. (2022), en su artículo científico titulado “Lateral load-deformation models for seismic analysis and performance-based design of confined masonry walls”, menciona que existe un problema en la formulación de modelos analíticos generalizados para los muros de albañilería confinada. Esto se debe a las enormes variaciones al momento de realizar estudios experimentales, las cuales están asociadas a las propiedades de los materiales, los detalles de los elementos de unión, las prácticas constructivas, etc. El objetivo del artículo es la creación de un modelo de curva tri-lineal de fácil uso, basado en resultados experimentales anteriores, donde el modelo incorpore parámetros geométricos, de carga y de material para

lograr una representación simplificada de la curva envolvente de carga-deformación, la cual proporciona una herramienta adicional para el análisis sísmico no lineal en muros de albañilería confinada. El artículo utiliza setenta y ocho modelos experimentales existentes para estimar la curva de carga-deformación y de esta forma predecir la rigidez lateral, resistencia y deformación en diferentes niveles de desempeño de los muros de albañilería confinada. Como resultado de la investigación se detalla ecuaciones empíricas para la idealización de la curva tri-lineal de carga-deformación para muros de albañilería confinada, que pueden ser utilizados como una herramienta adicional en el diseño basado por desempeño.

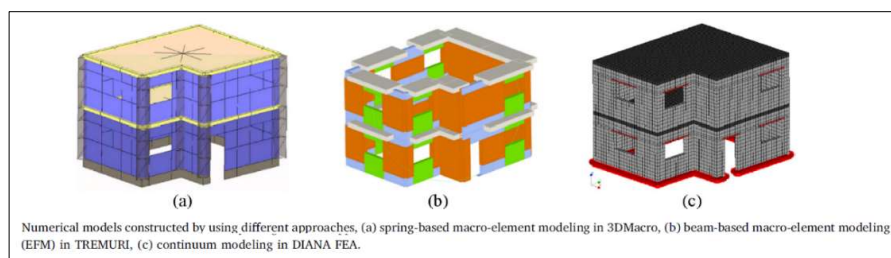
Estêvão & Esteves (2020), en su artículo científico que lleva como título “Nonlinear Seismic Analysis of Existing RC School Buildings: The P3 School Typology”, indica que la evaluación sísmica de los edificios escolares existentes es un tema importante en las regiones propensas a terremotos. El objetivo del artículo es desarrollar un enfoque computacional que permita la evaluación de daños de una gran cantidad de edificios escolares denominados “P3”, que se encuentran al sur de Portugal. Para lograr un objetivo tan exigente, se desarrolló un enfoque computacional empleando softwares como: SAP2000, SeismoStruct, Software PERSISTAH, para poder evaluar la seguridad sísmica y de esta forma poder clasificar su vulnerabilidad con fines de rehabilitación. Asimismo, evaluar el nivel de daño proveniente de un escenario sísmico determinado. Los resultados fueron obtenidos a través del punto de desempeño en la curva de capacidad de la estructura, para sismos con periodos de retorno de 471 años y 821 años. Además, se llegó a la conclusión de que varios módulos de una escuela de tipología “P3”, no cumplen con el nivel de seguridad que se establece en el Anexo Nacional Portugués, debido principalmente a la baja resistencia al corte de las columnas de concreto armado. Por último, los autores indican que el uso de las curvas de capacidad es una estrategia válida para clasificar el nivel de seguridad sísmica mediante los puntos de desempeño, cuando se utilizan procedimientos de análisis no lineal estático.

Aşikoğlu et al. (2020), en su artículo científico denominado “Pushover analysis of unreinforced irregular masonry buildings: Lessons from different modeling

approaches”, menciona que la tipología de construcción de mampostería no reforzada, se utiliza ampliamente en la práctica de la construcción y constituye una parte significativa del conjunto de edificios residenciales o comerciales tanto en los países desarrollados como en los que están en vías de desarrollo, por lo que se necesita evaluar su comportamiento sísmico. El artículo tiene como objetivo comprender la respuesta sísmica de edificios de albañilería sin refuerzo que presentan efectos de torsión y evaluar la confiabilidad de utilizar enfoques simplificados para edificios irregulares conformados por albañilería. Para lograr estos objetivos, se llevaron a cabo análisis estáticos no lineales utilizando tres enfoques diferentes: 1) Modelo continuo, utilizando el software DIANA FEA. 2) Modelo de macroelementos “beam-based”, empleando el software TREMURI. 3) Modelo de macroelementos “spring-based”, en el software 3DMACRO. Los modelos detallados se pueden visualizar en la figura 6. Posteriormente, se compararon los modelos mediante sus curvas de capacidad y patrones de daño global. Los resultados mostraron una concordancia razonable entre las predicciones numéricas y las observaciones experimentales, como se muestra en la figura 7. Por otro lado, los autores mencionan que el método con mayor precisión que se puede encontrar para evaluar la respuesta sísmica en una estructura es el análisis dinámico no lineal. Sin embargo, su utilización requiere una mayor capacidad computacional, tiempo y un alto nivel de conocimiento para la calibración de las leyes constitutivas cíclicas. Además, no existen procedimientos de verificación estandarizados; en consecuencia, se suele utilizar el análisis estático no lineal, que es un método frecuentemente empleado para la evaluación sísmica de edificios escolares.

Figura 6

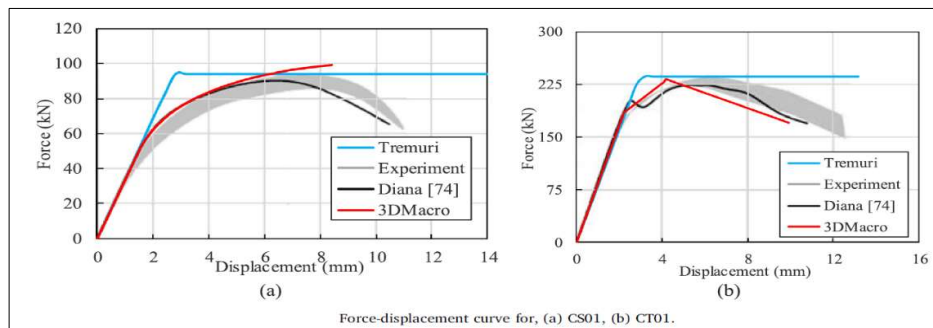
Modelos numéricos para estructuras de albañilería no confinada



Nota. Tomado de *Pushover Analysis Of Unreinforced Irregular Masonry Buildings: Lessons From Different Modeling Approaches* (p.7), por Aşikoğlu et al., 2020, Engineering Structures.

Figura 7

Curva de fuerza-deformación para los distintos modelos numéricos



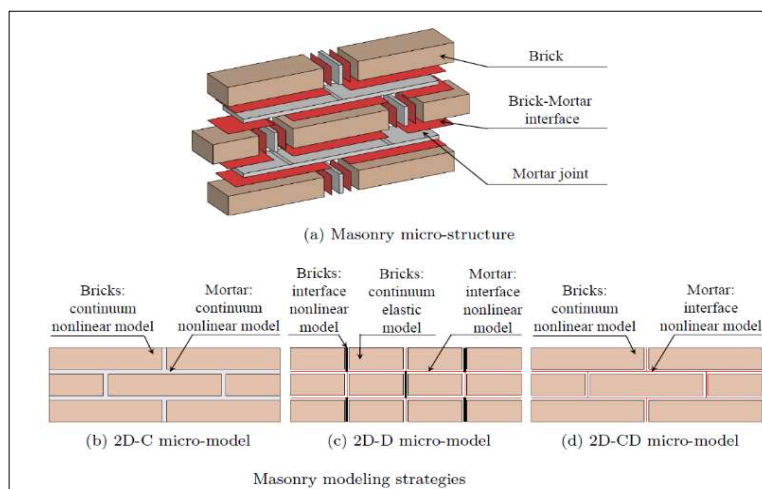
Nota. Tomado de *Pushover Analysis Of Unreinforced Irregular Masonry Buildings: Lessons From Different Modeling Approaches* (p.9), por Aşikoğlu et al., 2020, Engineering Structures.

Petracca et al. (2017), en su artículo denominado “Micro-scale continuous and discrete numerical models for nonlinear analysis of masonry shear walls”, menciona que la albañilería está conformada por materiales compuestos, con una microestructura formada por ladrillos y juntas de mortero, como se aprecia en la figura 8-a. Estos componentes microestructurales presentan diferentes propiedades elásticas e inelásticas, donde su disposición conducen a comportamientos muy complejos y a diferentes mecanismos de fallo. El objetivo del artículo es proponer un novedoso micromodelo continuo basado en la mecánica del daño, capaz de representar los comportamientos mecánicos de los componentes de la albañilería. El micromodelo propuesto se basa en un modelo de daño continuo de tensión-compresión, la cual es refinado para reproducir con precisión la respuesta no lineal de los componentes de la albañilería, especialmente al corte. Asimismo, Las tres estrategias de modelado seleccionadas para representar la microestructura del

material de albañilería son: 1) Micromodelo continuo 2D (2D-C): Tanto las unidades como las juntas de mortero se modelan utilizando elementos continuos 2D de tensión plana con comportamiento no lineal (ver figura 8-b). 2) Micromodelo discreto 2D (2D-D): Toda la no linealidad se agrupa en elementos de interfaz. Las juntas de mortero horizontales y verticales se discretizan mediante este tipo de elementos, donde las unidades se componen de elementos elásticos continuos 2D e interfaces verticales en su longitud media para las posibles grietas de separación (ver figura 8-c). 3) Micromodelo 2D mixto continuo/discreto (2D-CD): Las juntas de mortero (verticales y horizontales) se representan mediante elementos de interfaz no lineales, mientras que las unidades se modelan con elementos continuos 2D de tensión plana con comportamiento no lineal (ver figura 8-d). Los resultados presentados demuestran que los tres modelos seleccionados funcionan relativamente bien y dan resultados similares, todos ellos en buena concordancia con las pruebas experimentales. Por último, en la actualidad se vienen utilizando la micromodelación para poder estudiar a detalle el comportamiento mecánico de los componentes de la albañilería, pero si se desea evaluar un edificio completo, ya no resulta viable por al coste computacional que es muy alto en comparación con los métodos no lineales basados en macromodelos.

Figura 8

Micromodelación de la albañilería

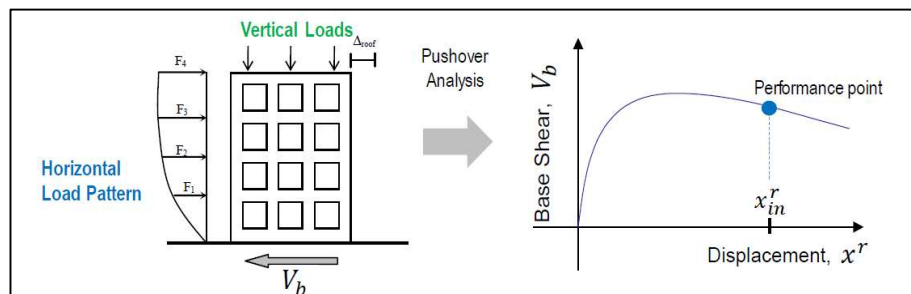


Nota. Tomado de *Micro-Scale Continuous and Discrete Numerical Models For Nonlinear Analysis Of Masonry Shear Walls* (p.4), por Petracca et al., 2017, Construction and Building Materials.

Hysenlliu & Bilgin (2020), en su artículo titulado “Seismic performance assessment of a typified school building damaged during the 2019 Albanian earthquakes”, menciona que los edificios escolares deben de ser sismorresistentes en los países propensos a terremotos, ya que su cierre puede causar interrupciones en la vida comunitaria y dificultar la educación inmediatamente después de eventos sísmicos. El objetivo del artículo es evaluar el desempeño sísmico de un edificio escolar de albañilería no confinada, construido con códigos sísmicos premodernos en el país de Albania. Por otro lado, el autor hace mención al análisis estático no lineal, la cual consiste en el uso de cargas de gravedad y un patrón de carga horizontal predefinido. Las cargas laterales se aplican monotónicamente de forma escalonada y son proporcionales al producto de la masa y la amplitud del primer modo en cada nivel del piso. En el análisis pushover, el comportamiento de los edificios se mide mediante una curva de capacidad, que simboliza la relación entre la fuerza cortante de la base y el desplazamiento de la cubierta. Este enfoque no sólo es muy práctico, sino que también ofrece un gráfico fácil de ver sobre el estado del edificio (ver figura 9). Los resultados que fueron obtenidos con el modelo de macromodelación en el software TREMURI, indican que el edificio evaluado no cumple con el nivel de desempeño adecuado y se necesita la intervención urgente del estado para evitar una posible tragedia ante la ocurrencia de un terremoto.

Figura 9

Análisis pushover monotónico



Nota. Tomado de *Earthquake Engineering for Tall Buildings* (p.9), por Najam, 2020.

2.1.2. Antecedentes nacionales

Cardenas et al. (2021), en su artículo denominado “Seismic Performance Assessment Of A Typical Peruvian Public-School Building”, indica que en el Perú existen edificios escolares construidos en la década de los 90, denominados “780-Pre”, la cual poseen en la dirección longitudinal un sistema de pórticos de concreto armado con rellenos de albañilería y en el eje transversal el sistema de albañilería confinada. Cabe mencionar que, estos edificios se construyeron sin considerar las prácticas actuales de diseño sismorresistente. Asimismo, después de eventos sísmicos, se han evidenciado daños estructurales que incluyen fallas por cortante debido al efecto de columna corta. En el artículo se emplea para el modelamiento computacional el software SAP2000, donde se utilizó un modelo de puntal equivalente para representar la no linealidad de los muros de albañilería, en la cual se aplica una rotula axial que representa la falla a tracción/compresión de la albañilería confinada y de la albañilería de relleno. De este modo, el autor emplea el análisis no lineal estático, donde se aplica a la estructura una fuerza cortante basal que aumenta monótonicamente hasta alcanzar un desplazamiento objetivo. Posteriormente, se obtiene las curvas de capacidad para cada dirección y se utiliza análisis no lineal tiempo historia para evaluar el comportamiento de la estructura cuando está sujeta a cargas cíclicas. Luego de realizar los análisis no lineales, se procede a calcular el punto de desempeño y se sectoriza la curva de capacidad para establecer niveles de desempeño. Finalmente, los resultados indican que la estructura falla en la dirección longitudinal por esfuerzos cortantes excesivos en las columnas causados por la albañilería de relleno. Además, en la dirección transversal el mecanismo de falla inicia con el agrietamiento de los muros de albañilería, las cuales terminan fallando por compresión. En conclusión, el edificio evaluado no garantiza el nivel operativo después de un terremoto severo, necesitando un reforzamiento estructural.

Gonzales et al. (2020), en su artículo titulado “Análisis Dinámico Incremental de un Hospital de 60 Años de Antigüedad con Muros de Albañilería Artesanal”,

menciona la importancia de evaluar edificios esenciales que han sido construidos sin tomar en cuenta aspectos sismorresistentes. El artículo propone un modelo no lineal de un pabellón de hospital de 3 niveles, con más de 60 años de antigüedad construido con el sistema de albañilería confinada. Además, el modelo no lineal empleado fue calibrado computacionalmente con los resultados de ensayos de laboratorio. El modelo fue sometido a una serie de análisis de historia de respuesta no lineal con diferentes niveles de intensidad de sismo, obteniendo las curvas IDA para cada dirección. Por otro lado, la idealización del modelo matemático no lineal del muro de albañilería se realizó mediante un elemento frame a la cual se le asignó una rótula de corte a mediana altura. Adicionalmente, se idealizó el modelo de una viga con rigidez infinita sobre el elemento frame. Finalmente, los resultados muestran que para un PGA menor a 0,35g en dirección NS y 0,40g en dirección EW, la estructura presenta un nivel de desempeño de ocupación inmediata a seguridad de vida. Además, con un PGA por encima de 0,40g la estructura presenta derivas mayores a 0,005 que es el límite del sistema de albañilería en la norma peruana.

Barriga (2019), en su tesis de maestría que lleva como título “Propuesta de Reforzamiento Basado en Desempeño del Edificio de la Escuela de Psicología de la Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa, 2019”, tiene como propósito determinar si hay diferencias significativas entre el desempeño sísmico de la estructura de concreto armado existente y la propuesta de reforzamiento sugerida para la escuela de psicología de la UNSA. El autor consideró en el modelo pórticos de concreto armado en la dirección X-X y muros de albañilería en la dirección Y-Y. Cabe mencionar que, el pabellón universitario fue construido por los años 90, la cual fue concebido con parámetros sísmicos que no se aplican en la actualidad. Por otro lado, para definir la no linealidad de muros de albañilería, se utilizó el método de puntal tirante adaptado de Martinelli et al. (2015). Además, se utilizó el análisis no lineal estático para estimar el desempeño sísmico de la edificación para un sismo de 2500 años. Finalmente, se llegó a la conclusión que la dirección donde predomina el sistema de albañilería confinada presenta un desempeño dentro del nivel operacional, mientras que, para la dirección de los pórticos de concreto

armado, el nivel de desempeño estaba en prevención del colapso. Por lo tanto, se propuso un reforzamiento para cumplir los objetivos de desempeño de la normativa vigente.

Peñaloza (2021), en su tesis de maestría que lleva como título “Análisis Estático Incremental para Estimar el Desempeño Sísmico de la Institución Educativa G.U.E. San Carlos - Puno”, tiene como objetivo evaluar el desempeño sísmico de una edificación esencial destinado al servicio educativo, la cual presenta 3 niveles y está conformado por el sistema de concreto armado en ambas direcciones. El autor utiliza análisis no lineal estático y dinámico tiempo historia, para estimar el desempeño de la estructura para un sismo de diseño. Por otro lado, la tesis consideró rotulas concentradas para representar la no linealidad de las vigas y columnas. Finalmente, con el análisis no lineal estático se determinó que el punto de desempeño de la estructura corresponde a ocupación inmediata, teniendo un valor de desplazamiento de 3,36 cm. Asimismo, mediante el análisis no lineal tiempo historia y el ingreso de registros sísmicos se pudo comparar los resultados del desplazamiento máximo obtenidos del análisis no lineal estático, la cual muestran coincidencias en el desplazamiento.

Calcina (2017), en su tesis de maestría titulada “Evaluación del Desempeño Sísmico de un Edificio de Once Pisos Utilizando Análisis Estático y Dinámico No-Lineal”, menciona que en la actualidad la ingeniería sísmica está enfocada en gran parte a la creación y utilización de métodos de evaluación del comportamiento de estructuras existentes, con el propósito de estimar el nivel de desempeño de las estructuras ante una demanda sísmica. El autor hace uso del software computacional ETABS. Asimismo, emplea análisis no lineal estático y dinámico para determinar el nivel de desempeño, siguiendo las metodologías establecidas por los códigos FEMA y ATC-40. Los resultados de la investigación muestran una similitud en los desplazamientos máximos en el último nivel teniendo valores en la dirección “X” de 2,85cm y en “Y” de 3,46cm con el análisis estático no lineal (AENL). Además, los valores con el análisis no lineal dinámico (ADNL), muestran en la dirección “X” un desplazamiento de 2,97cm y en “Y” 3,29cm. Finalmente, el

nivel de desempeño se encuentra en ocupación inmediata al ser evaluados tanto con el AENL y ADNL.

2.2 BASES TEÓRICAS





2.2.1 Riesgo sísmico

La severidad con la que actúa un sismo en una determinada zona se denomina peligro sísmico y depende del panorama sismotectónico del lugar, la topografía y características del suelo. Para la ingeniería sismorresistente el peligro sísmico se puede expresar a través de la aceleración máxima del suelo. Por otro lado, la vulnerabilidad es el daño que podría presentar un edificio en función de sus características propias, como puede ser: rigidez, resistencia, ductilidad, regularidad estructura. Por ejemplo, las construcciones irregulares, que no cuentan con una adecuada resistencia lateral, proyectadas sin criterios sismorresistentes, son más vulnerables que aquellas edificaciones donde se cumplió todos estos parámetros, Muñoz (2004).

El riesgo sísmico es el daño que podría presentar un edificio como consecuencia del peligro que la amenaza; la cual es una componente donde no es posible intervenir, y de la vulnerabilidad, que sí puede ser manipulada con el fin de reducir el riesgo final de las edificaciones, Muñoz (2004). En la figura 10, se puede apreciar las 4 categorías que son actualmente considerados un estándar para los estudios de riesgo sísmico.

Figura 10

Efectos esperados para niveles de riesgo sísmico

Nivel de riesgo sísmico	Efectos esperados / probables
Bajo 	Daños leves o inexistentes en edificaciones y servicios Ninguna víctima fatal, ni heridos. No hay interrupción de servicios básicos, ni de vías de acceso.
Medio 	Daños moderados en elementos no estructurales No hay víctimas fatales, heridos leves. Leve interrupción de servicios básicos, corte breve de vías de acceso.
Alto 	Daños importantes que debilitan elementos básicos de las estructuras. Hay pérdida de vidas y heridos de gravedad. Interrupción de servicios básicos por días.
Muy Alto 	Colapso de estructuras que las hacen inhabitables. Muchas personas fallecidas y heridos de gravedad. Interrupción de servicios básicos por semanas.

Nota. Tomado de *Escenarios de Riesgo y Medidas de Mitigación del Riesgo de Desastre en el Distrito de Villa María del Triunfo* (p.7), por PREDES, 2011.

2.2.2 Escenarios de peligro sísmico

La iniciativa del Comité Visión 2000 realizada por The Structural Engineers Association of California (SEAOC), establece cuatro niveles de peligro sísmico, las cuales son detalladas en la tabla 2, donde cada evento sísmico está asociado a su periodo de retorno o a la probabilidad de excedencia en 50 años.

Tabla 2

Escenarios de peligro sísmico

Sismo	Período de Retorno (años)	Probabilidad de Excedencia en 50 años
Frecuente	45	67%
Ocasional	75	50%
Raro	475	10%
Muy Raro	970	5%

Nota. Adaptado de *Comentarios a la Norma Peruana E.030 Diseño Sismorresistente* (p.8), por Muñoz, 2020, SENCICO.

2.2.3 Niveles de desempeño estructural

Propuesta del comité VISION 2000: Este mencionado comité define cuatro niveles de desempeño estructura (ver figura 11), que catalogan el desempeño estructural después de un evento sísmico, Structural Engineers Association Of California [SEAOC] (1995).

- **Completamente Operativo:** No existe daño. La edificación es segura. Los servicios básicos operan con normalidad. La estructura mantiene su rigidez y resistencia. No se necesita reparaciones.

-**Operativo:** Existe daño reducido en elementos no estructurales, pero no representa algún compromiso para la seguridad de los ocupantes. Asimismo, en elementos

estructurales puede existir daño muy reducido que no compromete la seguridad general. La edificación conserva casi íntegramente su resistencia y rigidez. Además, los servicios básicos están operativos o podría estar parcialmente interrumpidos.

-Resguardo de Vida: Existe daño estructural y no estructural moderado. La estructura ha sufrido una pérdida importante de su resistencia y rigidez, pero aún conserva un margen de seguridad contra el colapso. Posterior al evento sísmico, existe una probabilidad baja de derrumbe. Por otro lado, los ascensores podrían estar fuera de servicio, pero las rutas de evacuación se mantienen seguras.

-Cerca al colapso: Se presenta daño importante y extendido. La edificación ha sido seriamente afectada en su capacidad para resistir acciones laterales y cargas de gravedad, pero a pesar de ello aún conserva un pequeño margen contra el colapso. Además, podría existir elementos no estructurales que sufrieron desplome o están en peligro de hacerlo. Existe una gran probabilidad que la estructura no sea técnica ni económicamente viable su reparación. Las réplicas podrían ocasionar el colapso.

-Colapso: La estructura no puede resistir acciones laterales y ha perdido su capacidad para soportar cargas de gravedad. Además, existe pérdida de verticalidad y problemas de inestabilidad. Puede generar el colapso total o parcial de la edificación. Por último, no es posible reparar la edificación.

Figura 11

Objetivos del desempeño según el tipo de edificación

		Nivel de desempeño				
		Completamente operativo	Operativo	Resguardo de vida	Cerca al colapso	
Sismo de diseño	Sismo frecuente					
	Sismo ocasional					
	Sismo raro					
	Sismo muy raro					
		Edificación común		Edificación esencial		Edificación de seguridad crítica

Nota. Tomado de *Comentarios a la Norma Peruana E.030 Diseño Sismorresistente* (p.8), por Muñoz, 2020, SENCICO.

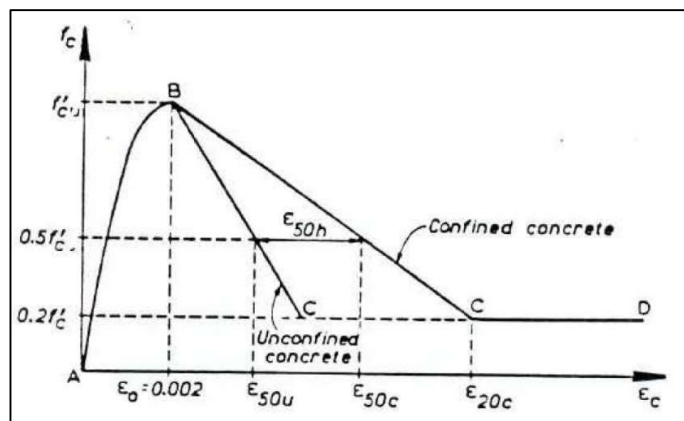
2.2.4 Modelo constitutivo del concreto confinado

2.2.4.1 Modelo de Kent y Park

El modelo basado en evidencia experimental, que fue propuesto por Kent y Park en el año 1971, muestra una parte ascendente de la curva que está representada por una parábola de segundo grado y se asume que el acero de confinamiento no afecta esta parte de la curva, también se considera conservadoramente que el esfuerzo máximo que alcanza el concreto confinado es la resistencia f'_c del cilindro ensayado. En la figura 12, se puede apreciar que la deformación unitaria máxima del concreto es del orden de 0,002, luego la curva se convierte en línea recta de pendiente negativa hasta que su resistencia llegue a un valor de $0,20 f'_c$. Finalmente, la curva se convierte en una línea horizontal hasta que se produzca la deformación de ruptura, Park & Paulay (1988).

Figura 12

Curva esfuerzo deformación – modelo de Kent y Park



Nota. Tomado de *Flexural Members with Confined Concrete* (p.3), por Kent & Park, 1971, Journal of the Structural Division Proceedings of the American Society of Civil Engineers.

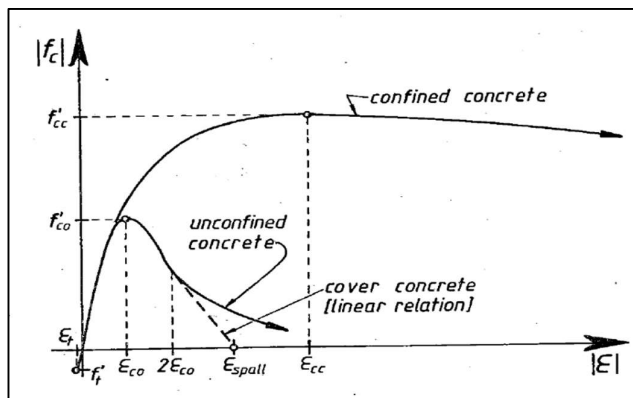
2.2.4.2 Modelo de Mander

Según Mander et al. (1984), considera que el efecto de confinamiento mediante una disposición adecuada del refuerzo transversal, resulta en un incremento de la capacidad de deformación y resistencia a compresión del concreto.

El modelo de esfuerzo-deformación se ilustra en la figura 13, la cual se basa en una ecuación sugerida por Popovics en el año de 1973. En este modelo la deformación unitaria última del concreto se presenta cuando se fractura el refuerzo transversal, ocasionando que ya no se pueda confinar el núcleo del concreto, por lo que las deformaciones transversales tenderán a ser muy grandes.

Figura 13

Curva esfuerzo deformación – modelo de Mander



Nota. Tomado de *Seismic Design of Bridge Piers* (p.70), por Mander, 1983, University of Canterbury.

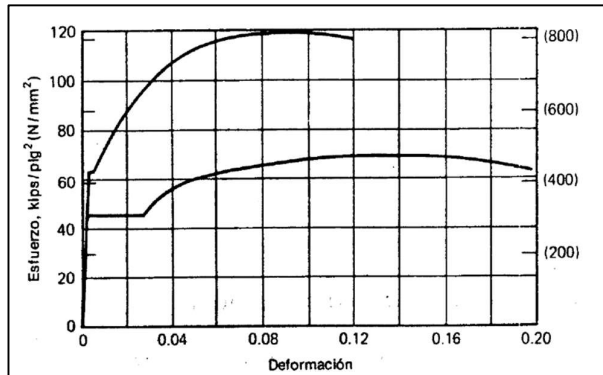
2.2.5 Modelo esfuerzo-deformación del acero

2.2.5.1 Comportamiento monotónico de esfuerzos

Las curvas típicas de esfuerzo-deformación para varillas de acero que se utilizan en la construcción, como se puede visualizar en la figura 14, muestran en la parte inicial un comportamiento lineal-elástico, luego pasan por una plataforma de cedencia (esta zona se caracteriza por presentar deformaciones con poco o ningún aumento del esfuerzo), seguidamente aparece una región de endurecimiento por deformación donde el esfuerzo también aumenta y finalmente se observa una región en la que el esfuerzo decae hasta que ocurra la fractura, Park & Paulay (1988).

Figura 14

Curvas típicas de esfuerzo-deformación del acero



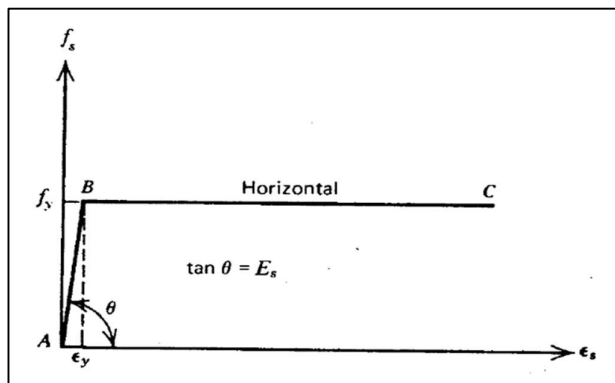
Nota. Tomado de *Estructuras de Concreto Reforzado* (p.41), por Park & Paulay, 1988, Editorial Limusa.

2.2.5.2 Modelo elastoplástico perfecto

En el diseño conservador es necesario idealizar la curva esfuerzo-deformación, por lo que se realiza una simplificación como dos líneas rectas, como se puede apreciar en la figura 15, en la cual se ignora la resistencia superior de cedencia y el aumento en el esfuerzo debido al endurecimiento por deformación del acero, Park & Paulay (1988).

Figura 15

Curva esfuerzo deformación - modelo elastoplástico perfecto



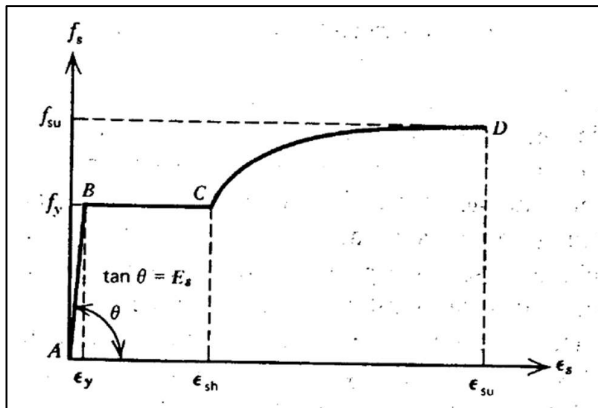
Nota. Tomado de *Estructuras de Concreto Reforzado* (p.44), por Park & Paulay, 1988, Editorial Limusa.

2.2.5.3 Modelo de curva completa

La curva esfuerzo-deformación del acero, que se puede apreciar en la figura 16, presenta valores más exactos del inicio de cedencia, endurecimiento y ruptura, que se obtienen de ensayos experimentales. Además, se puede apreciar la zona elástica en el tramo AB, la zona de postfluencia en el tramo BC y finalmente la zona de endurecimiento por deformación en el tramo CD, Park & Paulay (1988).

Figura 16

Curva esfuerzo deformación - modelo de curva completa



Nota. Tomado de *Estructuras de Concreto Reforzado* (p.44), por Park & Paulay, 1988, Editorial Limusa.

2.2.6 Comportamiento no lineal del concreto armado

2.2.6.1 Relaciones momento-curvatura

Ottazzi (2013) menciona que, en el diseño estructural de concreto armado, es importante que los elementos sometidos a solicitaciones sísmicas severas desarrollen un comportamiento dúctil por los siguientes motivos:

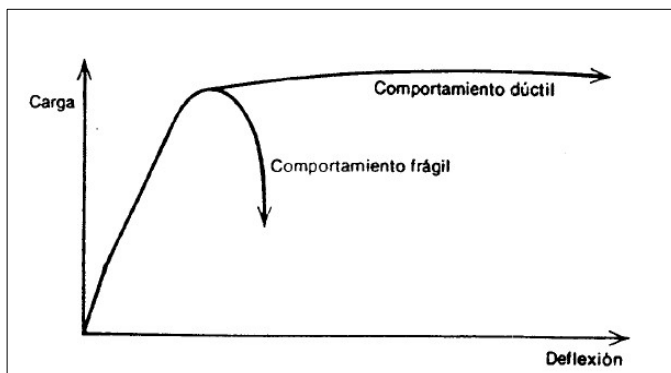
- Evitar que se generen fallas frágiles, en la cual se busca que la estructura pueda ser capaz de soportar grandes deformaciones sin perder su capacidad de resistencia. En la figura 17 se puede apreciar el comportamiento de un elemento estructural sometido a cargas que se incrementan hasta la falla. Es posible observar dos posibilidades de comportamiento, el primero es una falla frágil y la segunda una

falla dúctil que posee una mayor capacidad para absorber energía, esta capacidad se puede apreciar si comparamos las áreas bajo la curva de carga-deformación

- Si una estructura hiperestática presenta comportamiento dúctil, es posible lograr una redistribución de momentos. Esto permite que se modifiquen los diagramas de momentos, donde se aliviana los momentos negativos y se transfiere la reducción hacia la zona de momentos positivos. Cabe mencionar que, esto se puede lograr si la sección presenta la capacidad de soportar rotaciones inelásticas sin fallar. En resumen, la redistribución permite que los momentos internos puedan reajustarse con el objetivo de permitir a la estructura soportar cargas adicionales, luego de la formación de una o más rotulas plásticas.
- La actual filosofía de diseño sismorresistente se basa en la reducción de fuerzas elásticas por ductilidad, donde la estructura presenta la capacidad de absorción y disipación de energía, con el objetivo de no colapsar después de un terremoto de gran magnitud.

Figura 17

Comportamiento frágil y dúctil en la curva esfuerzo-deformación



Nota. Tomado de *Estructuras de Concreto Reforzado* (p.202), por Park & Paulay, 1988, Editorial Limusa.

Las características de disipación de energía o de comportamiento inelástico son dependientes de los diagramas momento – curvatura, con la cual se puede formar una idea clara de la capacidad de deformación inelástica de un elemento o estructura. Además, el estudio de estos diagramas sirve para estudiar la ductilidad de la sección y del elemento, para entender el desarrollo de las rotulas plásticas y la redistribución de momentos que ocurren en la mayoría de estructuras de concreto armado antes de colapsar. Por lo tanto, según Ottazzi (2013), se define curvatura al cambio de ángulo (rotación) por unidad de longitud en una determinada ubicación a lo largo del eje del elemento sometido a cargas que producen flexión.

A continuación, se detalla cómo se llega a la ecuación de curvatura mediante las ecuaciones que plantea Park & Paulay (1988).

$$\theta = \frac{dx}{R} = \frac{\varepsilon_c dx}{kd} = \frac{\varepsilon_s dx}{d(1-k)}$$

$$\frac{1}{R} = \frac{\varepsilon_c}{kd} = \frac{\varepsilon_s}{d(1-k)} = \phi$$

$$\phi = \frac{\varepsilon_c}{kd} = \frac{\varepsilon_s}{d-c} = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_s}{d}$$

Donde:

ϕ = curvatura del elemento

ε_c = deformación unitaria del concreto

ε_s = deformación unitaria del acero

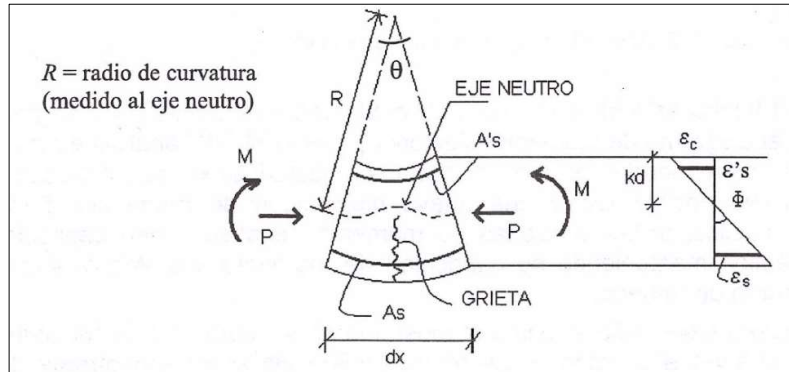
d = peralte efectivo de la sección

R = radio de curvatura

La curvatura de la sección varía a lo largo del eje del elemento debido a la variación en la profundidad del eje neutro, a la variación de las deformaciones entre grietas y a la variación en la cantidad de acero de refuerzo. En la figura 18 se puede apreciar el esquema gráfico de la curvatura.

Figura 18

Curvatura de un elemento de concreto armado



Nota. Tomado de *Diseño en concreto armado* (p.456), por Ottazzi, 2013, Asociación Capítulo Peruano del Instituto Americano del Concreto.

2.2.6.2 Ductilidad de curvatura

Según Ottazzi (2013), la ductilidad de curvatura permite medir la capacidad de rotación o de deformación inelástica de una sección y se define a través de la siguiente ecuación:

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_u}{\phi_y}$$

Donde:

μ_{ϕ} = ductilidad de curvatura

ϕ_u = curvatura correspondiente a la falla de la sección

ϕ_y = curvatura de la primera fluencia del acero de refuerzo en tracción

2.2.6.3 Construcción de los diagramas momento - curvatura

Según Crainic & Munteanu (2013), los pasos para la construcción de los diagramas de momento – curvatura son los siguientes:

- i. Definir las características geométricas de la sección (b, h, d, As)
- ii. Definir las curvas de esfuerzo – deformación del concreto y acero.

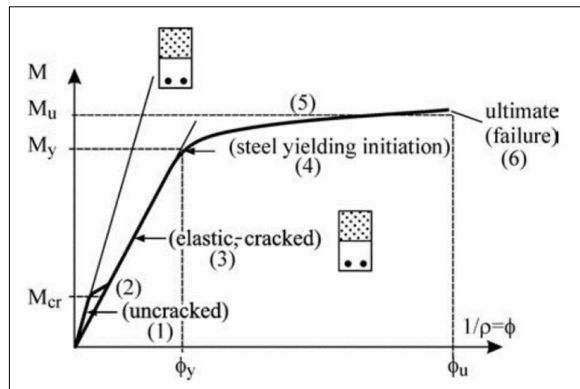
- iii. Modificar en incrementos pequeños la deformación del concreto ε_c , la cual corresponde a la fibra más comprimida, desde cero hasta el valor máximo o de agotamiento del concreto ε_{cu} .
- iv. Delimitado un cierto valor de ε_c , es necesario variar la profundidad del eje neutro “kd”, con el objetivo de alcanzar el equilibrio en la sección. Luego se calcula la curvatura mediante la siguiente ecuación:

$$\phi = \frac{\varepsilon_c}{kd} = \frac{\varepsilon_s}{d - c} = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_s}{d}$$

En la figura 19 se puede apreciar un diagrama típico de la relación momento – curvatura, para una sección de concreto armado que está sometido a flexión pura.

Figura 19

Relación momento-curvatura de una sección de concreto armado con flexión pura



Nota. Tomado de *Seismic Performance of Concrete Buildings* (p.18), por Crainic & Munteanu, 2013, CRC Press/Balkema.

2.2.6.4 Factores que influyen en la ductilidad de curvatura

Según Ottazzi (2013), los factores que influyen en los diagramas de momento curvatura y en la ductilidad de curvatura son los siguientes:

- i. A mayor cantidad de acero en tracción se reduce la ductilidad de curvatura.
- ii. Si se aumenta la cantidad de acero en compresión la ductilidad aumenta.

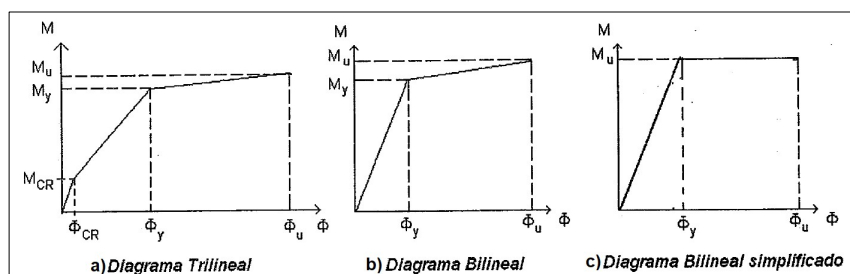
- iii. Se debe tener en cuenta el esfuerzo de fluencia del acero. Debido a que un aumento de f_y es equivalente a aumentar el área de acero en tracción.
- iv. Un aumento de la resistencia a compresión del concreto " f_c " incrementa la ductilidad.
- v. Un aumento de la carga axial para una misma sección, reduce considerablemente la ductilidad de curvatura.
- vi. El aumento del valor de deformación última del concreto " ϵ_{cu} " hace que la ductilidad de curvatura incremente. Existen diferencias notables entre el concreto no confinado y confinado, la presencia de confinamiento influye significativamente en el valor de " ϵ_{cu} ".

2.2.6.5 Representación simplificada del diagrama momento-curvatura

Según Park & Paulay (1988), la relación momento-curvatura se puede idealizar en una recta trilineal, como se puede apreciar en la figura 20-a, donde la primera etapa está gobernada por el agrietamiento, la segunda etapa representa la fluencia del acero a tracción y la última etapa se encuentra al límite de la deformación útil en el concreto. Cabe mencionar que, en la mayoría de casos basta con idealizar la curva a una condición bilineal, como se aprecia en las figuras 20-b y 20-c. En la cual, una vez desarrollada las grietas, la relación momento-curvatura es casi lineal desde la carga cero hasta el inicio de fluencia.

Figura 20

Diagramas momento-curvatura aproximados



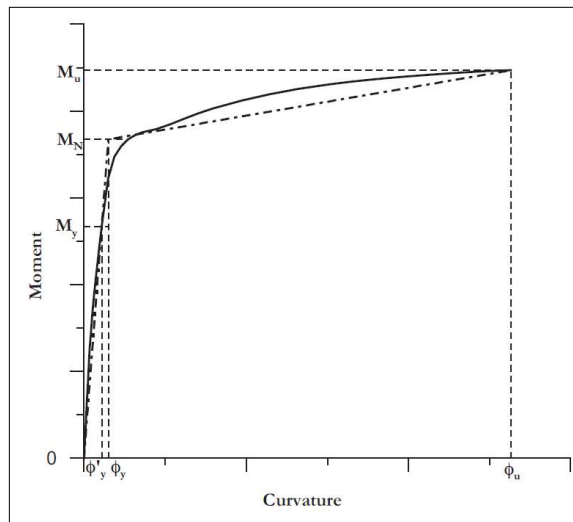
Nota. Tomado de *Diseño en concreto armado* (p.464), por Ottazzi, 2013, Asociación Capítulo Peruano del Instituto Americano del Concreto.

Según Priestley (1997), la comunidad investigadora ha aceptado que la linealización más adecuada de las relaciones momento-curvatura es mediante un segmento elástico inicial que pasa por la "primera fluencia", y se extrapola a la resistencia nominal a la flexión "MN", y un segmento posterior a la fluencia conectado a la resistencia y a la curvatura última. La "primera fluencia" de la sección se define como el momento "My" y la curvatura "φ'y" cuando la sección alcanza por primera vez la deformación de fluencia a tracción del acero de refuerzo $\epsilon_y=f_y/E_s$, o cuando la fibra de compresión extrema del concreto alcanza una deformación de 0,002, lo que ocurra primero. La resistencia nominal a la flexión "MN", se desarrolla cuando la deformación de la fibra de compresión extrema alcanza 0,004, o la deformación del acero de refuerzo alcanza el valor de 0,015, lo que ocurra primero. Finalmente, la curvatura queda representada por la siguiente ecuación:

$$\Phi_y = \Phi'_y \left(\frac{M_N}{M_y} \right)$$

Figura 21

Aproximación bilineal de la relación momento-curvatura

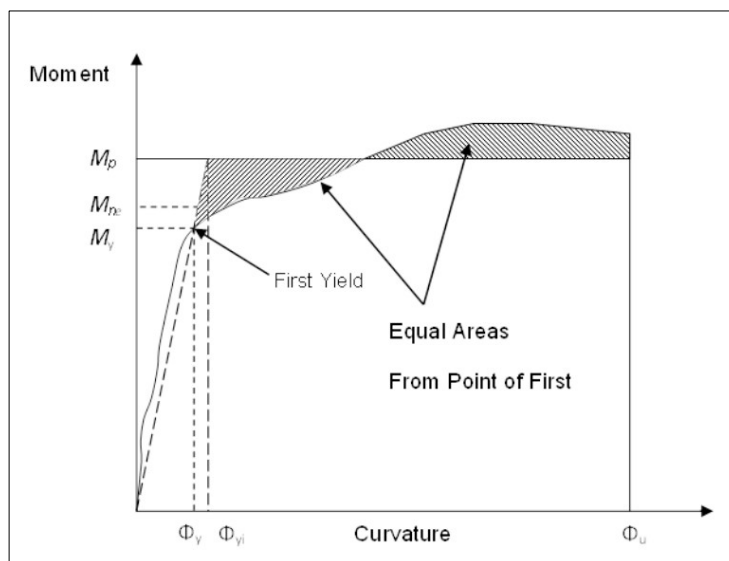


Nota. Tomado de *Myths and Fallacies in Earthquake Engineering, Revisited* (p.10), por Priestley, 2003, European School for Advanced Studies In Reduction of Seismic Risk.

Caltrans (2013) menciona que, la capacidad de momento plástico de los elementos de concreto dúctil se pueden calcular mediante un análisis de momento-curvatura “M- ϕ ”, basado en las propiedades esperada de los materiales. El análisis de momento-curvatura deriva de las curvaturas asociadas con un rango de momentos para una sección transversal basándose en los principios de compatibilidad de deformaciones y equilibrio de fuerzas. La curva “M- ϕ ” puede idealizarse con una respuesta elástica perfectamente plástica para estimar la capacidad de momento plástico de la sección transversal de un elemento. La parte elástica de la curva idealizada debe pasar por el punto que marca el primer límite elástico de la barra de refuerzo. La capacidad de momento plástico idealizada se obtiene equilibrando las áreas entre las curvas real y las curvas “M- ϕ ” idealizadas más allá del primer punto de fluencia de la barra de refuerzo, como se muestra en la figura 22.

Figura 22

Aproximación bilineal equilibrando las áreas del momento-curvatura



Nota. Tomado de *LRFD Seismic Analysis and Design of Bridges* (p.6-36), por Federal Highway Administration, 2014. U.S. Department of Transportation.

2.2.6.6 Longitud efectiva de rótula plástica

En los terremotos de gran intensidad, las columnas y vigas experimentan deterioro en la región cercana a los puntos de conexión, en una extensión conocida como "L". En este caso, el daño no se distribuye de manera uniforme, sino que se concentra principalmente hacia los nudos.

Según Paulay & Priestley (1992), los valores teóricos para la longitud equivalente de la rótula plástica "Lp", están basados en la integración de la distribución de curvatura para miembros típicos, en el cual harían que "Lp" sea directamente proporcional a "L". Sin embargo, tales valores no concuerdan bien con las longitudes medidas experimentalmente. Por lo tanto, una buena estimación de la longitud efectiva de la rótula plástica podría quedar definida con la siguiente ecuación:

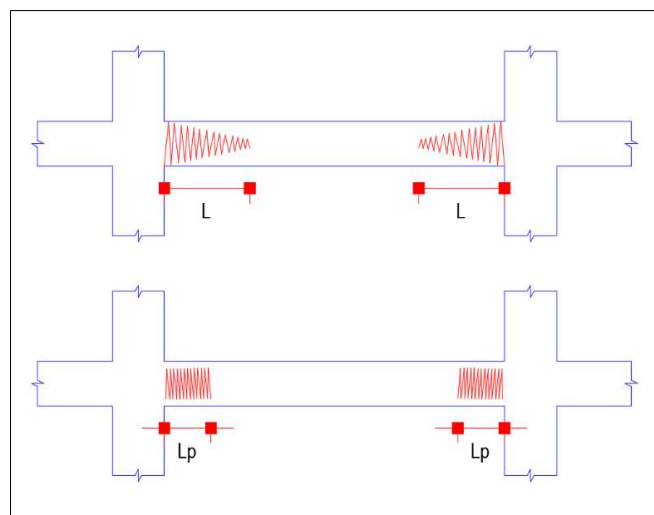
$$l_p = 0,08l + 0,022d_b f_y \text{ (MPa)}$$

$$l_p = 0,08l + 0,15d_b f_y \text{ (ksi)}$$

Para una sección típica de una columna o viga, se podría simplificar el valor de la longitud efectiva de la rótula plástica $L_p \approx 0,5h$. Donde "h" es el peralte del elemento.

Figura 23

Longitud efectiva de rótula plástica



2.2.6.7 Relación entre el diagrama momento–curvatura y momento-rotación

Según Paulay & Priestley (1992), una forma práctica de obtener el diagrama de momento-rotación es multiplicando los valores del diagrama de momento-curvatura por la longitud equivalente de rótula plástica “ L_p ”. Asimismo, la rotación es un indicador muy importante de la capacidad de la sección para soportar deformaciones inelásticas. En la figura 24 se aprecia el punto de partida para relacionar la curvatura con la rotación de la sección. A continuación, se detalla el proceso de simplificación mediante las siguientes ecuaciones:

$$\Delta u = \Delta y + \Delta p$$

$$\Delta y = \frac{\phi y \cdot L^2}{3}$$

$$\Delta p = \theta p (L - 0.5L_p)$$

$$\theta p = (\phi u - \phi y)L_p$$

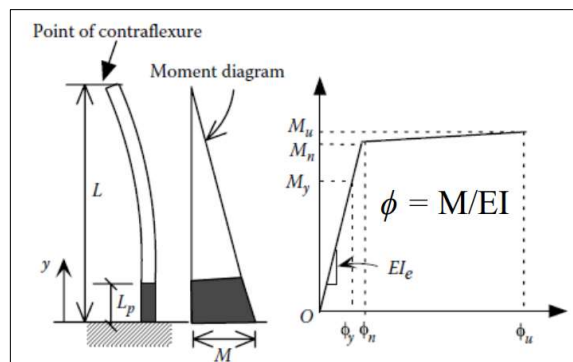
$$\theta p = (\phi u - \phi y)0.5h$$

Donde:

Δu : desplazamiento total. Δy : desplazamiento elástico. Δp : desplazamiento plástico. θp : rotación plástica

Figura 24

Relación entre el diagrama momento-curvatura y momento-rotación



Nota. Tomado de *Seismic Design Aids for Nonlinear Pushover Analysis of Reinforced Concrete and Steel Bridges* (p.52), por Ger & Cheng, 2012. CRC Press.

ASCE (2017), en su guía de evaluación sísmica y rehabilitación de edificios existentes, presenta tablas respaldadas tanto por evidencia teórica como experimental, por medio de las cuales se puede encontrar de forma sencilla las relaciones momento-rotación (ver figura 25). A partir de estas relaciones, se pueden deducir las relaciones momento-curvatura, permitiendo así la determinación de la rigidez de una sección, teniendo en cuenta su nivel de daño.

En la parte izquierda de la figura 26, se visualiza las relaciones momento-curvatura, para un modelo que posee tres zonas. La primera es la zona elástica (sin daño), donde el momento actuante “M” es menor o igual al momento de fluencia “My”. La segunda zona es la de post fluencia, en la cual se cumple $M_y < M < M_u$. Por último, la tercera zona es la residual que tiene un momento “Mr”. En la parte derecha de la figura 26, se muestra la nomenclatura del ASCE 41, para calcular las relaciones momento-rotación. Para el caso de flexión la relación estará dada por M/M_y , donde el valor para el punto “B” es la unidad, por lo que el momento de fluencia “My” está asociado a una rotación “ Θ_y ”. A partir, del punto (M_y, Θ_y) se encuentra el punto “U” (figura 26–izquierda) que corresponde al punto “C” (figura 26–derecha) por medio de la variable “a” propuesta por el ASCE 41. Además, se determina el momento residual “Mr” con la variable “c”, y la rotación final en el segmento “DE” por medio de la variable “b”, Aguiar et al. (2015).

Figura 25

Parametros de modelado y criterios de aceptación para procesos no lineales

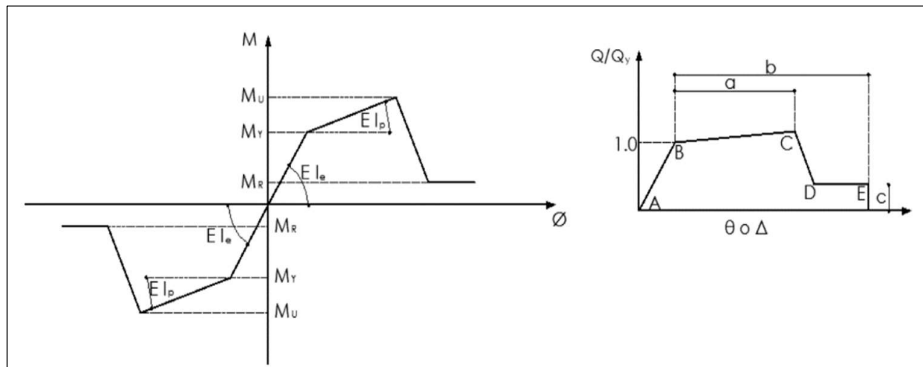
Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a				
	Plastic Rotation Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle (radians)				
	a	b		IO	LS	CP		
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\frac{M_u - M_r}{M_y}$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{M_r}{M_u - M_r}$						
≤ 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 $\leq d/2$			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 $\leq d/2$			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

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 ^d			
$a = \left(0.042 - 0.043 \frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} + 0.63 \rho_t - 0.023 \frac{V_{yE}}{V_{CoI(0E)}} \right) \geq 0.0$	0.15 <i>a</i> ≤ 0.005	0.5 <i>b</i> ^b	0.7 <i>b</i> ^b
For $\frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} \leq 0.5$ $b = \frac{0.5}{5 + \frac{N_{UD}}{0.8 A_g f_{cE}} - \frac{1}{\rho_t} \frac{f_{cE}}{f_{yIE}}} - 0.01 \geq a^a$			
$c = 0.24 - 0.4 \frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} \geq 0.0$			
Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^c			
$a = \begin{cases} \left(\frac{1}{8} \frac{\rho_t f_{yIE}}{\rho_t f_{yIE}} \right) \geq 0.0 \\ \left(\frac{1}{8} \frac{\rho_t f_{yIE}}{\rho_t f_{yIE}} \right) \leq 0.025^d \end{cases}$	0.0	0.5 <i>b</i>	0.7 <i>b</i>
$b = \begin{cases} \left(0.012 - 0.085 \frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} + 12 \rho_t^e \right) \geq 0.0 \\ \left(0.012 - 0.085 \frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} + 12 \rho_t^e \right) \leq 0.06 \end{cases}$			
$c = 0.15 + 36 \rho_t \leq 0.4$			

Nota. En la imagen superior se muestra los parámetros y criterios de aceptación para vigas de concreto armado. En la imagen inferior se muestra los parámetros y criterios de aceptación para columnas de concreto armado. Tomado de *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings* (p.150-151), por American Society of Civil Engineers (ASCE), 2017.

Figura 26

Relaciones momento-curvatura con el modelo del ASCE 41



Nota. Tomado de *Moment- rotation and moment-curvature diagram for reinforced concrete and steel elements with ASCE/SEI 41 and computer system CEINCI-LAB* (p.203), por Aguiar et al., 2015. Revista CIENCIA Vol.17,2.

2.2.7 Parámetros de demanda no lineales y atributos del modelo

2.2.7.1 Parámetros de demanda

El diseño sísmico actual que se basa en el desempeño implica la definición de niveles de desempeño y la verificación de los criterios de aceptación que se emplearan para el diseño de edificios. Los niveles de desempeño bajo condiciones específicas de los movimientos del suelo deben de verificarse utilizando parámetros de demanda; que incluyen fuerzas máximas, deformaciones en componentes estructurales, derivas de piso y aceleraciones de piso. Asimismo, se deben de utilizar criterios de aceptación apropiados para los sistemas, subestructuras o componentes generales de un edificio.

Para un edificio y un conjunto específico de parámetros de demanda, es necesario realizar una modelación y análisis de la estructura de manera que se pueda calcular con precisión los valores de los parámetros de demanda para propósitos de diseño. La evaluación del desempeño se lleva a cabo mediante la comparación de los valores calculados de los parámetros de demanda con los criterios de aceptación correspondiente al nivel de desempeño deseado. Frecuentemente, se realiza esta comparación a través de relaciones de “demanda-capacidad”.

Los criterios de aceptación para el desempeño sísmico pueden variar dependiendo de si se emplea un análisis no lineal estático no lineal o dinámico, así como la manera en que se gestionan las incertidumbres relacionadas con las demandas y los criterios de aceptación. Por ejemplo, los modelos de componentes, parámetros de demanda y los criterios de aceptación utilizados en los análisis no lineales deben considerar de manera implícita los efectos de degradación cíclica que no se modelan en el análisis estático. Por otro lado, algunos modelos de análisis dinámico pueden incorporar directamente la degradación causada por las cargas cíclicas, lo que permite la utilización de diferentes modelos y criterios de aceptación, NIST GCR 10-917-5 (2010).

2.2.7.2 Tipos de modelamiento inelásticos

Los modelos de los diferentes componentes estructurales inelásticos pueden variar en la manera en que se distribuye la plasticidad en las secciones transversales

de los miembros y a lo largo de su longitud. Por ejemplo, en la figura 27 se muestra una comparación de cinco tipos de modelos idealizados para simular la respuesta inelástica de vigas o columnas. A continuación, se detalla cada modelo:

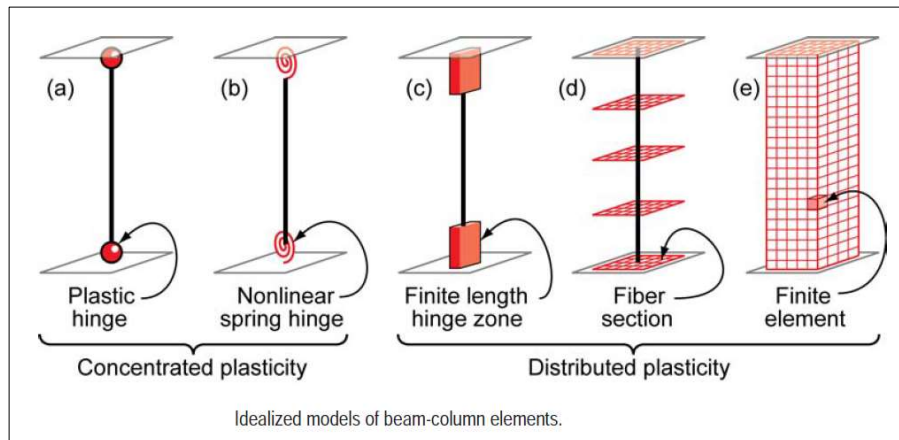
- Los modelos más básicos concentran las deformaciones inelásticas hacia los extremos del elemento, como por ejemplo a través de una rótula rígido-plástica (ver figura 27-a) o también mediante un resorte inelástico con propiedades histeréticas (ver figura 27-b). Asimismo, al focalizar la plasticidad en rotulas de longitud cero con parámetros del modelo momento-rotación, estos elementos poseen formulaciones numéricas bastante eficientes.
- El modelo de rótula de longitud finita que se puede apreciar en la figura 27-c, pertenece al modelo de plasticidad distribuida la cual posee rotulas designadas en los extremos de los elementos. Además, las secciones transversales en las zonas de rotulación inelástica se caracterizan a través de relaciones no lineales de momento-curvatura o integraciones de sección tipo fibra explícitas que imponen la suposición de que las secciones planas permanecen planas. Asimismo, la longitud de la rótula inelástica puede ser fija o variable, según las características de momento-curvatura de la sección junto con el gradiente de momento y la fuerza axial concurrentes.
- El modelo de plasticidad distribuida de sección tipo fibra que se puede visualizar en la figura 27-d, distribuye la plasticidad mediante integraciones numéricas por medio de las secciones transversales de los miembros y a lo largo de su longitud. Asimismo, los modelos que materiales uniaxiales se definen para capturar las características de tensión-deformación axial histerética no lineal en las secciones transversales. Por lo tanto, se aplica la suposición de que las secciones planas permanecen planas, donde las fibras de material uniaxial se integran numéricamente sobre la sección transversal para obtener la resultante de fuerzas y momentos axiales, así como las relaciones de momento-curvatura y fuerza-deformación axial. Cabe mencionar que, las

formulaciones de fibras distribuidas por lo general no informan rotaciones de las rotulas plásticas, pero en su lugar detallan deformaciones en las fibras de sección transversal del concreto armado.

- Existen modelos más complejos como se puede apreciar en la figura 27-e, la cual presentan una discretización continua a lo largo de la longitud del elemento y a través de las secciones transversales en pequeños elementos finitos con propiedades constitutivas histeréticas no lineales. Asimismo, este modelo ofrece la mayor versatilidad, pero a su vez un mayor desafío en términos de calibración de parámetros del modelo y recursos computacionales.

Figura 27

Modelos idealizados de elementos viga-columna



Nota. Tomado de *Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design* (p.8), por National Institute of Standards and Technology, 2010.

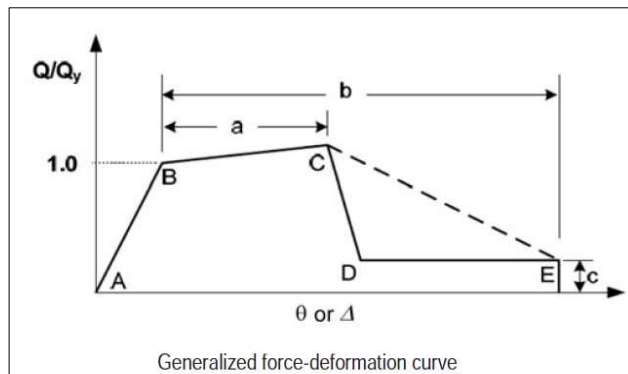
2.2.7.3 Curva envolvente monotónica versus cíclica

Documentos como el ASCE 41-17 “Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings”, brindan relaciones estandarizadas entre las fuerzas y deformaciones de los componentes estructurales en el rango no lineal, como se aprecia en la figura 28. Asimismo, es importante distinguir entre las denominadas curvas “monótonas” y “envolventes cíclicas”, donde la curva monotónica

representa la respuesta que se esperaría para un componente probado bajo carga monotónica. En cambio, la envolvente cíclica engloba las fuerzas y desplazamientos bajo carga cíclica (ver figura 29). Asimismo, la envolvente cíclica varía según el historial de carga cíclica aplicada, la cual suelen basarse en protocolos de carga estandarizado. Cabe mencionar que, para el análisis no lineal estático, donde los efectos cíclicos de la carga sísmica no se modelan directamente en el análisis, los modelos no lineales de los elementos deben definirse en función de la envolvente cíclica degradada. En cambio, para el análisis no lineal dinámico, la elección de las curvas depende de cómo se modele la degradación cíclica. El modelado directo de la degradación cíclica comienza con una curva principal monótona y a medida que avanza el análisis se va degradando, Por otro lado, el modelo indirecto no degrada la curva principal, en su lugar utiliza la envolvente cíclica para definir la curva de capacidad del componente en el análisis, NIST GCR 10-917-5 (2010).

Figura 28

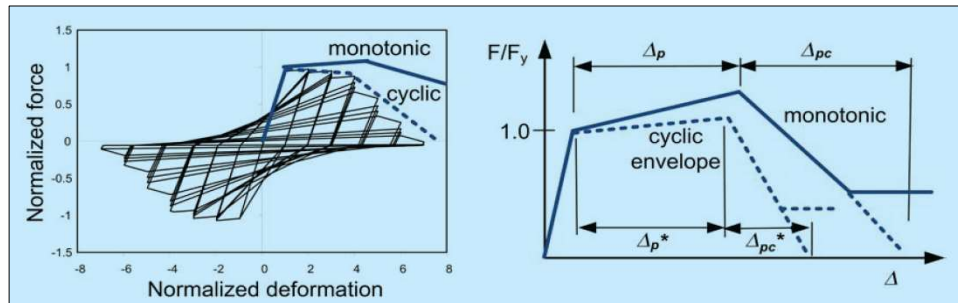
Curva generalizada de fuerza-deformación



Nota. Tomado de *Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design* (p.13), por National Institute of Standards and Technology, 2010.

Figura 29

Modelo idealizado de curvas de capacidad derivadas de curvas envolventes monótonicas y cíclicas



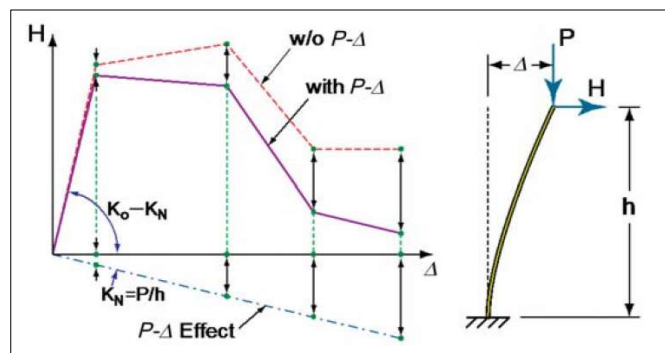
Nota. Tomado de *Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design* (p.11), por National Institute of Standards and Technology, 2010.

2.2.7.4 Efectos geométricos no lineales

Los efectos geométricos no lineales se originan por las cargas de gravedad que actúan sobre la configuración deformada de la estructura, ocasionando un aumento de las fuerzas internas en elementos y conexiones. Estos efectos no lineales geométricos se distinguen entre efectos $P-\delta$, las cuales están asociados con las deformaciones propias a lo largo de los elementos. Asimismo, tenemos los efectos $P-\Delta$ (ver figura 30), las cuales se miden entre los extremos de los elementos y que están asociados con las derivas del entrepiso de los edificios. Por otro lado, en edificaciones sometidas a terremotos, los efectos $P-\Delta$ son muchos más preocupantes que los efectos $P-\delta$, teniendo en cuenta los límites de esbeltez que presentan los elementos para zonas de alta sismicidad. Por lo general, los efectos $P-\delta$ no se necesitan modelar en el análisis sísmico no lineal. En cambio, los efectos $P-\Delta$ si necesitan modelarse ya que pueden conducir a la pérdida de resistencia lateral e inestabilidad dinámica. Asimismo, grandes deflexiones laterales “ Δ ” magnifican las demandas de fuerzas internas y momentos, causando una disminución en la rigidez lateral efectiva, NIST GCR 10-917-5 (2010).

Figura 30

Curva de fuerza - deformacion considerando y sin considerar los efectos $P-\Delta$



Nota. Tomado de *Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design* (p.13), por National Institute of Standards and Technology, 2010.

2.2.7.5 Propiedades esperadas de resistencia y rigidez

Los modelos estructurales necesitan integrar estimaciones realistas de la rigidez y la resistencia, teniendo en cuenta el nivel previsto de excitación y daño. Por lo tanto, se deben emplear las propiedades esperadas de los materiales en lugar de depender de las propiedades nominales o especificadas. En la figura 31 se muestra los valores que se pueden utilizar para las resistencias esperadas de los materiales y en la figura 32 y figura 33 se muestra las estimaciones de la rigidez de los componentes.

Figura 31

Resistencias esperadas de los materiales

Material	Resistencia esperada
Resistencia a la fluencia para	Resistencia
Acero estructural	
Perfiles y barras estructurales laminadas en caliente	
ASTM A36/A36M	1,5F _y
ASTM A572/A572M Grado 42 (290)	1,3F _y
ASTM A992/A992M	1,1F _y
Todos los demás grados	1,1F _y
Secciones estructurales huecas	
ASTM A500, A501, A618 y A847	1,3F _y
Tuberías de acero	
ASTM A53/A53M	1,4F _y
Placas	1,1F _y
Todos los demás productos	1,1F _y
Resistencia a la fluencia para el acero de refuerzo	1,17 veces el f _y especificado
Resistencia máxima para el hormigón	1,3 veces el f _c especificado

Nota. Tomado de *Diseño sísmico basado en desempeño un procedimiento alternativo para el análisis y diseño sísmico de edificios* (p.10), por ACHISINA, 2017.

Figura 32

Valores de rigidez efectiva según ACHISINA

Elemento	Rigidez a usar
Muros estructurales	Flexión – $1,0 E_c^{**}$ Corte – $0,5 A_g$
Muros subterráneo	Flexión – $0,8 I_g$ Corte – $0,8 A_g$
Vigas de acople	Flexión – $0,2 I_g$ Corte – $1,0 A_g$
Diafragmas (en el plano)	Flexión – $0,25 I_g$ Corte – $0,25 A_g$
Vigas de pórtico resistentes a momento	Flexión – $0,35 I_g$ Corte – $1,0 A_g$
Columnas de pórtico resistentes a momento	Flexión – $0,7 I_g$ Corte – $1,0 A_g$

Nota. Tomado de *Diseño sísmico basado en desempeño un procedimiento alternativo para el análisis y diseño sísmico de edificios* (p.11), por Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica (ACHISINA), 2017.

Figura 33

Valores de rigidez efectiva según ASCE 41-17

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams—nonprestressed ^a	$0.3E_cI_g$	$0.4E_cE A_w$	—
Beams—prestressed ^a	E_cI_g	$0.4E_cE A_w$	—
Columns with compression caused by design gravity loads $\geq 0.5A_g f'_{cE}$ ^b	$0.7E_cI_g$	$0.4E_cE A_w$	$E_cE A_g$
Columns with compression caused by design gravity loads $\leq 0.1A_g f'_{cE}$ or with tension ^b	$0.3E_cI_g$	$0.4E_cE A_w$	$E_cE A_g$ (compression) $E_sE A_s$ (tension)
Beam-column joints	Refer to Section 10.4.2.2.1		$E_cE A_g$
Flat slabs—nonprestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_cE A_g$	—
Flat slabs—prestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_cE A_g$	—
Walls—cracked ^c	$0.35E_cE A_g$	$0.4E_cE A_w$	$E_cE A_g$ (compression) $E_sE A_s$ (tension)

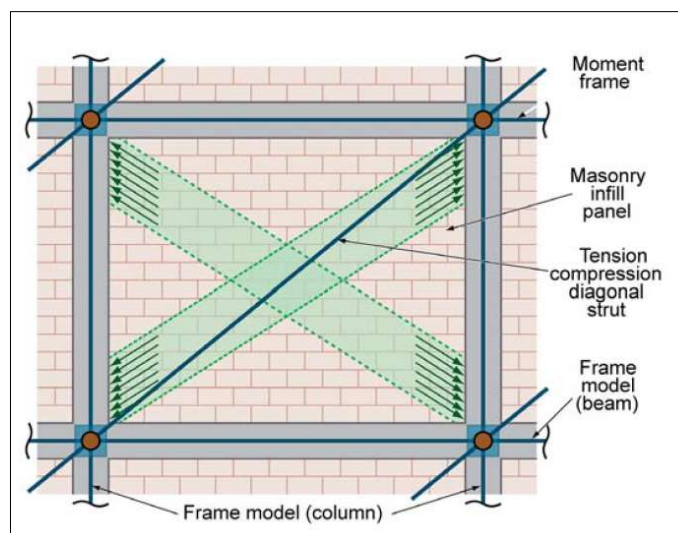
Nota. Tomado de *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings* (p.11), por American Society of Civil Engineers (ASCE), 2017.

2.2.7.6 Modelado de muros de albañilería

El sistema de albañilería confinada se modela convencionalmente como una estructura tipo pórtico conformado por vigas y columnas arriostradas con uno o dos puntales diagonales que representan la albañilería (ver figura 34). En la mayoría de casos, la falla del panel se iniciará al deslizarse a lo largo de las juntas horizontales, donde la capacidad está limitada por la resistencia al corte del mortero. Cabe mencionar que, si el panel es resistente al corte, el puntal diagonal se aplastará cerca de la junta del pórtico y perderá resistencia. Este modo de falla tiene una capacidad de deformación limitada, debido a que el aplastamiento será abrupto. Además, las grandes fuerzas generadas por el panel se distribuirán a lo largo del pórtico, ocasionando fallas por cortante en la columna o en la viga, dependiendo de su esbeltez entre la altura y el espesor. Por otro lado, el modelo del puntal diagonal requiere el conocimiento de la rigidez y el comportamiento de la resistencia cíclica. Asimismo, el puntal está representado por el espesor de la albañilería, la longitud diagonal y un ancho equivalente, NIST GCR 10-917-5 (2010).

Figura 34

Modelamiento de la albañilería confinada para procedimientos no lineales



Nota. Tomado de *Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design* (p.18), por National Institute of Standards and Technology, 2010.

2.2.8 Análisis no lineal estático

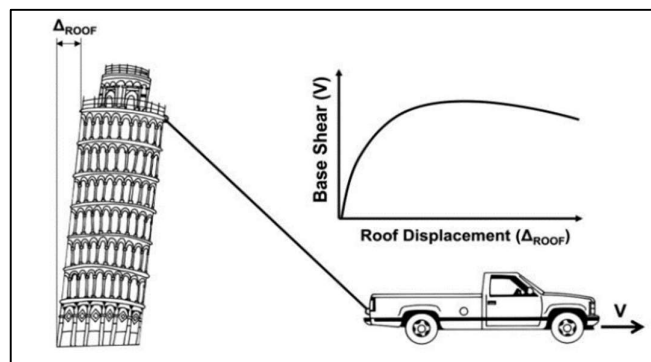
2.2.8.1 Base para el análisis

El componente más esencial de todos los procedimientos estáticos no lineales existentes es el análisis pushover monotónico, en la cual se somete los pisos de un modelo estructural inelástico de edificio a un patrón de fuerzas laterales crecientes que representa una distribución simplificada de fuerzas inducidas por los sismos. En la figura 35, se representa el concepto del pushover. Además, las propiedades de resistencia y rigidez de cada componente estructural se actualizan después de cada incremento de carga, de esa forma se tiene en cuenta la reducción de la resistencia de los componentes que fallan, este procedimiento persiste hasta que la estructura se vuelve inestable o alcance un desplazamiento objetivo predeterminado, Najam (2018).

El procedimiento no lineal estático es aplicable a edificaciones regulares de baja altura, donde la respuesta está dominada por el modo fundamental de vibración. Por lo tanto, no es tan recomendable su utilización para edificios altos, esbeltos o irregulares, donde los modos superiores de vibración afectan el comportamiento, NIST GCR 10-917-5 (2010).

Figura 35

Representación del análisis pushover



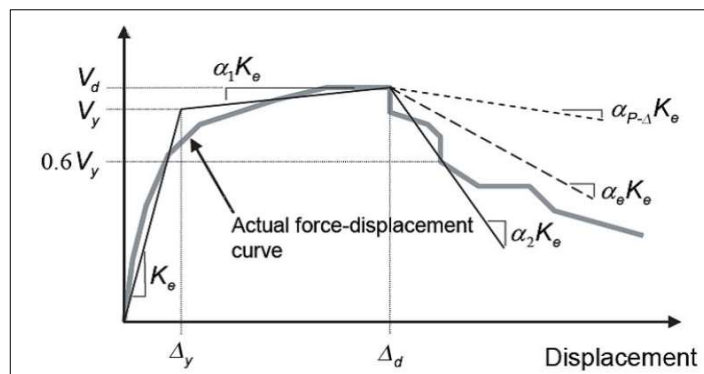
Nota. Tomado de *Nonlinear Static Analysis Procedures for Seismic Performance Evaluation of Existing Buildings – Evolution and Issues* (p.183), por Najam, 2018, Springer International Publishing.

2.2.8.2 Métodos de análisis, modelado y resultado

La rigidez no lineal y la resistencia de los elementos son modelados en base de la curva envolvente cíclica, la cual representa implícitamente la degradación debido a la carga cíclica que se espera ocurra ante los terremotos. Además, las cargas se aplican en los nodos donde se espera el desarrollo de fuerzas inerciales dinámicas, donde se van incrementando monótonicamente sin inversiones de carga. Asimismo, se establece un punto de control para el desplazamiento objetivo, que por lo general se encuentra en la parte superior de la estructura al nivel de techo. Finalmente, se obtiene una curva pushover o curva de empuje, la cual relaciona la fuerza cortante en la base y el desplazamiento del punto de control. La curva pushover se puede simplificar aún más mediante líneas inclinadas que son idealizadas según el comportamiento elástico, endurecimiento y degradación (ver figura 36), esto se utiliza para evaluar el desempeño general de un edificio, NIST GCR 10-917-5 (2010).

Figura 36

Curva de capacidad no lineal estática idealizada



Nota. Tomado de *Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design* (p.25), por National Institute of Standards and Technology, 2010.

2.2.8.3 Cálculo de la demanda sísmica

La carga de gravedad debe de aplicarse primero antes de la carga lateral incremental, esto con el fin de capturar los efectos de fuerzas de gravedad inducidas

y efectos $P-\Delta$ en los componentes en fluencia y después del pico máximo. Asimismo, la distribución de la carga lateral debe reflejar las fuerzas de inercia esperadas en los distintos niveles de piso, las cuales son proporcionales a la masa del piso y la forma modal del modo fundamental. El análisis se lleva a cabo hasta que el desplazamiento en el punto de control alcanza el desplazamiento objetivo. Asimismo, hay varios métodos disponibles para calcular el desplazamiento objetivo, siendo los dos más frecuentes el “método de los coeficientes” y el “método del espectro de capacidad”, NIST GCR 10-917-5 (2010).

2.2.8.3 Procedimiento del pushover monotónico

Según (National Institute of Standards and Technology, 2017), los pasos generales del procedimiento son los siguientes:

- 1) Crear y calibrar el modelo de análisis no lineal.
- 2) Definir y aplicar las cargas gravitatorias estáticas.
- 3) Definir un patrón de carga lateral equivalente a un terremoto.
- 4) Establecer un desplazamiento objetivo para una intensidad de movimiento del suelo especificado.
- 5) Incrementar la carga lateral equivalente hasta que se alcance el desplazamiento objetivo.
- 6) Evaluar los desplazamientos de los pisos y otros parámetros de demanda, en función de los criterios de aceptación especificados en las guías.

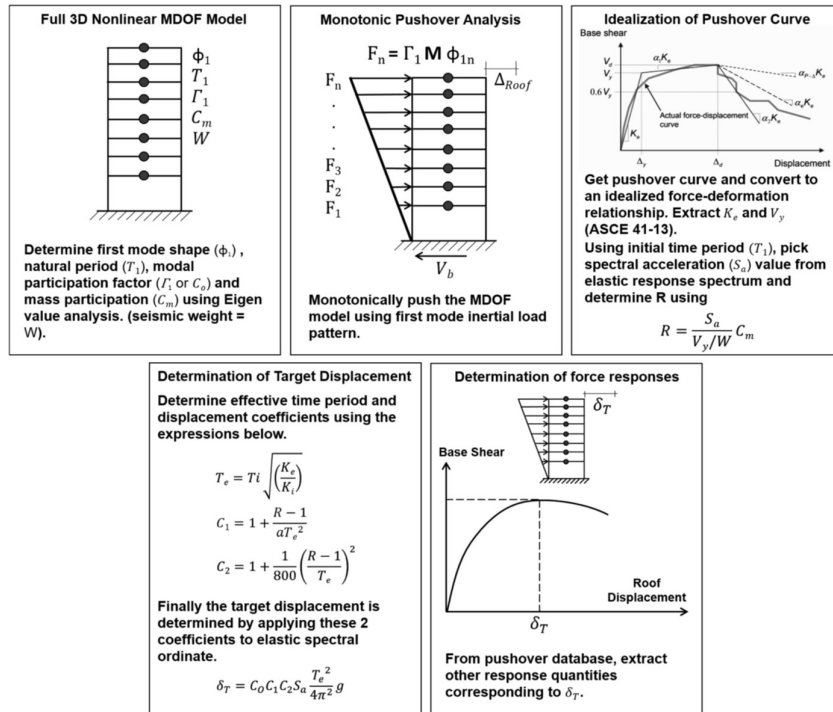
2.2.8.4 Desplazamiento objetivo

Existen dos métodos principales que compiten para determinar el desplazamiento objetivo como una función de la intensidad del movimiento del suelo. El primero es el denominado “método del coeficiente” es el enfoque que utiliza el ASCE/SEI 41 (ver figura 37). El segundo es conocido como “método del espectro de capacidad” que fue presentado en el ATC-40 (ver figura 38). Podría decirse que el método de los coeficientes es más sencillo de utilizar, mientras que el método del espectro de capacidad tiene la virtud de proporcionar una interpretación gráfica de la respuesta. Finalmente, entre las dos opciones, se recomienda el método del coeficiente del ASCE/SEI 41, ya que incorpora estudios recientes para mejorar la

calibración para los efectos de degradación cíclica, National Institute of Standards and Technology (2017).

Figura 37

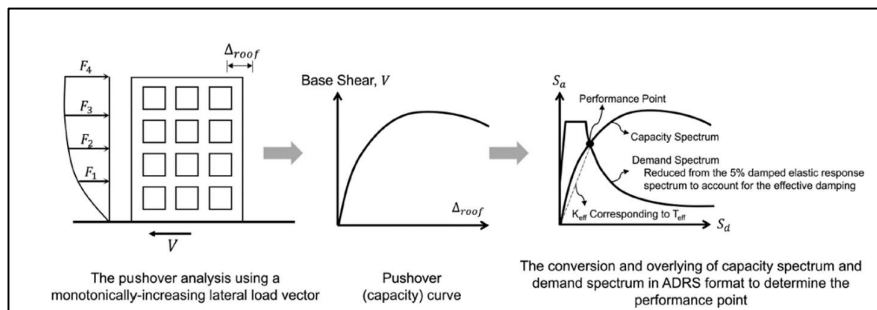
Método del coeficiente de desplazamiento



Nota. Tomado de *Nonlinear Static Analysis Procedures for Seismic Performance Evaluation of Existing Buildings – Evolution and Issues* (p.188), por Najam, 2018, Springer International Publishing.

Figura 38

Método del Espectro de Capacidad



Nota. Tomado de *Nonlinear Static Analysis Procedures for Seismic Performance Evaluation of Existing Buildings – Evolution and Issues* (p.185), por Najam, 2018, Springer International Publishing.

2.2.9 Análisis no lineal dinámico

2.2.9.1 Bases, limitaciones y resultados del análisis

A diferencia con el procedimiento no lineal estático, el análisis no lineal dinámico, cuando se implementa correctamente, proporciona un cálculo más preciso de la respuesta estructural, debido a que el modelo dinámico incorpora el comportamiento de elementos inelásticos bajo movimientos sísmicos cíclicos del suelo. Asimismo, el análisis dinámico no lineal simula explícitamente la disipación de energía histérica en el rango inelástico, por lo que implica menos suposiciones que el análisis estático no lineal. Sin embargo, la precisión de los resultados dependerá de los detalles del modelo de análisis y de la fidelidad con la que captura los efectos significativos del comportamiento. Por último, los criterios de aceptación suelen limitar las deformaciones máximas de los elementos estructurales a valores en los que se controla la degradación, NIST GCR 10-917-5 (2010).

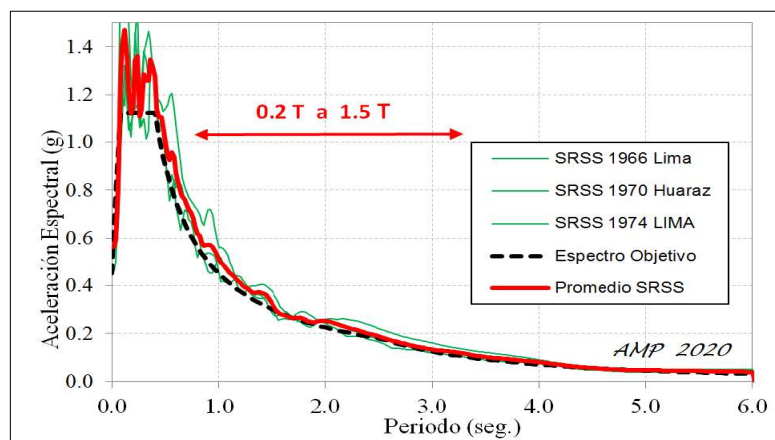
2.2.9.2 Registros de aceleración

La norma E.030-Diseño Sismorresistente establece utilizar como mínimo 3 registros de aceleración, que contengan la historia de aceleración del suelo en dos direcciones perpendiculares. Además, es necesario que los registros tengan un contenido de frecuencias representativo de las condiciones locales y del sismo máximo considerado. En caso de no poseer registros sísmicos de eventos reales sucedidos en el área a evaluar, se permite el uso de registros simulados.

La norma establece que el promedio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) de todos los registros supere o iguale el espectro elástico de la norma, en el rango de 0,2 a 1,5 veces el periodo fundamental del edificio (ver figura 39). Para lo cual se deben emplear factores de amplificación para cada registro o se pueden emplear registros simulados para hacerlos espectro-compatibles, Muñoz (2020).

Figura 39

Espectro promedio SRSS de 3 registros espectro compatibles



Nota. Tomado de *Comentarios a la Norma Peruana E.030 Diseño Sismorresistente* (p.45), por Muñoz, 2020, SENCICO.

2.2.9.3 Modelo para el análisis

El modelo debe representar adecuadamente la distribución de masas, rigideces, degradación de rigidez, degradación de resistencia, comportamiento cíclico y todos los aspectos relevantes del comportamiento inelástico. Además, se permite utilizar un 5% del amortiguamiento crítico, Muñoz (2020).

2.2.9.4 Modelos histeréticos

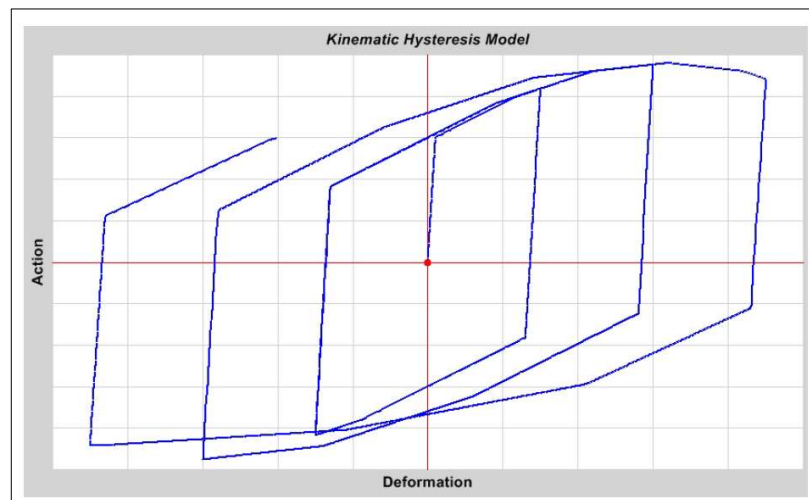
La histéresis es el proceso de disipación de energía a través de la deformación (desplazamiento). El comportamiento histerético puede afectar a los casos de carga estático no lineal y tiempo historia no lineal que presenten inversiones de carga y cargas cíclicas. Cabe mencionar que, el caso de carga monotónica no se ve afectada. Por otro lado, existen varios modelos de histéresis para describir el comportamiento de distintos tipos de materiales. En su mayoría, se diferencian en la cantidad de energía que disipan en un ciclo determinado de deformación, y en cómo cambia el comportamiento de disipación de energía al aumentar la deformación, Computers & Structures Inc. (2017).

i. Modelo de histéresis cinemático

Este modelo se basa en el comportamiento de endurecimiento cinemático que se observa comúnmente en los metales. Asimismo, el modelo presenta una notable capacidad de disipación de energía y resulta adecuado su utilización para materiales dúctiles como el acero estructural. Según las reglas del endurecimiento cinemático, la deformación plástica en una dirección “arrastra” consigo la curva en la otra dirección. Tras la descarga y la carga inversa, la curva sigue una trayectoria formada por segmentos paralelos y que presentan la misma longitud que los segmentos cargados con anterioridad y sus homólogos de dirección opuesta (ver figura 40), Computers & Structures Inc. (2017).

Figura 40

Modelo de histéresis cinemático bajo cargas cíclicas crecientes



Nota. Tomado de *CSI Analysis Reference Manual* (p.88), por Computers & Structures, Inc., 2017.

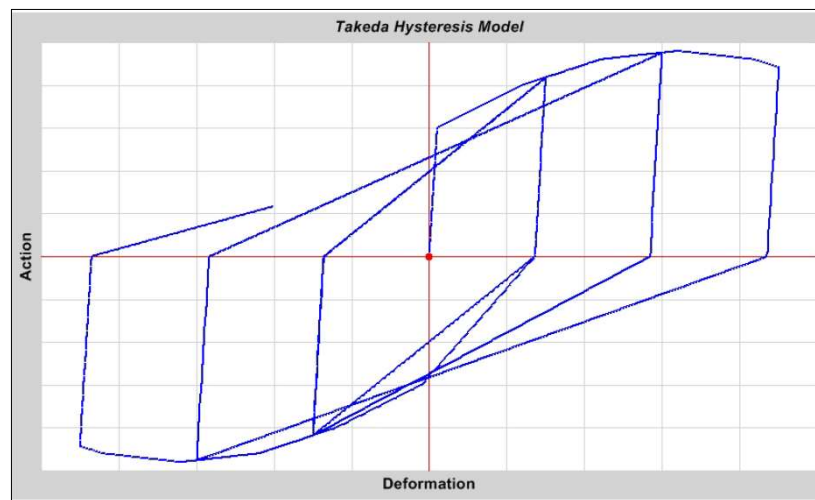
ii. Modelo de histéresis Takeda

Este modelo es parecido al modelo cinemático, con la diferencia que utiliza un bucle histéretico degradante basado en el modelo de Takeda et al. (1970). Este sencillo modelo no requiere parámetros adicionales y es el más aceptado para

representar el comportamiento cíclico de los elementos de concreto armado, Ilki & Kumbasar (2000). El modelo de Takeda disipa menos energía que el modelo cinemático. Considerando que la descarga se realiza a lo largo de los segmentos elásticos, tal cual sucede en el modelo cinemático. Cuando se recarga, la curva sigue una línea secante hasta la dirección opuesta. El punto objetivo de esta secante está en la deformación máxima que se produjo en esa dirección en ciclos de carga anteriores. Esto da lugar a una cantidad decreciente de disipación de energía con deformaciones mayores, Computers & Structures Inc. (2017).

Figura 41

Modelo de histéresis Takeda bajo cargas cíclicas crecientes



Nota. Tomado de *CSI Analysis Reference Manual* (p.93), por Computers & Structures, Inc., 2017.

iii. Modelo de histéresis Pivot

Este modelo es similar al modelo Takeda, con la diferencia que tiene parámetros adicionales para controlar el bucle histerético degradante (ver figura 42). Es especialmente adecuado para elementos de concreto armado y se basa en que la descarga y la carga inversa tienden a dirigirse a puntos específicos del plano de deformación de acción, denominados puntos pivote, Computers & Structures Inc. (2017).

El uso más común de este modelo es para el momento-rotación. Asimismo, este modelo se basa en los estudios realizados por Dowell et al. (1998). Cabe mencionar que, el modelo no está pensado para concreto no reforzado.

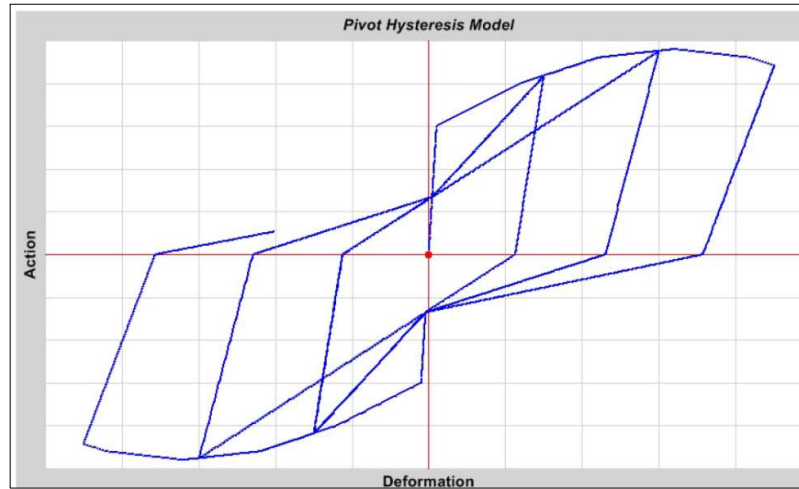
Se deben considerar los siguientes parámetros en el modelo Pivot:

- α_1 , el cual localiza el punto pivote para la descarga a cero de la fuerza positiva. La descarga se produce en un punto de la prolongación de la línea elástica positiva, pero con un valor de fuerza negativa igual a α_1 veces el límite elástico positivo.
- α_2 , que localiza el punto pivote para la descarga a cero de la fuerza negativa. La descarga se produce en un punto de la prolongación de la línea elástica negativa, pero con un valor de fuerza positiva de α_2 veces el límite elástico negativo.
- β_1 , el cual localiza el punto pivote para la carga inversa de cero a una fuerza positiva. La recarga se produce hacia un punto de la línea elástica positiva con una fuerza β_1 veces el límite elástico positivo, donde $0,0 < \beta_1 < 1,0$. Más allá de ese punto, la carga se produce a lo largo de la secante hasta el punto de máxima deformación positiva anterior en la curva de capacidad.
- β_2 , el cual localiza el punto pivote para la carga inversa de cero a una fuerza negativa. La recarga se produce hacia un punto de la línea elástica negativa con una fuerza β_2 veces el límite elástico negativo, donde $0,0 < \beta_2 < 1,0$. Más allá de ese punto, la carga se produce a lo largo de la secante hasta el punto de máxima deformación negativa anterior en la curva de capacidad.
- η , el cual determina el grado de degradación de las pendientes elásticas tras la deformación plástica, donde $0,0 < \eta < 1,0$.

Los parámetros del modelo Pivot se visualizan con mayor detalle en la figura 43.

Figura 42

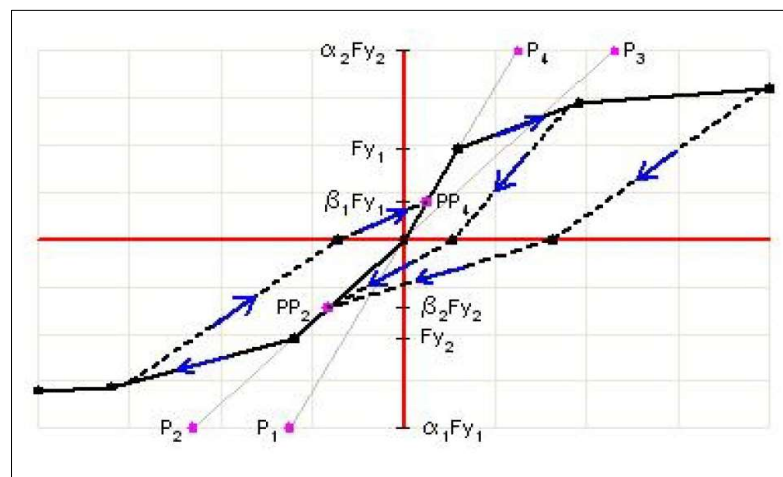
Modelo de histéresis Pivot bajo cargas cíclicas crecientes



Nota. Tomado de *CSI Analysis Reference Manual* (p.94), por Computers & Structures, Inc., 2017.

Figura 43

Parámetros del modelo de histéresis Pivot



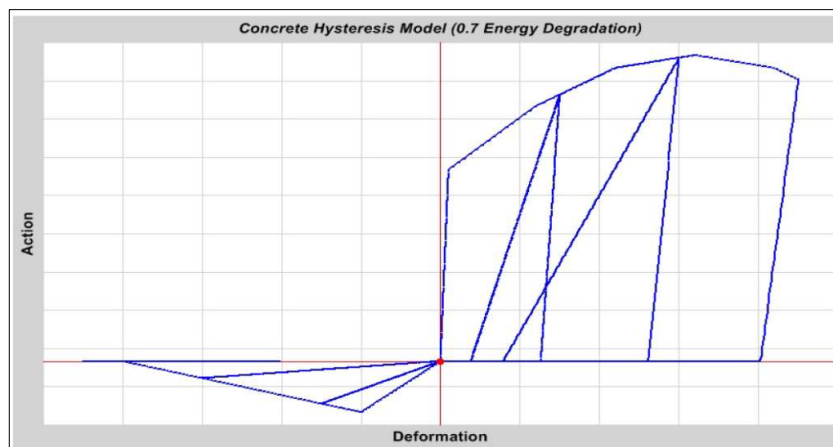
Nota. Tomado de *CSI Analysis Reference Manual* (p.95), por Computers & Structures, Inc., 2017.

iv. Modelo de histéresis Concrete

Este modelo está destinado para concreto no reforzado y materiales similares. El comportamiento a tracción y compresión son independientes y se comportan de forma diferente. La curva fuerza-deformación se utiliza para determinar el signo de la compresión, que puede ser positivo o negativo. El punto que tiene el mayor valor absoluto de tensión o fuerza se considera que está en compresión, por lo que el signo de la compresión puede ser positivo o negativo. Del mismo modo, el modelo de concreto también puede utilizarse para representar un material sometido únicamente a tracción cuyo comportamiento es similar al del concreto en compresión. Para este modelo se especifica un único parámetro, el factor f de degradación de la energía. Este valor debe satisfacer $0,0 < f < 1,00$. Un valor de $f = 0,0$ es equivalente a una brecha limpia cuando se descarga en compresión y disipa la menor cantidad de energía. Un valor de $f = 1,0$ disipa la mayor cantidad de energía y podría deberse a que las pendientes rellenan la brecha al descargar en compresión, Computers & Structures Inc. (2017).

Figura 44

Modelo de histéresis Concrete bajo cargas cíclicas crecientes ($f=0.7$)



Nota. Tomado de *CSI Analysis Reference Manual* (p.96), por Computers & Structures, Inc., 2017.

2.3 DEFINICIÓN DE CONCEPTOS

- **Análisis estático no lineal:** Procedimiento en el cual un modelo estructural está sujeto a una carga lateral incremental cuya distribución representa las fuerzas de inercia esperadas durante el movimiento del suelo, NIST GCR 10-917-5 (2010).
- **Análisis dinámico no lineal:** Procedimiento en el cual un modelo estructural está sujeto a movimientos cíclicos del suelo, donde se simula explícitamente la disipación de energía histerética en el rango no lineal, NIST GCR 10-917-5 (2010).
- **Criterios de aceptación:** Valores límite de las propiedades, como la deriva, la demanda de resistencia y la deformación inelástica, utilizados para determinar la aceptabilidad de un componente en un nivel de rendimiento dado, ASCE (2017).
- **Desplazamiento objetivo:** Una estimación del máximo desplazamiento esperado de la cubierta de un edificio calculado para un determinado evento sísmico, ASCE (2017) .
- **Curva de capacidad:** Relación entre la fuerza generalizada y la deformación de un componente o conjunto estructural que se utiliza para caracterizar la respuesta en un modelo no lineal, NIST GCR 10-917-5 (2010).
- **Diseño por capacidad:** Es un enfoque mediante el cual el diseñador establece los elementos que cederán (deben ser dúctiles) y cuales no (se diseñaran con suficiente resistencia) en función de las fuerzas impuestas por los elementos cedentes, NIST GCR 10-917-5 (2010).
- **Espectro por capacidad:** Es la relación de fuerza-desplazamiento de una estructura. Asimismo, se puede representar mediante una curva desplazamiento vs fuerza por unidad de masa. Esta curva representa el espectro de capacidad que posee la edificación. En el eje horizontal se representa por el desplazamiento estructural, la cual se le denomina desplazamiento espectral (S_d), y en el eje vertical está presente el cociente entre la fuerza restitutiva/masa, la cual se le conoce como aceleración espectral (S_a).
- **Demanda sísmica:** Se define como aquella demanda que somete a las estructuras a movimientos sísmicos, y se representa mediante un espectro de

respuesta inelástico. Este espectro se grafica con el desplazamiento espectral en el eje de las abscisas y la aceleración espectral en el eje de las ordenadas.

- **Punto de desempeño:** Es la comparación entre la demanda sísmica y la capacidad de las estructuras para resistir las fuerzas laterales. Se obtiene al superponer las representaciones graficas del espectro de capacidad sísmica y los espectros de demanda.
- **Sismo máximo considerado:** Sismo cuyo efecto se define como 1,5 veces el del sismo de diseño especificado en la Norma E.030-Diseño Sismorresistente (2020).
- **Región de rótula plástica:** Región de un elemento de pórtico (columna, viga) o muro estructural en la que se espera que ocurra fluencia por flexión durante la respuesta sísmica inelástica de la estructura.

CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO

3.1 HIPÓTESIS

3.1.1 Hipótesis general

El nivel de desempeño sísmico evaluado mediante análisis no lineal estático y dinámico, se encuentra en resguardo de vida, para la institución educativa pública N°22459, en el distrito de Pisco-Ica, 2023.

3.1.2 Hipótesis específicas

- La curva de capacidad presenta valores en el rango de 400 – 500 tonf para la fuerza cortante máxima en la dirección “X” y para la dirección “Y” se encuentra entre 600 – 700 tonf. Además, el valor del desplazamiento lateral máximo para la dirección “X” se encuentra en el rango de 18 - 22 cm y para la dirección “Y” se encuentra entre 2,0 – 2,8 cm.
- El punto de desempeño para un sismo máximo considerado, presenta una magnitud de fuerza cortante en la dirección “X” en el rango de 400 – 500 tonf y en la dirección “Y” se encuentra entre 500 – 600 tonf. Asimismo, el valor del desplazamiento lateral en la dirección “X” fluctúa entre 9,0 – 12,0 cm y en la dirección “Y” se encuentra entre 1,0 – 1,4 cm.
- El porcentaje de similitud se encuentra en el rango del 80 – 95 % al comparar los resultados del desplazamiento lateral para un sismo máximo considerado, obtenidos del análisis no lineal estático y dinámico.

3.2 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

3.2.1 Identificación de la variable independiente

La variable independiente está conformada por: Análisis no lineal estático y dinámico.

3.2.1.1 Indicadores

Los indicadores estarán definidos por:

- Parámetros de modelado de las rotulas plásticas
- Propiedades de los materiales
- Cargas gravitacionales
- Punto de control
- Registros sísmicos escalados

3.2.2 Identificación de la variable dependiente

La variable dependiente está conformada por: Evaluación del desempeño sísmico de la institución educativa pública N°22459.

5.2.2.1 Indicadores

Los indicadores estarán definidos por:

- Curva de capacidad
- Punto de desempeño
- Niveles de desempeño

En la tabla 3, se muestra la operacionalización de variables:

Tabla 3

Operacionalización de variables

Tipo	Variable	Indicadores	Medición
Independiente	Análisis no lineal estático y dinámico.	Parámetros de modelado de las rotulas plásticas	-Ángulo de rotación plástica [radianes] -Ratio de resistencia residual [adm]
		Cargas Gravitacionales	100%CM + 50%CV [tonf]
		Distribución Lateral de Fuerzas	Proporcional al primer modo de vibración [adm]
		Punto de Control	Desplazamiento del punto más cercano al centro de masa del último nivel [mm]
		Registros Sísmicos Escalados	-Registros sísmicos con un contenido de frecuencias locales [s - m/s ²] -Escalado a un espectro (R=1) en el rango de 0.2 a 1.5 veces el periodo fundamental [s -m/s ²]
Evaluación del desempeño sísmico de la		Curva de Capacidad	-Cortante en la Base [tonf] -Desplazamiento Lateral [mm]
		Punto de Desempeño	-Método del Espectro Capacidad [tonf - cm] -Método de los Coeficientes [tonf - cm]

Dependiente	institución educativa pública N°22459	Niveles de desempeño	- Operativo [adm] - Resguardo de Vida [adm] - Cerca al Colapso [adm]
-------------	--	----------------------	--

3.3 TIPO DE INVESTIGACIÓN

Según Hernández (2014), la investigación es la herramienta para conocer lo que nos rodea y su carácter es universal, además, cumple dos propósitos fundamentales: a) producir conocimiento y teorías (investigación básica) y b) resolver problemas (investigación aplicada).

Para la presente tesis, el tipo de investigación se subdivide en dos partes: por el propósito, la cual le corresponde básica y por el enfoque que es cuantitativo.

3.4 NIVEL DE INVESTIGACIÓN

Según Hernández (2014), los estudios descriptivos buscan especificar las características de algún proceso que se somete a un análisis. Es decir, se pretende recoger información de manera independiente sobre las variables a las que se refiere.

El nivel de esta investigación será descriptivo, debido a que se busca determinar el desempeño sísmico aplicando análisis no lineal estático y dinámico. Por lo tanto, se describirá el proceso y los resultados como se presentan.

3.5 DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

En el diseño no experimental se observan los fenómenos tal como se dan en su entorno natural, sin utilizar premeditadamente las variables; dentro de ella se describen dos tipos: la transversal y la longitudinal. Para esta investigación se optó por el diseño transversal ya que los datos se recolectan en un momento único y tiene como finalidad describir las variables y analizar su incidencia en un momento dado, Hernández (2014).

El diseño que presenta esta investigación es no experimental, debido a que se investigarán hechos que fueron previamente estudiados, de acuerdo a los datos experimentales de Coral (2018).

3.6 ÁMBITO Y TIEMPO SOCIAL DE LA INVESTIGACIÓN

a. Ámbito Social

La presente tesis busca evaluar el desempeño sísmico de una edificación escolar en una zona propensa a eventos sísmicos. En este ámbito, se encuentran tanto viviendas informales como edificios residenciales que varían en términos de calidad en construcción y cumplimiento de las normativas sísmicas. Estas circunstancias sociales incluyen factores como la falta de recursos económicos, la diversidad cultural y la falta de acceso a tecnologías de construcción modernas. Todos estos aspectos sociales repercuten en la capacidad de las edificaciones para resistir los efectos de los terremotos. Por lo tanto, se necesita infraestructuras públicas seguras que puedan asumir roles después de un desastre, siendo estas un lugar de refugio o centro de atención para los heridos.

b. Tiempo Social

En las últimas décadas el Perú ha sufrido varios eventos sísmicos de gran magnitud que mostraron un desempeño no óptimo en los diseños de los colegios públicos. Estos sucesos han influenciado en las políticas del gobierno para fomentar el diseño y construcción de edificaciones públicas seguras, hecho que se ve reflejado en las revisiones y actualizaciones de la normativa sísmica. Asimismo, el marco temporal y los cambios sociales hacen referencia como el terremoto del 15 de agosto de 2007 registrado en el lugar del proyecto donde se realiza la presente investigación, ha generado un avance en la conciencia social sobre la seguridad sísmica y en la regulación de la construcción de edificios escolares.

3.7 POBLACIÓN Y MUESTRA

3.7.1 Población

Según Arias (2012), la población es un conjunto infinito o finito de sujetos con características similares o comunes entre sí.

En esta investigación la población está constituida por los colegios modelo 780 - actual, que presentan en su configuración el sistema estructural de concreto armado y albañilería confinada.

3.7.2 Muestra

La muestra es, en definitiva, un subconjunto de elementos que pertenecen a ese conjunto definido en sus características al que llamamos población. En efecto, raras veces es posible medir a toda la población, por lo que seleccionamos una muestra Hernández (2014).

Para la presente investigación la muestra ha sido definida a conveniencia del autor y está conformada por la Institución Educativa N°22459 en el distrito de Pisco, departamento Ica. Esta edificación es existente y fue construida en el año 2010. Además, el edificio escolar en evaluación presenta 2 niveles y está conformado por el sistema de concreto armado en la dirección longitudinal y para la dirección transversal presenta el sistema de albañilería confinada. Asimismo, la comunicación de las aulas que conforman el módulo se da por un corredor longitudinal y el acceso al segundo nivel es por medio de dos cajas de escaleras separadas estructuralmente del edificio.

3.8 PROCEDIMIENTO, TÉCNICAS E INSTRUMENTOS

3.8.1 Procedimiento

A continuación, se detalla el procedimiento que se empleó en el trabajo de investigación:

- Con la información recopilada del expediente técnico de la institución educativa pública N°22459, se procedió a modelar el edificio en el software Etabs V19.0. En esta parte se consideró las propiedades de los materiales, dimensiones de los distintos elementos estructurales, parámetros sísmicos y geotécnicos, área de acero de las columnas y vigas.
- Para representar la no linealidad de la albañilería confinada se utilizó puntales diagonales, los cuales fueron validados con un modelo de elementos tipo Shell, donde se evaluó los resultados de peso, periodo y desplazamiento.
- Se realizó una calibración del modelo no lineal de la albañilería confinada, contrastando los resultados con un ensayo experimental, llevado a cabo en Perú. De esta forma, se validó el modelo numérico computacional.

- Se empleó registros sísmicos representativos del territorio nacional, con cercanía al lugar del proyecto, para realizar el análisis dinámico tiempo historia. Cabe mencionar que, estos registros fueron tratados previamente, realizando la corrección por línea base y filtrado. Posteriormente, los registros corregidos se escalaron al espectro elástico ($R=1$), de la norma vigente E.030-Diseño Sismorresistente (2020).
- Teniendo el edificio modelado e incorporando las propiedades de no linealidad para cada elemento estructural, se ejecutó el análisis no lineal estático y dinámico.
- Con el análisis no lineal estático se obtuvo la curva de capacidad del edificio y mediante los métodos del espectro de capacidad y el método de los coeficientes se estimó el punto de desempeño para el sismo de diseño y para el sismo máximo considerado.
- Se sectorizó la curva de capacidad y se evaluó el nivel de desempeño alcanzado de la estructura para los distintos niveles de sismo.
- Se realizó el análisis no lineal dinámico tiempo historia, con el cual se contrastó los resultados obtenidos del análisis no lineal estático.

3.8.2 Técnicas

La técnica de investigación se define como el procedimiento o forma particular de obtener datos o información, Arias (2012).

Para la elaboración de este trabajo de tesis se aplicará la técnica de la observación estructurada. Esta metodología se caracteriza por el uso de una guía en la que se detalla los elementos que serán observados.

3.8.3 Instrumentos

Se entiende por instrumento de recolección de datos a cualquier recurso, formato, dispositivo, que se emplea para obtener, registrar, evidenciar o almacenar información, Arias (2012).

Para la presente tesis se utiliza como instrumento la ficha de registro de observación. Donde según la relación técnica-instrumento, no se requiere una validación del mismo, Arias (2012).

CAPÍTULO IV: RESULTADOS

4.1 DESCRIPCIÓN DEL TRABAJO EN CAMPO

4.1.1 Especificaciones técnicas de la I.E. Julio C. Tello

4.1.1.1 Ubicación

La institución educativa N°22459 Julio C. Tello, está ubicada en la Av. Juan José Pinillos 301, en el distrito de Pisco, provincia de Pisco y departamento de Ica. Se encuentra a una altitud de 29,00 m.s.n.m. con coordenadas: -13,7116 Latitud y -76,20597 Longitud. Asimismo, el colegio presenta un área de terreno de 5474,31 m², con forma de polígono de 7 lados, presentando los siguientes linderos y medidas perimétricas:

- Por el frente con la Av. Juan J. Pinillos y Av. Beatita de Humay, presenta dos líneas quebradas de 38,32 metros lineales y 12,00 metros lineales.
- Por la derecha entrando con la calle Arequipa, cuenta 82,40 metros lineales.
- Por la izquierda entrando con una línea quebrada de tres tramos de 44,89 metros lineales, 21,68 metros lineales y 63,61 metros lineales.
- Por el Fondo con la Institución Educativa Inicial N° 183, con una línea recta de 62,56 metros lineales.

Figura 45

Ubicación de la Institución Educativa. Julio C. Tello – Cercado de Pisco



Nota. Tomado de la *Unidad de Cartografía*, por Google Maps, 2013.

4.1.1.2 Descripción del proyecto

Debido al terremoto del 15 de agosto del año 2007, que tuvo las siguientes características; Epicentro: 60 km al oeste de Pisco (en el mar). Hipocentro: 40km. Magnitud:7,9Mw. Se tuvo daños estructurales en algunos pabellones de la institución educativa N°22459. En la figura 46 se puede visualizar el pabellón 6, el cual sufrió daños y posteriormente fue demolido. Además, se puede apreciar el pabellón 1 de tres niveles que soportó adecuadamente el terremoto, teniendo un buen estado de conservación. Finalmente, producto del daño en varios pabellones se produjo la pérdida de capacidad de atención al alumnado y sobre todo se evidenció el no cumplimiento de las exigencias de su categoría de edificación esencial, la cual puede servir de refugio después de un desastre.

Figura 46

Pabellones de la I.E. Julio C. Tello (después del terremoto del año 2007)



Nota. Tomado del Expediente Técnico: Reconstrucción, Rehabilitación y Equipamiento de la Infraestructura en la I.E. N°22495 Julio C. Tello, por Gobierno Regional de Ica, 2010.

Debido a los daños ocasionados por el terremoto del año 2007, se realizó el proyecto denominado “Reconstrucción, rehabilitación y equipamiento de la infraestructura en la institución educativa N°22495 Julio C. Tello, distrito de Pisco, provincia de Pisco y departamento de Ica”, la obra contempla la construcción de 2 pabellones, en la tabla 4 se describe sus características.

Tabla 4

Características de los pabellones del proyecto de reconstrucción

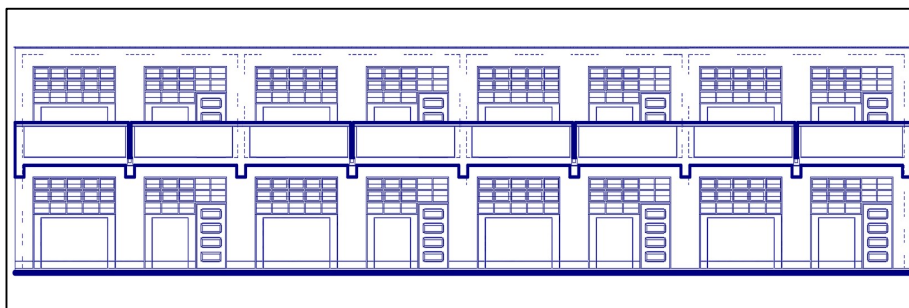
Descripción	Contenido	Área
Pabellón 01-R	02 aulas + área administrativa	1er nivel: 236,50 m ² 2do nivel: 186,83 m ²
Pabellón 02-R	08 aulas	1er nivel: 314,50 m ² 2do nivel: 248,45 m ²
Escaleras de 2 tramos	03 escaleras	18 m ² cada una

Nota. Adaptado del *Expediente Técnico: Reconstrucción, Rehabilitación y Equipamiento de la Infraestructura en la I.E. N°22495 Julio C. Tello*, por Gobierno Regional de Ica, 2010.

Para la presente tesis se evaluará el pabellón 02-R, el cual dispone de un área techada total de 562,95m². Además, el acceso al segundo nivel es por medio de dos cajas de escaleras que se encuentran separadas de la estructura principal. En la figura 47 se puede visualizar la elevación principal del pabellón 02-R.

Figura 47

Elevación principal del pabellón 02-R

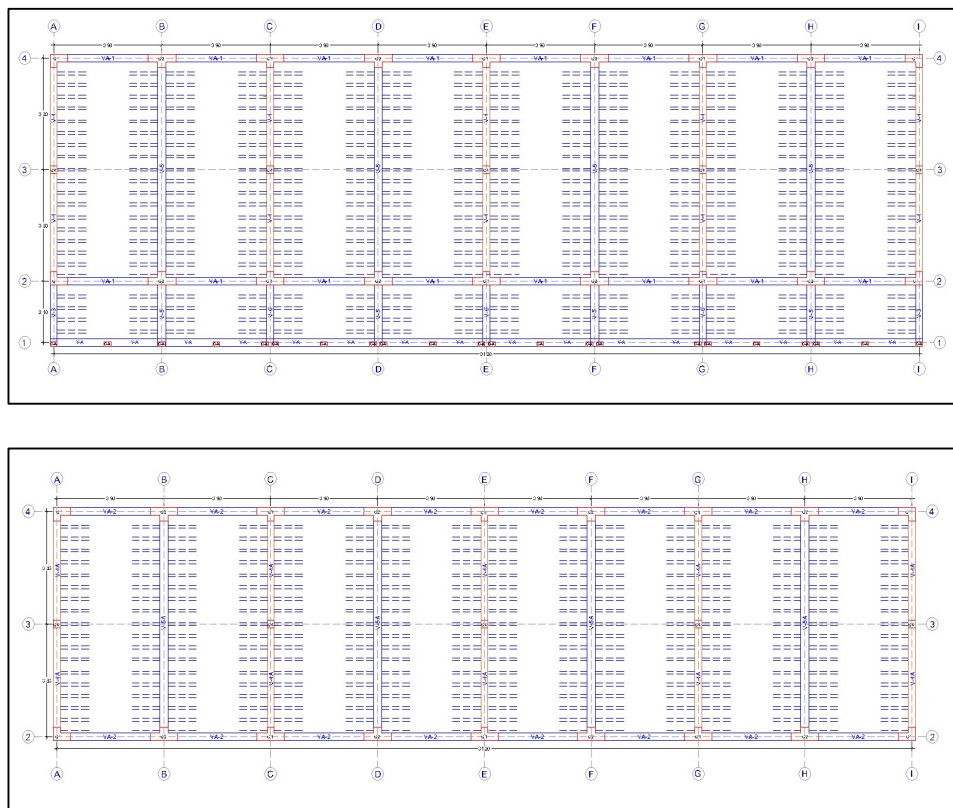


Nota. Tomado del Expediente Técnico: *Reconstrucción, Rehabilitación y Equipamiento de la Infraestructura en la I.E. N° 22495 Julio C. Tello*, por Gobierno Regional de Ica, 2010.

El pabellón 02-R en su vista en planta, cuenta con 9 ejes verticales y 4 ejes horizontales, donde los ejes A, C, E, G, I contienen muros de albañilería confinada y los ejes B, D, F, H solo tienen vigas peraltadas para salvar la luz entre columnas. Por lo tanto, el sistema estructural en la dirección “X” es de concreto armado, mientras que para la dirección “Y” el sistema estructural es de albañilería confinada. En la Figura 48 se puede visualizar las vistas en planta del primer y segundo nivel y en la Figura 49 se muestra el corte transversal.

Figura 48

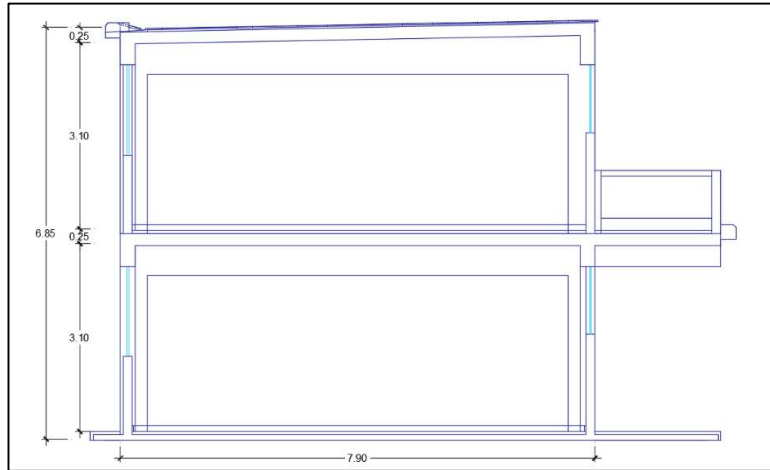
Vista en planta del pabellón 02-R



Nota. Tomado del Expediente Técnico: *Reconstrucción, Rehabilitación y Equipamiento de la Infraestructura en la I.E. N° 22495 Julio C. Tello*, por Gobierno Regional de Ica, 2010.

Figura 49

Corte transversal del pabellón 02-R



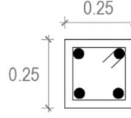
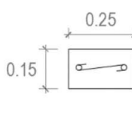
Nota. Tomado del Expediente Técnico: *Reconstrucción, Rehabilitación y Equipamiento de la Infraestructura en la I.E. N° 22495 Julio C. Tello*, por Gobierno Regional de Ica, 2010.

El pabellón 02-R está conformado por elementos de concreto armado tales como: columnas en forma de T, columnas de confinamiento, vigas peraltadas, vigas en voladizo, vigas soleras. En las figuras 50 y 51 se puede visualizar las dimensiones y detallamiento de las columnas y vigas que conforman el proyecto.

Figura 50

Dimensiones y detallamiento de las columnas del pabellón 02-R

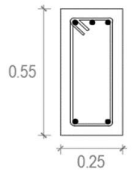
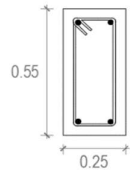
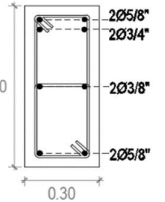
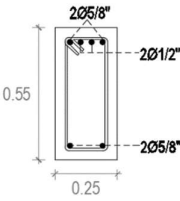
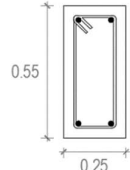
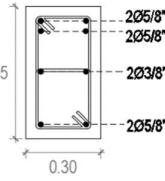
CUADRO DE COLUMNAS			
TIPO	C-1	C-2	C-3
SECCIÓN			
ACERO	(1)-6Ø3/4" + (2)-2Ø5/8"	10 Ø 3/4"	(1)-4Ø3/4" + (2)-6Ø5/8"
ESTRIBOS	2Ø3/8":1@0.05, 4@0.10, 2@0.15 Rto.@0.25m	2Ø3/8":1@0.05, 4@0.10, 2@0.15 Rto.@0.25m	2Ø3/8":1@0.05, 4@0.10, 2@0.15 Rto.@0.25m

CUADRO DE COLUMNAS		
TIPO	C-4	C-A
SECCIÓN		
ACERO	4 Ø 5/8"	2 Ø 3/8"
ESTRIBOS	Ø3/8": 1@0.05, 4@0.10, 2@0.15 Rto.@0.25m	Ø1/4": 1@0.05, 2@0.10 Rto.@0.20m

Nota. Tomado del Expediente Técnico: *Reconstrucción, Rehabilitación y Equipamiento de la Infraestructura en la I.E. N° 22495 Julio C. Tello*, por Gobierno Regional de Ica, 2010.

Figura 51

Dimensiones y detallamiento de las vigas del pabellón 02-R

CUADRO DE VIGAS			
TIPO	VA-1	V-4	V-5
SECCIÓN			
ACERO	5 Ø 5/8"	4 Ø 5/8"	4 Ø 5/8" + 2 Ø 3/4" + 2 Ø 3/8"
ESTRIBOS	Ø3/8": 1@0.05, 9@0.10, 1@0.15, Rto.@0.25m	Ø3/8": 1@0.05, 5@0.10, Rto.@0.25m	2Ø3/8": 1@0.05, 9@0.10, 1@0.15, Rto.@0.20m
TIPO	VA-2	V-4A	V-5A
SECCIÓN			
ACERO	4 Ø 5/8" + 2 Ø 1/2"	4 Ø 1/2"	6 Ø 5/8" + 2 Ø 3/8"
ESTRIBOS	Ø3/8": 1@0.05, 9@0.10, 1@0.15, Rto.@0.20m	Ø3/8": 1@0.05, 5@0.10, Rto.@0.25m	2Ø3/8": 1@0.05, 12@0.10, 1@0.15, Rto.@0.20m

Nota. Tomado del Expediente Técnico: *Reconstrucción, Rehabilitación y Equipamiento de la Infraestructura en la I.E. N° 22495 Julio C. Tello*, por Gobierno Regional de Ica, 2010.

4.2 DISEÑO DE LA PRESENTACIÓN DE LOS RESULTADOS

4.2.1 Análisis no lineal estático

4.2.1.1 Modelamiento estructural de la I.E. Julio C. Tello

4.2.1.1.1 Consideraciones iniciales

Previo al modelado de la estructura, es necesario conocer las características de los materiales que se utilizarán para los diferentes sistemas estructurales. Esta información se obtuvo de las especificaciones técnicas del proyecto, así como de los parámetros establecidos en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), obteniendo los siguientes datos:

a. Propiedades mecánicas de los materiales

a.1. Concreto Armado (Norma E.060)

Resistencia a la compresión: $f'c = 210 \frac{kg}{cm^2}$

Módulo de elasticidad: $Ec = 15000\sqrt{f'c}$

Módulo de Poisson: $v = 0,15$

Máxima deformación unitaria: $\epsilon_{cu} = 0,003$

a.2. Albañilería – (Norma E.070)

Resistencia a la compresión en pilas: $f'm = 65 \frac{kg}{cm^2}$

Resistencia al corte: $v'm = 8,1 \frac{kg}{cm^2}$

Módulo de elasticidad: $E_m = 500 f'm$

Módulo de corte: $G_m = 0,4 E_m$

a.3. Acero Corrugado de Refuerzo

Esfuerzo a la fluencia: $f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2}$

Módulo de elasticidad: $E_s = 2000000 \frac{kg}{cm^2}$

Máxima deformación unitaria: $\epsilon_s = 0,0021$

b. Pesos Unitarios de los Materiales

La norma técnica E.020-Cargas (2020), detalla los pesos unitarios según el material, en dicha norma también se encuentra los valores de la sobrecarga que se debe de utilizar según los diferentes tipos de ocupación que tendrá el edificio.

b.1. Carga Muerta (CM)

Peso del Concreto Armado:	$2400 \frac{kg}{m^3}$
Peso de la Albañilería de Arcilla-Sólida:	$1800 \frac{kg}{m^3}$
Peso de la Albañilería de Arcilla-Hueca:	$1350 \frac{kg}{m^3}$
Peso del Mortero (Tarrajeo):	$2000 \frac{kg}{m^3}$
Peso de Acabados:	$100 \frac{kg}{m^2}$

b.2. Carga Viva (CV)

Sobrecarga Aulas:	$250 \frac{kg}{m^2}$
Sobrecarga Corredor y Escalera:	$400 \frac{kg}{m^2}$
Sobrecarga Azotea:	$100 \frac{kg}{m^2}$

c. Parámetros Sísmicos

c.1. Factor de Zona (Z)

El territorio peruano se divide en cuatro zonas sísmicas, a cada zona le corresponde un factor “Z”, la cual se interpreta como la aceleración máxima en un suelo rígido, que posee una probabilidad del 10% de ser superada en 50 años. En la tabla 5, podemos observar el factor “Z” que le corresponde al distrito de Pisco.

Tabla 5*Zonificación sísmica por provincias y distritos*

Región (Dpto.)	Provincia	Distrito	Zona Sísmica
ICA	PISCO	-HUANCANO	4
		-HUMAY	
		-INDEPENDENCIA	
		-PARACAS	
		-PISCO	
		-SAN ANDRÉS	
		-TÚPAC AMARU INCA	

Nota. Tomado de la Norma E.030-Diseño Sismorresistente (p.77), por SENCICO, 2020, Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento.

c.2. Parámetros de Sitio (S, TP y TL)

La Norma E.030 (2020), define cinco perfiles de suelo: Roca dura “S0”, Suelos muy rígidos “S1”, suelos intermedios “S2”, suelos blandos “S3”. Además, estima las solicitaciones sísmicas para cada una de ellas.

El factor “S” se puede interpretar como un factor de modificación de la aceleración pico del suelo tomando como referencia inicial al perfil tipo “S1”. Por lo tanto, el producto “ZS” se puede interpretar como la aceleración máxima en la superficie para cada perfil de suelo y zona sísmica establecida, Muñoz (2020).

En el Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) del proyecto se determinó que el perfil del suelo es del tipo S3: Suelos Blandos. En la tabla 6 y tabla 7, se ubica el factor de suelo “S”, así como los correspondientes valores de “TP” y “TL”.

Tabla 6*Factor de suelo “S”*

ZONA	PERFIL DEL SUELO			
	S0	S1	S2	S3
Z4	0,80	1,00	1,05	1,10
Z3	0,80	1,00	1,15	1,20
Z2	0,80	1,00	1,20	1,40
Z1	0,80	1,00	1,60	2,00

Nota. Adaptado de la Norma E.030-Diseño Sismorresistente (p.16), por SENCICO, 2020, Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento.

Tabla 7

Períodos “Tp” y “Tl”

	PERFIL DEL SUELO			
	S0	S1	S2	S3
TP (s)	0,30	0,40	0,60	1,00
TL (s)	3,00	2,50	2,00	1,60

Nota. Adaptado de la Norma E.030-Diseño Sismorresistente (p.16), por SENCICO, 2020, Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento.

d. Categoría y Sistema Estructural de la Edificación

d.1. Categoría de la Edificación y Factor de Uso (U)

Según la Norma E.030 (2020), cada estructura será clasificada de acuerdo a la categoría indicada en la tabla 8, para luego obtener su factor de uso “U”. Para el presente proyecto la categoría pertenece a edificación esencial y le corresponde un factor de uso (U=1,5).

Tabla 8

Categoría de la edificación y factor de uso “U”

Categoría	Descripción	Factor U
A Edificaciones Esenciales	<p>A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.</p> <p>A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que pueden servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones:</p> <ul style="list-style-type: none"> -Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. -Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones. -Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. -Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. 	1,50

-Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades.

-Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales.

-Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.

Nota. Adaptado de la *Norma E.030-Diseño Sismorresistente (p.18)*, por SENCICO, 2020, Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento.

d.2. Categoría y Sistema Estructural de la Edificación

Según la categoría a la que pertenece la edificación y la zona donde este ubicada, se tendrá que utilizar un determinado sistema estructural como indica la tabla 9. Para el presente proyecto solo se podrá utilizar los siguientes sistemas estructurales: sistema dual, muros de concreto armado, albañilería confinada o armada.

Tabla 9

Categoría y sistema estructural de las edificaciones

Categoría de la Edificación	Zona	Sistema Estructural
A1	4 y 3	-Aislamiento Sísmico con cualquier sistema estructural.
	2 y 1	-Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. -Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. -Albañilería Armado o Confinada.
A2	4, 3 y 2	-Estructuras de acero tipo SCBF y EBF. -Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado, Albañilería Armada o Confinada.
	1	-Cualquier sistema.
B	4, 3 y 2	-Estructuras de acero tipo SMF, IMF, SCBF, OCBF y EBF. -Estructuras de concreto: Pórticos, Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada. -Estructuras de madera.
	1	-Cualquier sistema.
C	4, 3, 2 y 1	-Cualquier sistema.

Nota. Adaptado de la *Norma E.030-Diseño Sismorresistente (p.20)*, por SENCICO, 2020, Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento.

4.2.1.2 Iniciación del Modelo Estructural en el Software Etabs V19.1.0

a. Definición de Materiales

a.1. Concreto Armado

Se crea el material de concreto para una resistencia a la compresión de 210kgf/cm^2 , la cual le corresponde un peso unitario de 2400 kgf/m^3 , según la Norma E.020-Cargas (2020). Asimismo, según la Norma E.060 – Concreto Armado (2020), el módulo de elasticidad será el producto de 15000 por la raíz cuadrada de la resistencia a compresión del concreto establecido. Por último, el coeficiente de Poisson se tomará del orden de 0,15 para el concreto. En la figura 52, se puede apreciar los valores finales que tendrá el material de concreto armado en el software.

Figura 52

Asignación de las propiedades del concreto armado

Nota. Tomado del software Etabs V19.1.0

a.2. Acero de Refuerzo

Se crea el material para el acero estructural con un esfuerzo a la fluencia de 4200 kgf/cm², la cual le corresponde un peso unitario de 7850 kgf/m³, según la Norma E.020-Cargas (2020). Además, el módulo de elasticidad tendrá el valor de 20000000 kgf/cm². En la figura 53, se puede apreciar los valores finales que tendrá el material de acero en el software.

Figura 53

Asignación de las propiedades del acero estructural

Nota. Tomado del software Etabs V19.1.0

a.3. Albañilería Confinada

Se crea el material de albañilería para una resistencia a la compresión axial de 65 kgf/cm², la cual le corresponde un peso unitario de 1800 kgf/m³ (sin incluir tarrajeo), según la Norma E.020-Cargas (2020). Asimismo, según la Norma E.070 – Albañilería (2020), el módulo de elasticidad será el producto de 500 por la resistencia a compresión axial de la albañilería. Por último, Según San Bartolomé

(2018), al utilizar un módulo de corte ($G_m=0,4E_m$) es el equivalente a adoptar un módulo de Poisson para la albañilería igual a 0,25. En la figura 54 se puede apreciar los valores finales que tendrá el material de albañilería en el software.

Figura 54

Asignación de las propiedades de la albañilería

Nota. Tomado del software Etabs V19.1.0

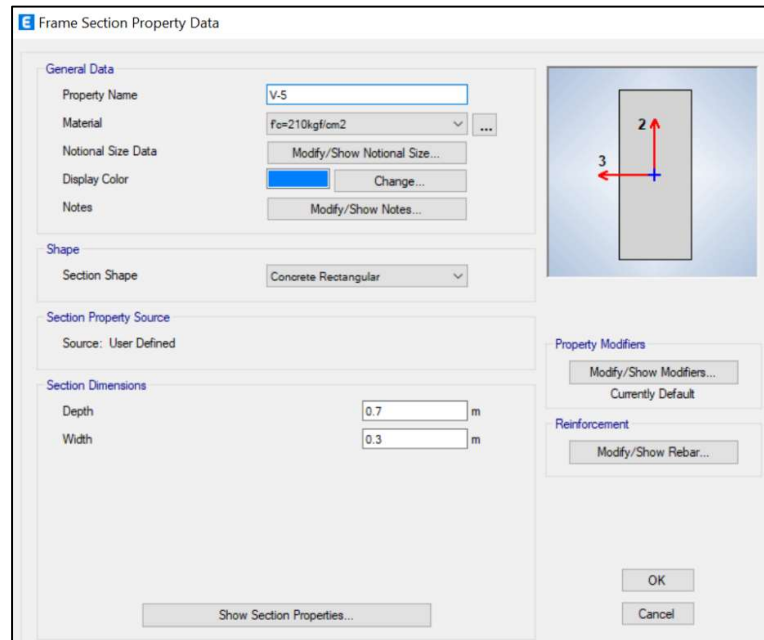
b. Definición de Elementos Estructurales

b.1 Vigas

Para la creación de las vigas se utilizarán elementos “frame” de sección rectangular, se elegirá la opción “beam” en el tipo de diseño, para que solo considere los efectos de flexión. Además, se considerará un recubrimiento del concreto para el refuerzo de 4cm. Las vigas que se definirán son las siguientes: VA-1, V-4, V-5, VA-2, V-4A, V-5A. En la figura 55 se puede apreciar la sección definida de la viga “V-5” en el software.

Figura 55

Sección definida de la viga V-5



Nota. Tomado del software Etabs V19.1.0

b.2 Columnas

Para la creación de las columnas se utilizará elementos “frame” de sección rectangular, se elegirá la opción “Column” en el tipo de diseño, para que considere los efectos de flexión y compresión. Además, se considerará un recubrimiento del concreto para el refuerzo de 4cm. Las columnas que se definirán son las siguientes: C-1, C-2, C-3, C-4. En la figura 56 se puede apreciar la sección definida de la columna “C-2” en el software.

b.3 Muros de Albañilería

Para la creación del muro de albañilería se utilizará la sección tipo “wall”. Además, se considerará “Shell-Thin” como tipo de modelado. Por último, el espesor del muro será de 23cm. En la figura 57 se puede apreciar la sección definida para todos los muros de albañilería en el software.

Figura 56

Sección definida de la columna C-2

Nota. Tomado del software Etabs V19.1.0

Figura 57

Sección definida del muro de albañilería

Nota. Tomado del software Etabs V19.1.0

b.4 Losa Aligerada

Para la creación de la losa aligerada se utilizará la sección tipo “slab”. Además, se considerará “Membrane” como tipo de modelado. Por último, se considerarán viguetas de 20cm de altura, con ancho de 10 cm y separadas cada 40cm de eje a eje. En la figura 58 se puede apreciar la sección definida para la losa aligerada en el software.

Figura 58

Sección definida de la losa aligerada

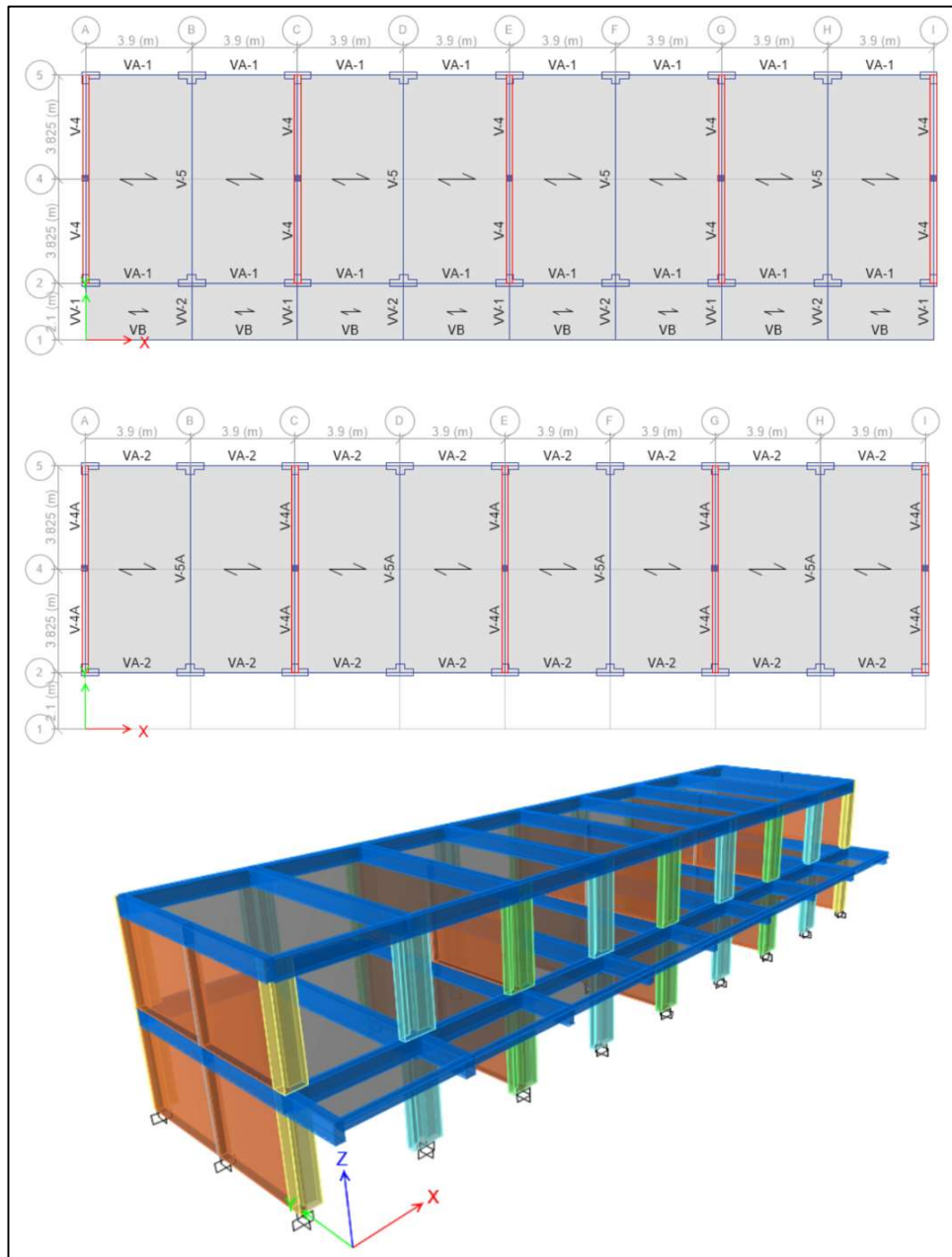
Nota. Tomado del software Etabs V19.1.0

c. Modelado de Elementos Estructurales

Una vez definido los materiales y secciones de los diferentes elementos estructurales, se realiza el modelamiento del proyecto, previamente se creó los ejes de referencia, respetando las medidas que establece los planos del expediente técnico. En la figura 59 se puede apreciar el modelado final en el software.

Figura 59

Modelamiento del pabellón 02-R



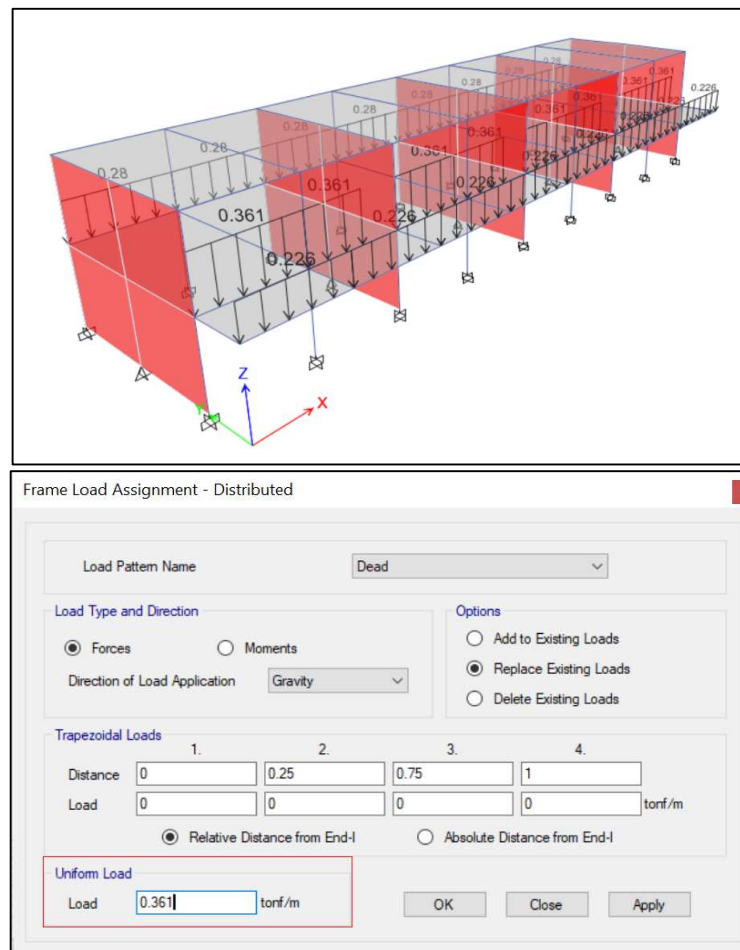
Nota. La figura superior muestra la vista en planta del modelamiento del primer nivel, en la figura central se puede apreciar la vista en planta del modelamiento del segundo nivel y en la figura inferior se aprecia el modelo en 3D. Tomado del *software Etabs V19.1.0*.

4.2.1.3 Asignación de Cargas Distribuidas

Para los elementos no estructurales se realizó un metrado considerando su altura, espesor y material. En el caso de los muros no estructurales de la parte posterior del colegio se consideró una carga distribuida sobre la viga de 0,28 tonf/ml, para la parte delantera colindante con el ingreso a los salones, se consideró una carga distribuida de 0,361 tonf/ml y finalmente el perímetro del voladizo se consideró una carga distribuida de 0,226 tonf/ml. En la figura 60 se puede apreciar las distribuciones de carga asignada sobre los elementos frame.

Figura 60

Cargas distribuidas sobre los elementos tipo frame



Nota. Tomado del software Etabs V19.1.0

4.2.1.2 Idealización de la Albañilería Confinada

a) El Concepto

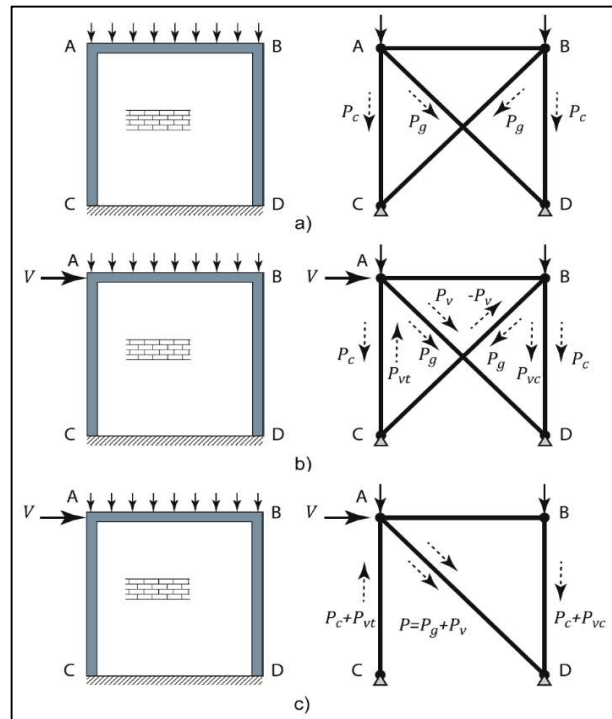
El Modelo de Celosía Equivalente (MCE) idealiza un sistema de Muros de Albañilería Confinada (MAC) como una estructura reticular de barras rectas interconectadas en nudos. Por lo tanto, los paneles de albañilería son idealizados como puntales diagonales en compresión con propiedades equivalentes basadas en el área de la sección transformada de un MAC, mientras que los elementos de confinamiento de Concreto Armado (CA) son modelados como puntales o tirantes de extremo fijo. En la figura 61 se muestra el concepto del MCE que se encuentra sometido a cargas laterales. Inicialmente, un MAC se somete únicamente a cargas de gravedad, lo que provoca una precompresión axial en los paneles de albañilería y columnas de CA, debido a que la estructura de MAC es un sistema de muro portante. Como resultado, se desarrolla una fuerza de precompresión interna “ P_g ” en los miembros de las diagonales (Ver figura 61-a). Una vez aplicada la fuerza lateral “ V ”, esta provoca una fuerza de compresión “ P_v ” en el miembro diagonal cargado, y una fuerza de tracción “ $-P_v$ ” en el otro miembro diagonal, como se muestra en la figura 61-b. La fuerza de compresión en el miembro diagonal cargado continuara aumentando debido al incremento de la carga lateral “ V ”. Al mismo tiempo, la fuerza en el otro miembro diagonal de la celosía que no está sujeto a la carga lateral, invertirá la dirección de la compresión a la tensión y finalmente dejara de ser eficaz, ya que la albañilería es incapaz de resistir la tensión, como se puede visualizar en la figura 61-c, Rankawat et al. (2021).

b) Características Principales

Un MAC con una longitud “ L ” y altura “ h ” puede ser modelado como un MCE de dos puntales o un solo puntal, como se puede visualizar en la figura 62. Cuando se utiliza dos puntales, cada elemento diagonal resiste los efectos de la carga lateral “ V ”, pero la precompresión axial inducida por la carga de gravedad cae a cero en uno de los miembros diagonales debido a la fuerza de tracción interna inducida por “ V ” (ver figura 62-b). Por otro lado, un MAC sometido a una carga lateral en una dirección también puede modelarse con un solo puntal que estará sometido a compresión, como se visualiza en la figura 62-c, Rankawat et al. (2021).

Figura 61

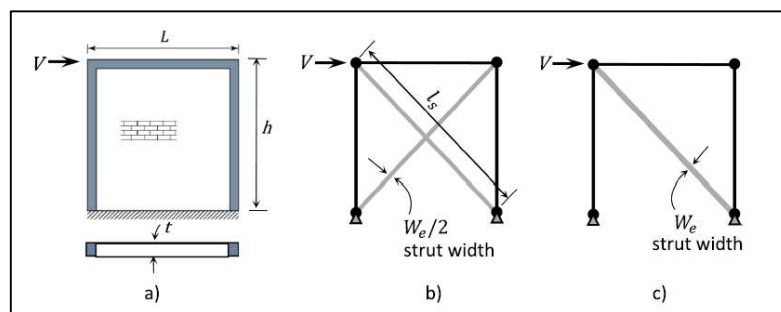
Modelo de celosía equivalente



Nota. Tomado de *Nonlinear Seismic Evaluation Of Confined Masonry Structures Using Equivalent Truss Model (p.4)*, por Rankawat et al., 2021, Engineering Structures.

Figura 62

Modelo de celosía equivalente para representar un muro de albañilería confinada



Nota. Tomado de *Nonlinear Seismic Evaluation Of Confined Masonry Structures Using Equivalent Truss Model (p.4)*, por Rankawat et al., 2021, Engineering Structures.

4.2.3.1 Calibración del Modelo de Celosía Equivalente

En el modelo de celosía equivalente se utilizan puntales diagonales, las cuales representan la rigidez lateral del muro, para lo cual se debe de lograr que los resultados en lo que respecta a: períodos, masa sísmica y respuesta a una carga lateral impuesta, sean semejantes a los obtenidos con el modelo de elementos Shell-Thin. A continuación, se muestran los modelos y valores que serán comparados.

4.2.3.1.1 Modelo de Muros de Albañilería con Elementos Shell-Thin

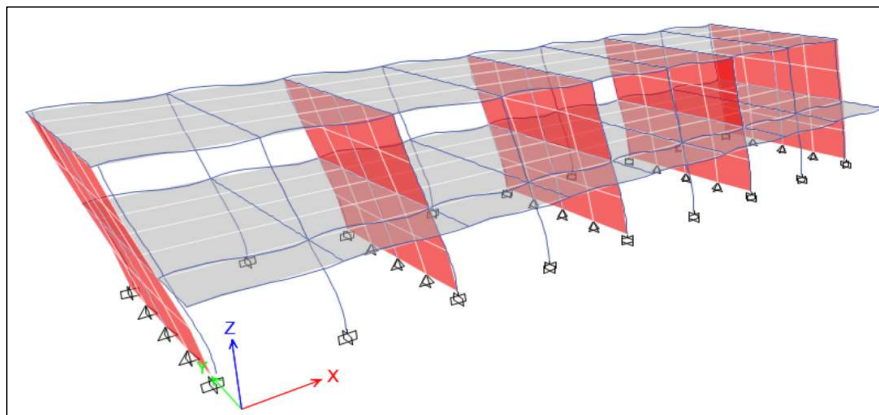
Se realiza un modelo con elementos frame que representan las vigas y columnas. Además, para los muros de albañilería se utiliza elementos Shell-Thin. Este modelo se emplea para el análisis sísmico elástico y en este caso nos servirá como referencia para poder calibrar el modelo de celosía equivalente utilizando puntales diagonales. A continuación, se detalla los resultados obtenidos:

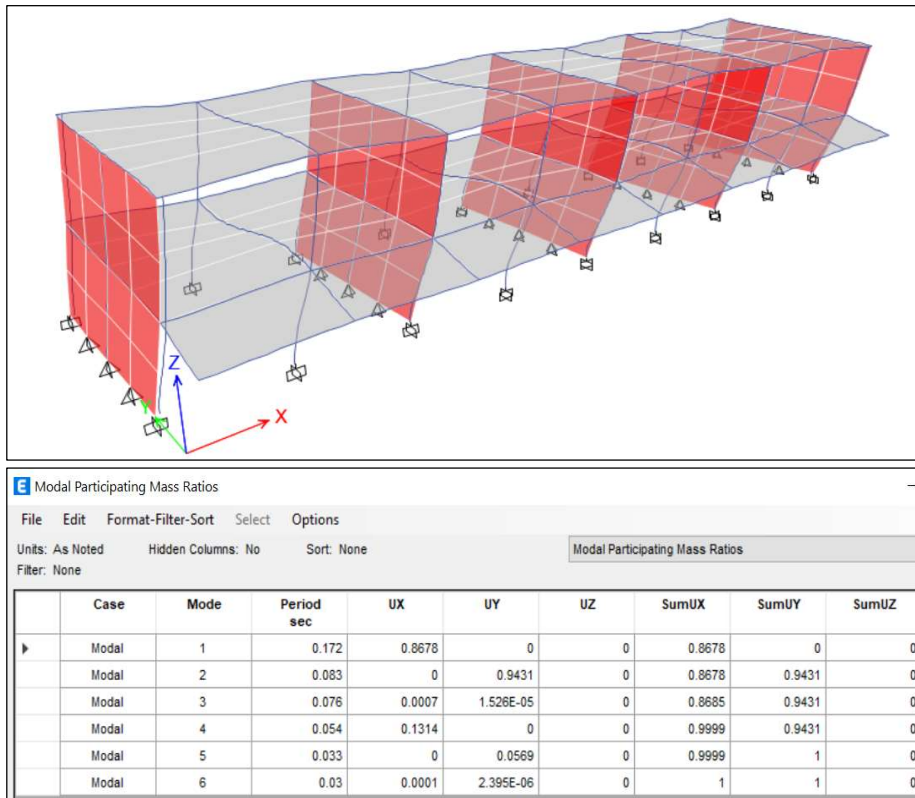
a) Modos y Períodos

Al realizar el modelo computacional considerando los muros de albañilería como elementos Shell-Thin, se obtiene que el período fundamental es de 0,172 segundos y tiene una participación de masa del 86,78% en dirección “X”, además, el período del segundo modo tiene un valor de 0,083 segundos y tiene una participación de masa del 94,31% en la dirección “Y”. La Figura 63 muestra los modos de vibración en el modelo.

Figura 63

Modos de vibración del modelo con elementos shell-thin





Nota. En la imagen superior se puede apreciar el primer modo de vibración, en la imagen central se puede apreciar el segundo modo de vibración y en la imagen inferior se visualiza todos los modos considerados en el modelo. Tomado del *software Etabs V19.1.0*.

b) Masa por Niveles

En la figura 64 se puede visualizar las masas por niveles considerando los muros de albañilería como elementos Shell-Thin.

Figura 64

Masa por niveles del modelo con elementos shell-thin

Story	UX tonf-s ² /m	UY tonf-s ² /m	UZ tonf-s ² /m
Story2	18.89004	18.89004	0
Story1	34.20598	34.20598	0
Base	5.18697	5.18697	0

c) Respuesta a una carga lateral impuesta

Se le asigna al modelo unas cargas en la dirección “Y” con el objetivo de evaluar su desplazamiento y posteriormente compararlo con el modelo puntal diagonal. En la figura 65 se puede apreciar la creación de las cargas en dirección “Y” para los distintos niveles y en la figura 66 se visualiza el desplazamiento producto de las cargas asignadas.

Figura 65

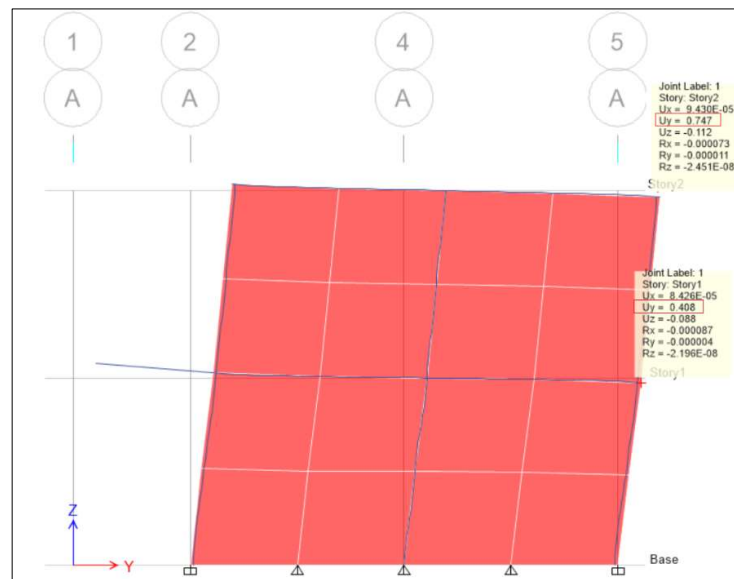
Asignación de cargas laterales en dirección “Y”

User Seismic Loads on Diaphragms			
Number of Load Sets <input type="text" value="1"/>			
Load Set 1 of 1			
Story	Diaphragm	Fx tonif	Fy tonif
Story2	D2	0	100
Story1	D1	0	50

Nota. Tomado del software Etabs V19.1.0

Figura 66

Desplazamiento por las cargas laterales asignadas en dirección “Y”



Nota. Tomado del software Etabs V19.1.0

4.2.3.2 Modelado de muros de albañilería con elementos puntal diagonal

Según Rankawat et al. (2021), los puntales diagonales deben de ser capaces de simular las propiedades de rigidez al corte y flexión de los paneles de albañilería. En la figura 67-a, se puede visualizar un muro de albañilería confinada que experimenta un desplazamiento “ Δ ” debido a una fuerza lateral “V”. La Rigidez lateral inicial del panel de muro de albañilería “KL”, que se muestra en la figura 67-b, se puede calcular con la siguiente formula:

$$K_L = \frac{1}{\frac{h_w^3}{\beta \cdot E_m \cdot I_w} + \frac{h_w}{A_v \cdot G_m}}$$

Donde:

hw: Altura del muro de albañilería

Em: Módulo de elasticidad de la albañilería

Gm: Módulo de rigidez de la albañilería

Iw: Momento de inercia del muro con la sección transformada

β : Coeficiente que depende de las condiciones de borde

Av: Área de corte del muro

El muro se presenta como una celosía equivalente, donde el miembro de puntal diagonal experimenta un desplazamiento uniaxial “u”. Debido a que el puntal simula la rigidez lateral “KL” del muro de albañilería, se requiere determinar la rigidez axial “Ka” de un miembro de celosía diagonal, a partir de la siguiente ecuación, en la cual se asume pequeños desplazamientos:

$$K_L = K_a \cdot \cos^2 \theta \quad ; \quad \cos \theta = \frac{L}{l_s}$$

Donde “ θ ” es un ángulo entre el puntal diagonal y el eje horizontal y “Ka” puede ser determinado con la siguiente ecuación:

$$K_a = \frac{A_s \cdot E_m}{l_s} = \frac{w_e \cdot t \cdot E_m}{l_s}$$

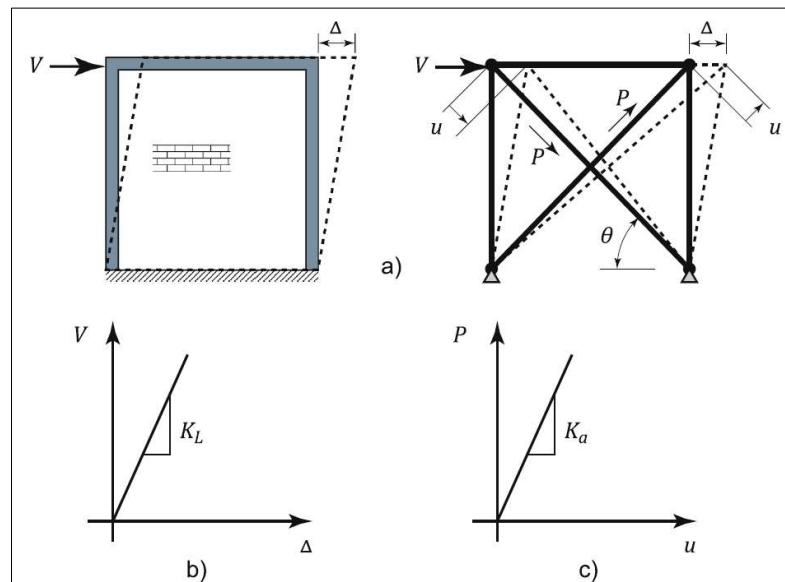
Donde “As” es el área de la sección transversal de un elemento de puntal diagonal caracterizado por el ancho equivalente “We”, el espesor “t” y la longitud “ls”. El ancho efectivo de un miembro de puntal diagonal “We”, el cual simula el comportamiento de un muro con rigidez lateral “KL” se puede determinar con la siguiente ecuación:

$$W_e = \frac{l_s^3 \cdot K_L}{t \cdot L^2 \cdot E_m}$$

Se debe de tener en cuenta que los elementos de celosía diagonal se caracterizan por las propiedades del material de mampostería (por ejemplo: módulo de elasticidad), mientras que los elementos de celosía horizontal y vertical se modelan utilizando las propiedades geométricas y materiales de los elementos de concreto armado, Rankawat et al. (2021).

Figura 67

Modelamiento de la albañilería mediante puntales diagonales



Nota. a) Fuerzas y desplazamientos internos en un modelo de deformada del muro; b) Rigidez lateral “KL” c) Rigidez axial “Ka”. Tomado de *Nonlinear Seismic Evaluation Of Confined Masonry Structures Using Equivalent Truss Model (p.5)*, por Rankawat et al., 2021, Engineering Structures.

a) Estimación del Ancho del Puntal Diagonal

A continuación, se resuelve las ecuaciones para calcular el ancho efectivo del puntal diagonal, propuestas por Rankawat et al. (2021). Además, en la Figura 68 se puede visualizar la sección definida del puntal mediante un elemento frame y en la figura 69 se observa las correcciones que se debe de realizar a los puntales en lo que respecta a rigidez axial y peso, con el objetivo de calibrar los resultados y sean consistentes con los obtenidos del muro de elementos Shell-Thin.

i. Propiedades Generales de Albañilería

$$\text{Resistencia a la compresión axial: } f'm = 65 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Resistencia al corte: } v'm = 8,1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Módulo de elasticidad: } E_m = 500 \cdot f'm = 32500 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Módulo de corte: } G_m = 0,4 \cdot E_m = 13000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

ii. Propiedades Generales del Concreto Armado

$$\text{Resistencia a la compresión axial: } f'c = 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Módulo de elasticidad: } E_c = 15000 \cdot \sqrt{f'c} = 217370,651 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

iii. Sección Transformada de Concreto a Albañilería

$$\text{Relación modular: } n = \frac{E_c}{E_m} = 6,688$$

$$\text{Ancho de columna: } B = 0,25 \text{ m}$$

$$\text{Ancho de columna transformada: } B' = B \cdot n = 1,672 \text{ m}$$

iv. Dimensiones del Muro de Albañilería

$$\text{Altura del entrepiso: } h_w = 3,35 \text{ m}$$

$$\text{Longitud del muro: } L_w = 7,65 \text{ m}$$

$$\text{Espesor del muro: } t_w = 0,23 \text{ m}$$

Inercia de la sección: $I_w = 15,52 \text{ m}^4$

Área de la sección: $A_c = 2,14 \text{ m}^2$

v. Rigidez Lateral del Muro

Área de corte del muro: $A_v = 0,8 \cdot A_c = 1,715 \text{ m}^2$

Coefficiente de la condición de borde: $\beta = 3$

Rigidez lateral del muro:
$$K_L = \frac{1}{\frac{h_w^3}{\beta \cdot E_m \cdot I_w} + \frac{h_w}{A_v \cdot G_m}} = 57120,69 \frac{\text{tnf}}{\text{m}}$$

vi. Ancho del Puntal Diagonal

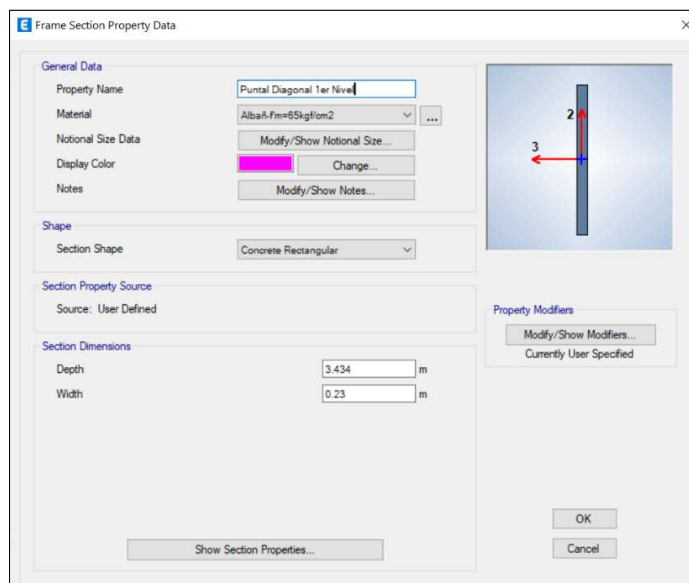
Longitud diagonal: $L_s = 5,085 \text{ m}$

Longitud del vano: $L'_w = 3,825 \text{ m}$

Ancho del puntal diagonal:
$$W_e = \frac{L_s^3 \cdot 0,5 \cdot K_L}{t_w \cdot L'_w{}^2 \cdot E_m} = 3,434 \text{ m}$$

Figura 68

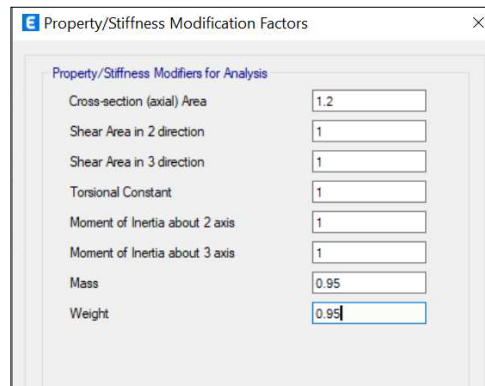
Sección definida del puntal diagonal



Nota. Tomado del software Etabs V19.1.0

Figura 69

Calibración de las propiedades del puntal diagonal



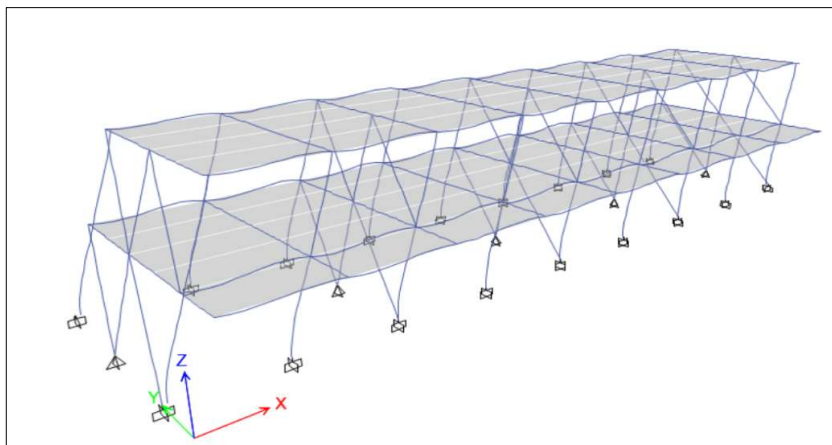
Nota. Tomado del software Etabs V19.1.0

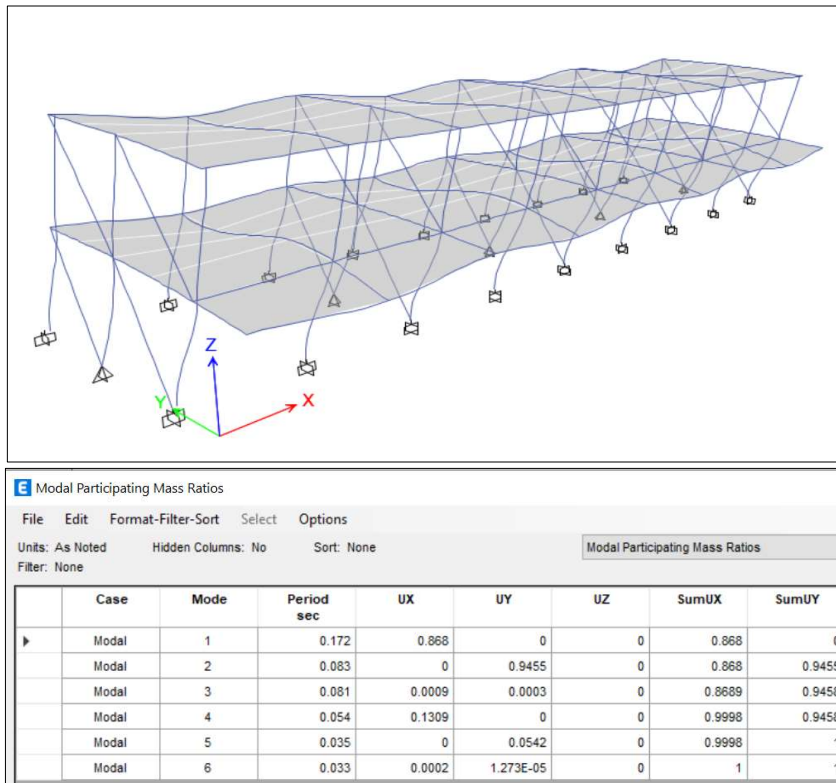
b) Modos y Períodos

Al realizar el modelo computacional considerando los muros de albañilería como puntales diagonales, se obtiene que el período fundamental es de 0,172 segundos y tiene una participación de masa del 86,8% en dirección “X”, además, el período del segundo modo tiene un valor de 0,083 segundos y tiene una participación de masa del 94,55% en la dirección “Y”. La figura 70 muestra todos los modos de vibración considerados en el modelo.

Figura 70

Modos de vibración del modelo con puntales diagonales





Nota. En la imagen superior se puede apreciar el primer modo de vibración, en la imagen central se puede visualizar el segundo modo de vibración y en la imagen inferior se muestra todos los modos considerados en el modelo. Tomado del *software Etabs V19.1.0*.

c) Masa por Niveles

En la figura 71 se puede visualizar las masas por niveles considerando los muros de albañilería como puntales diagonales.

Figura 71

Masa por niveles del modelo con puntales diagonales

Story	UX tonf-s ² /m	UY tonf-s ² /m	UZ tonf-s ² /m
Story2	18.79701	18.79701	0
Story1	34.17814	34.17814	0
Base	5.25217	5.25217	0

d) Respuesta a una Carga Lateral Impuesta

Se le asigna al modelo unas cargas laterales en la dirección “Y” con el objetivo de evaluar su desplazamiento y posteriormente compararlo con el modelo de muros de albañilería utilizando elementos Shell-Thin. En la figura 72 se puede apreciar la creación de las cargas en dirección “Y” para los distintos niveles y en la figura 73 se visualiza el desplazamiento producto de las cargas asignadas.

Figura 72

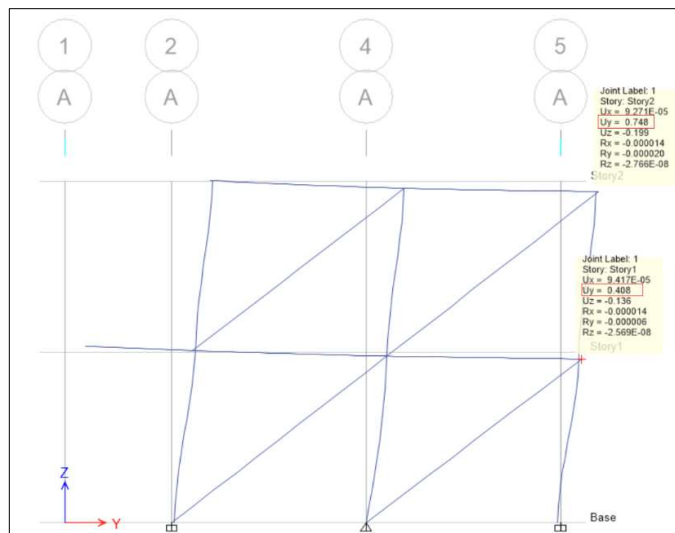
Asignación de cargas laterales en dirección “Y”

User Seismic Loads on Diaphragms			
Number of Load Sets <input type="text" value="1"/>			
Load Set 1 of 1			
Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf
Story2	D2	0	100
Story1	D1	0	50

Nota. Tomado del software Etabs V19.1.0

Figura 73

Desplazamiento por las cargas laterales asignadas en dirección “Y”



Nota. Tomado del software Etabs V19.1.0

4.2.3.3 Comparación de Resultados (Shell-Thin vs. Puntal Diagonal)

a) Modos y Períodos

En la Tabla 10 se puede visualizar la comparación entre los modos obtenidos con el modelo Shell-Thin y el modelo de puntal diagonal, obteniendo una similitud del 99% para ambos modos principales de la estructura, con esto se concluye que se ha alcanzado la rigidez adecuada en los puntales diagonales para que el periodo sea consistente con el modelo Shell-Thin.

Tabla 10

Calibración de los modos de vibración

	Elementos Shell-Thin	Puntal Diagonal	% Similitud
Modo 1	0,172	0,172	100%
Modo 2	0,083	0,083	100%

b) Peso por Niveles

En la Tabla 11 se puede visualizar la comparación entre los pesos por niveles obtenidos con el modelo Shell-Thin y el modelo de puntal diagonal, obteniendo una similitud del 99% en cada nivel evaluado.

Tabla 11

Calibración del peso por niveles

	Elementos Shell-Thin [tonf]	Puntal Diagonal [tonf]	% Similitud
Peso - 2do Nivel	185,25	184,34	99,5%
Peso – 1er Nivel	335,45	335,17	99,9%

c) Respuesta a una Carga Lateral Impuesta

En la tabla 12 se puede visualizar la comparación entre los desplazamientos por niveles obtenidos con el modelo Shell-Thin y el modelo de puntal diagonal,

obteniendo una similitud en términos de ingeniería del 100% en cada nivel evaluado ante una carga lateral impuesta.

Tabla 12

Calibración de la respuesta ante una carga lateral impuesta

	Elementos Shell-Thin [mm]	Puntal Diagonal [mm]	% Similitud
Desplaz. - 2do Nivel	0,747	0,748	99,9%
Desplaz. - 1er Nivel	0,408	0,408	100%

4.2.4.1 Modelo de Plasticidad para los Muros de Albañilería

La estructura que está siendo evaluada presenta en la dirección “Y” un sistema de albañilería confinada, por lo que se necesita un modelo de plasticidad que represente su comportamiento no lineal al emplear los elementos de puntal diagonal. Por lo tanto, se requiere ensayos experimentales de muros de albañilería realizados con materiales locales, que muestren a través de una curva trilineal los puntos de fluencia, resistencia máxima y última, que serán utilizados para idealizar el comportamiento plástico de los muros de albañilería.

4.2.4.1.1 Calibración del Modelo No lineal para la Albañilería

Coral (2018), realizó ensayos a tres muros de escala natural de albañilería confinada construidos con ladrillo king kong industrial con dimensiones que se muestran en la figura 74-a, las cuales fueron sometidas a cargas laterales cíclicas hasta la falla, los resultados del ensayo se pueden apreciar en la figura 74-b. Además, en la Tabla 13 se muestra los valores de cortante y desplazamiento que forman la curva trilineal en la etapa no lineal.

-Las propiedades y dimensiones del muro ensayado de albañilería confinada son las siguientes:

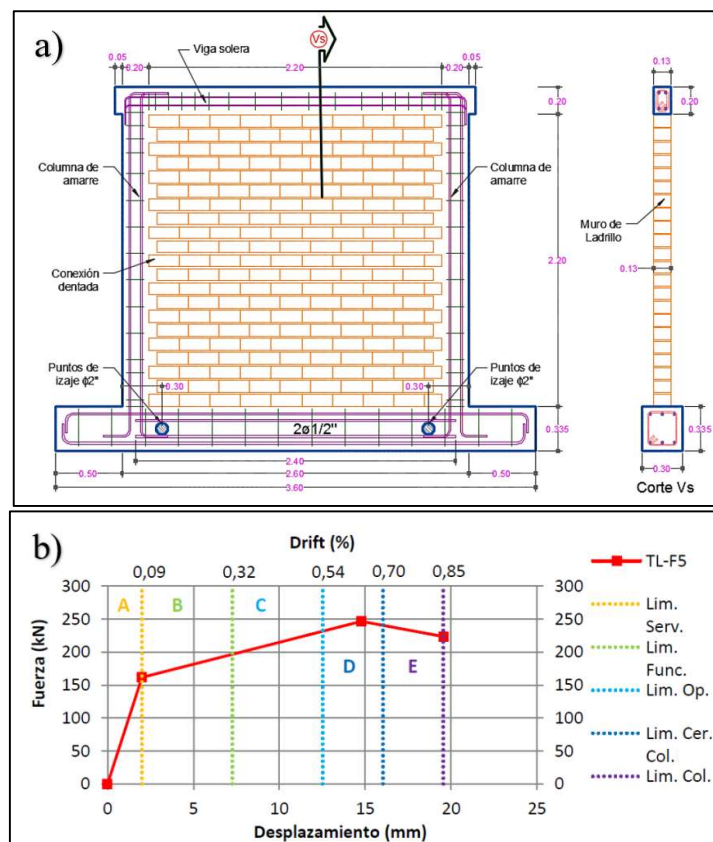
Resistencia a la compresión axial: $f'm = 9,45 \text{ Mpa}$

Resistencia al corte: $v'm = 1,25 \text{ Mpa}$

Módulo de elasticidad:	$E_m = 5714,83 \text{ Mpa}$
Módulo de corte:	$G_m = 2264,70 \text{ Mpa}$
Altura del muro ensayado:	$h_w = 2,40 \text{ m}$
Longitud del muro ensayado:	$L_w = 2,60 \text{ m}$
Espesor del muro ensayado:	$t_w = 0,13 \text{ m}$
Inercia de la sección:	$I_m = 0,370 \text{ m}^4$
Área de la sección transformada:	$A_c = 0,46 \text{ m}^2$

Figura 74

Propiedades, dimensiones y resultados del muro ensayado de albañilería



Nota. a) Dimensiones y elementos del muro ensayado. b) Curva trilineal dividida en los límites de niveles de daño. Tomado de *Ensayos cíclicos en muros de albañilería confinada construidos con ladrillos king kong de fabricación industrial* (p.43), Por Coral, 2018.

Tabla 13

Puntos de la curva trilineal de fuerza vs. desplazamiento

	V [Kn]	D [mm]
Fluencia	161,49	1,99
Máximo	246,59	14,78
Último	223,42	19,55

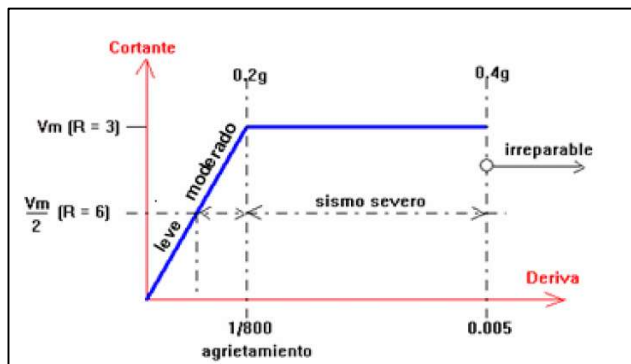
Nota. Tomado de *Ensayos cíclicos en muros de albañilería confinada construidos con ladrillos king kong de fabricación industrial (p.91)*, Por Coral, 2018, Pontificia Universidad Católica del Perú.

a) Valores de los Límites de Distorsión

Para obtener los estados límite de las derivas, en primer lugar, se revisó los fundamentos de la normativa E.070, encontrándose que el límite de la parte lineal se da en el valor de $1/800$ y la máxima deriva que puede alcanzar la albañilería para que pueda ser reparada es de $1/200$, pasado de ese valor se considera irreparable. En la figura 75 se puede observar los límites de las derivas ocasionado por sismo moderado y severo.

Figura 75

Límites de distorsión de la albañilería

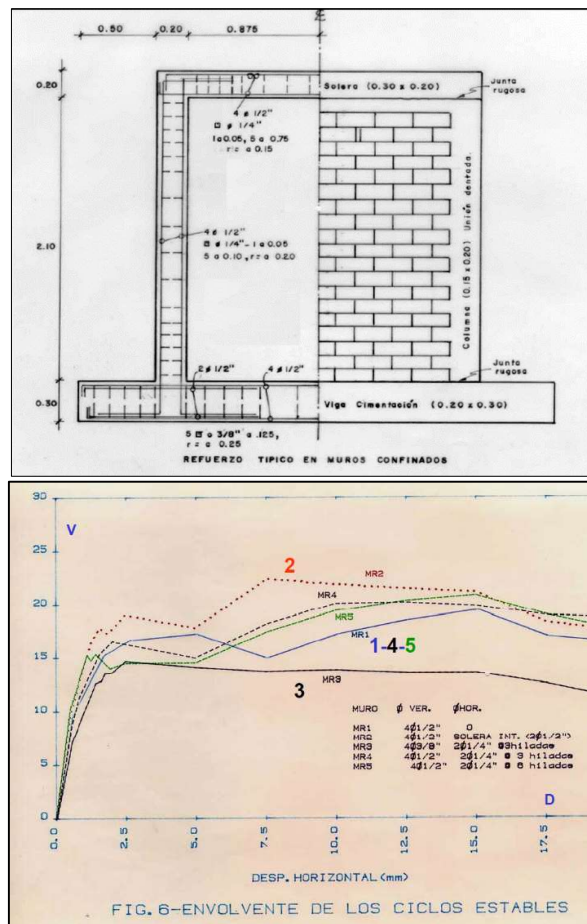


Nota: Tomado de *Comentarios a la norma técnica de edificación E.070 albañilería – informe final (p.85)*, por SENCICO, 2005.

Debido a que la Norma E.070 (2020), proporciona información solo hasta la deriva donde la albañilería pueda ser reparable, se buscó ensayos que muestren la deriva última que puede llegar a tener la albañilería confinada, encontrándose el valor de 1/115, que se obtuvo del ensayo experimental que se puede apreciar en la figura 76. Además, ensayos de muros de albañilería a base de ladrillos industriales, arrojó una deriva última con el valor de 1/88, como se puede apreciar en la figura 77.

Figura 76

Límites de distorsión de la albañilería



Nota: Tomado de *Comportamiento sísmico experimental de albañilería – Tercera etapa – Desarrollo experimental del proyecto. Procesamiento de datos e interpretación de resultados* (p.21-p.27), por San Bartolomé, 2011, Pontificia Universidad Católica del Perú.

Figura 77

Estados límite en muros construidos con ladrillos industriales

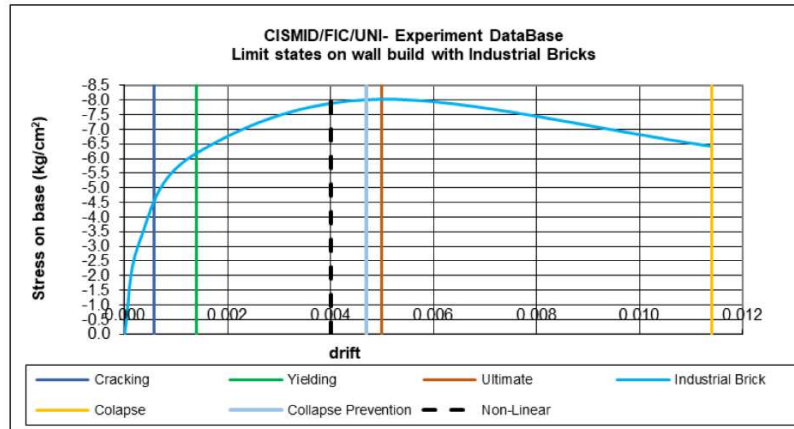


Table 3. Drift values for wall with industrial bricks

Cracking	Yielding	Nonlinear	NTE-030
0.0006	0.0014	0.0040	0.0050
1/1754	1/714	1/250	1/200
NTE-030	Collapse P	Ultimate	Collapse
0.0050	0.0047	0.0114	0.0200
1/200	1/212	1/88	1/50

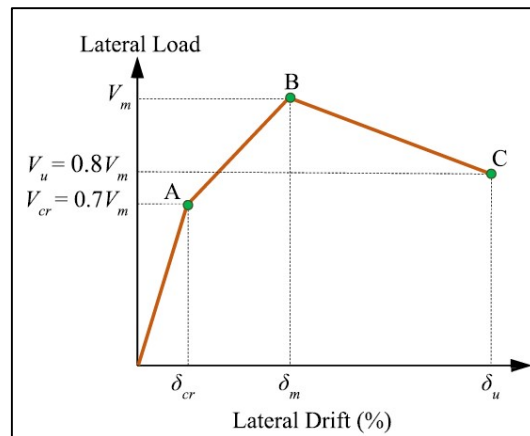
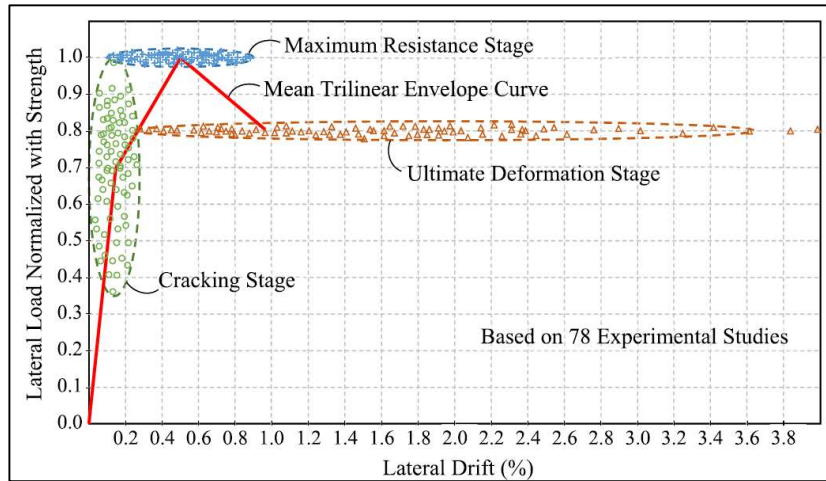
Nota: Tomado de *Damage limit states for confined masonry walls based on experimental test* (p.138), por Zavala et al., 2019, TECNIA Vol.29.

b) Formulación para Estimar los Estados Límite

Borah et al. (2022), detalló en su investigación que la resistencia lateral del muro de albañilería confinada depende de diferentes parámetros relacionados con las propiedades del material, características geométricas y cargas. Además, estableció una relación empírica para la resistencia lateral del muro “ V_m ”, basándose en ensayos experimentales. En la figura 78 se observa la idealización trilineal de la curva, relacionando los estados límite con “ V_m ”.

Figura 78

Curva trilineal de fuerza lateral – deformación para un muro de albañilería



Nota. En la imagen superior se puede observar el desarrollo de la curva envolvente trilineal normalizada a partir de ensayos experimentales, en la imagen inferior se visualiza la curva trilineal recomendada de carga lateral – deformación para muros de albañilería confinada. Tomado de *Lateral load-deformation models for seismic analysis and performance-based design of confined masonry walls*, Borah et al., 2022, Building Engineering.

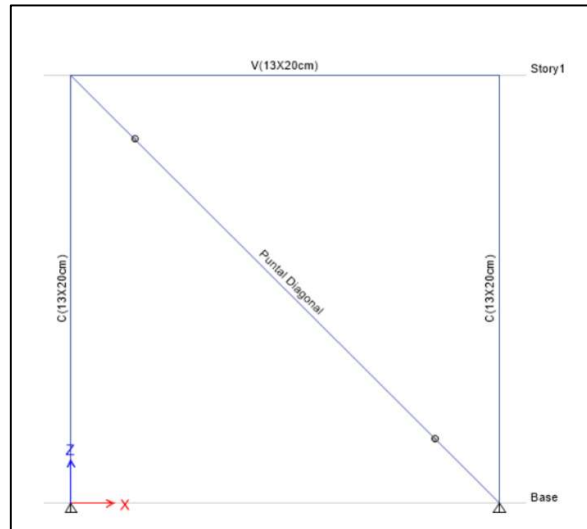
c) Modelo de Celosía Equivalente para Representar el Ensayo Experimental

Se utilizará un puntal diagonal que represente la albañilería confinada con las dimensiones y propiedades con la que se realizó los ensayos de muros de albañilería confinada en la tesis de Coral (2018). Aplicando el modelo de celosía equivalente con el procedimiento detallado anteriormente en el capítulo 4.2.3.2, se obtuvo un

ancho de puntal de 1,806 m. En la figura 79 se puede apreciar la idealización del muro de albañilería confinada.

Figura 79

Curva trilineal de fuerza lateral – deformación para un muro de albañilería



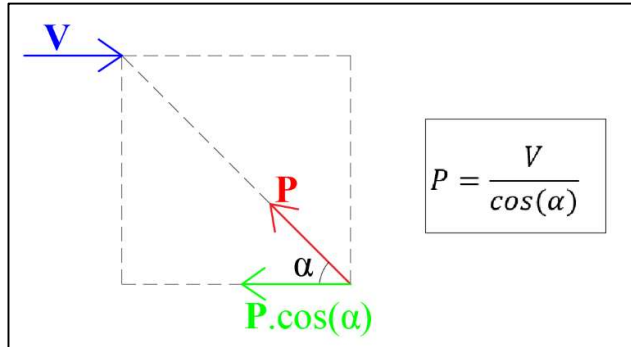
Nota: Tomado del software Etabs V19.1.0.

d) Modelo de Plasticidad Adaptado para la Albañilería Confinada

Según Rankawat et al. (2021), uno de los principales retos es el desarrollo de un modelo numérico adecuado para simular la respuesta no lineal de la albañilería confinada. Por lo tanto, en la presente investigación para construir la curva de comportamiento no lineal, se tomó como referencia el modelo de Borah et al. (2022), además se utilizó parámetros de la Norma E.070 (2020), para aplicarlo a la realidad peruana. Por último, se relaciona la fuerza lateral con la fuerza axial a través del equilibrio, con el objetivo de transformar un modelo de corte-desplazamiento a un modelo fuerza axial-deformación. En la figura 80 se puede visualizar la relación entre la fuerza lateral y axial.

Figura 80

Relación de la fuerza lateral “V” con la fuerza axial “P”



A continuación, se detalla la resistencia al corte “ V_m ”, que se especifica en la Norma E.070 - Albañilería (2020), la cual será utilizada para construir la curva de comportamiento no lineal de la albañilería confinada.

$$V_m = 0,5 \cdot v'_m \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0,23 \cdot P_g$$

Donde:

v'_m : resistencia característica de la albañilería al corte obtenida de ensayos de muros a compresión diagonal.

α : factor de reducción de resistencia al corte por efectos de esbeltez

P_g : carga gravitacional de servicio, con sobrecarga reducida

t : espesor efectivo del muro

L : longitud total del muro

Seguidamente, se realiza el cálculo de los parámetros para estimar la curva de comportamiento mediante el modelo de puntal diagonal adaptado.

i) Datos Generales:

Resistencia al corte: $v'_m = 1,25 \text{ Mpa}$

Carga axial: $P_g = 0$ (no se tiene carga axial aplicado al muro)

Altura del muro: $h = 2,40 \text{ m}$

Longitud del muro: $L = 2,60 \text{ m}$

Espesor del muro: $t = 0,13 \text{ m}$

Factor de esbeltez: $\alpha = 1$

Ángulo de inclinación: $\theta = 42,71^\circ$

ii) Calculando la resistencia al corte del muro “Vm”

$$V_m = 0.5 \cdot v'_m \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0.23 \cdot P_g$$

$$V_m = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 1 \cdot 0,13 \cdot 2,60 + 0,23 \cdot 0$$

$$V_m = 211,25 \text{ kN}$$

iii) Calculando los estados límites de cortante

$$V_{m\acute{a}x} = 1.20 \cdot V_m = 253,5 \text{ kN}$$

$$V_u = 0.85 \cdot V_{m\acute{a}x} = 215,47 \text{ kN}$$

$$V_{cr} = 0.65 \cdot V_{m\acute{a}x} = 164,775 \text{ kN}$$

iv) Relacionando el corte “V” con la carga axial “P”

$$P_{cr} = \frac{V_{cr}}{\cos(\theta)} = 224,244 \text{ kN}$$

$$P_{m\acute{a}x} = \frac{V_{m\acute{a}x}}{\cos(\theta)} = 344,99 \text{ kN}$$

$$P_u = \frac{V_u}{\cos(\theta)} = 293,24 \text{ kN}$$

$$\frac{P_{m\acute{a}x}}{P_{cr}} = 1,538 \quad ; \quad \frac{P_u}{P_{cr}} = 1,308$$

v) Relacionando las derivas “δ” con las deformaciones “D”

$$\delta_{cr} = \frac{1}{800} = 0,0013 \quad ; \quad D_{cr} = \delta_{cr} \cdot h \cdot \cos(\theta) = 2,204 \text{ mm}$$

$$\delta_m = \frac{1}{200} = 0,005 \quad ; \quad D_m = \delta_m \cdot h \cdot \cos(\theta) = 8,818 \text{ mm}$$

$$\delta_u = \frac{1}{115} = 0,0087 \quad ; \quad D_u = \delta_u \cdot h \cdot \cos(\theta) = 15,335 \text{ mm}$$

vi) Criterios de aceptación

$$\frac{0.09}{100} \cdot \cos(\theta) \cdot h = 1,587 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad \text{Ocupación Inmediata}$$

$$\frac{0.54}{100} \cdot \cos(\theta) \cdot h = 9,523 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad \text{Resguardo de la Vida}$$

$$\frac{0.70}{100} \cdot \cos(\theta) \cdot h = 12,345 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad \text{Cerca al Colapso}$$

e) Propiedades de la Rótula Concentrada

Se asignan los valores calculados de fuerzas y desplazamientos en las propiedades de la rótula concentrada para el puntal diagonal, considerando el tipo Axial “P”. En la figura 81 se puede apreciar el comportamiento no lineal de la rótula.

Figura 81

Propiedades de la rótula plástica – tipo axial “P”

The screenshot shows the 'Hinge Property Data for Puntal Diagonal - Axial P' dialog box. It contains the following sections:

- Displacement Control Parameters:** A table with columns 'Point', 'Force/SF', and 'Disp/SF'. The points are E, D, C, B, A, B, C, D, E.
- Graph:** A plot showing the hysteresis curve with points A, B, C, D, E marked.
- Type:** Radio buttons for 'Force - Displacement' (selected), 'Stress - Strain', and 'Relative Length' (checked).
- Load Carrying Capacity Beyond Point E:** Radio buttons for 'Drops To Zero' (selected) and 'Is Extrapolated'.
- Hysteresis Type and Parameters:** A dropdown menu set to 'Takeda'.
- Scaling for Force and Disp:** Checkboxes for 'Use Yield Force' and 'Use Yield Disp (Steel Objects Only)'. Input fields for Force SF (224.244) and Disp SF (1).
- Acceptance Criteria (Plastic Disp/SF):** Checkboxes for 'Immediate Occupancy' (1.587), 'Life Safety' (9.523), and 'Collapse Prevention' (12.345). A checkbox for 'Show Acceptance Criteria on Plot'.

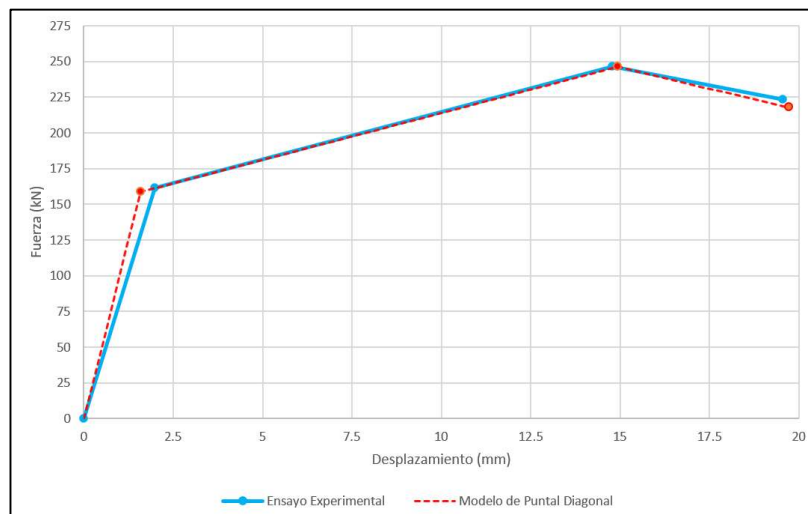
Nota. Tomado del software Etabs V19.1.0.

f) Resultados de la Calibración

Luego de introducir las propiedades de la rótula plástica y asignarla al puntal diagonal, se crea un caso de carga no lineal denominado “Pushover”, con la cual se obtendrá los resultados de la curva fuerza vs. Desplazamiento, estos valores serán comparados con los obtenidos en el ensayo experimental de Coral (2018). En la figura 82 se puede apreciar la gran similitud que tiene el modelo numérico con el ensayo experimental. Por lo tanto, el modelo se encuentra calibrado y se puede aplicar al caso de estudio del colegio que se está evaluando en la investigación.

Figura 82

Curva trilineal de fuerza-desplazamiento del muro de albañilería confinada



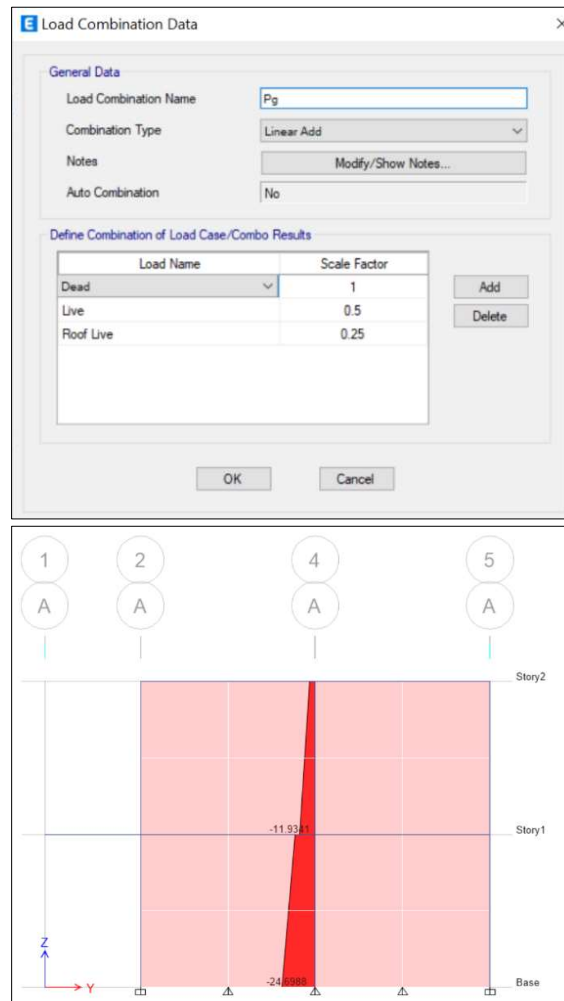
4.2.4.2 Rótulas para los Muros de Albañilería del Caso de Estudio

Luego de realizar la calibración, se procede a calcular las propiedades que tendrán las rótulas plásticas para los diferentes muros de albañilería confinada que conforman el colegio. Además, en la figura 83 se puede visualizar la carga axial del muro de albañilería “Pg”, que se ubica en el eje A-A, en la parte exterior.

A continuación, se detalla el procedimiento para asignar las propiedades de la rótula plástica:

Figura 83

Carga axial del muro externo de albañilería confinada



Nota. Tomado del software Etabs V19.1.0.

a) Propiedades de las Rótulas Plásticas del Modelo

i) Datos Generales:

Resistencia al corte: $v'm = 8,1 \frac{kgf}{cm^2}$

Carga axial: $Pg = 24,70 tonf$

Altura del muro: $h = 3,35 m$

Longitud del muro: $L = 7,65 \text{ m}$

Espesor del muro: $t = 0,23 \text{ m}$

Factor de esbeltez: $\alpha = 1$

Ángulo de inclinación: $\theta = 41,212^\circ$

ii) Calculando la resistencia al corte del muro “Vm”

$$V_m = 0,5 \cdot v'_m \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0,23 \cdot P_g$$

$$V_m = 0,5 \cdot 8,1 \cdot 1 \cdot 0,23 \cdot 7,65 + 0,23 \cdot 24,70$$

$$V_m = 76,94 \text{ tonf}$$

iii) Calculando los estados límites de cortante

$$V_{m\acute{a}x} = 1,20 \cdot V_m = 92,329 \text{ tonf}$$

$$V_u = 0,85 \cdot V_{m\acute{a}x} = 78,48 \text{ tonf}$$

$$V_{cr} = 0,65 \cdot V_{m\acute{a}x} = 60,014 \text{ tonf}$$

iv) Relacionando el corte “V” con la carga axial “P”

$$P_{cr} = \frac{V_{cr}}{2 \cdot \cos(\theta)} = 39,88 \text{ tonf}$$

$$P_{m\acute{a}x} = \frac{V_{m\acute{a}x}}{2 \cdot \cos(\theta)} = 61,37 \text{ tonf}$$

$$P_u = \frac{V_u}{2 \cdot \cos(\theta)} = 52,16 \text{ tonf}$$

$$\frac{P_{m\acute{a}x}}{P_{cr}} = 1,538 \quad ; \quad \frac{P_u}{P_{cr}} = 1,308$$

v) Relacionando las derivas “δ” con las deformaciones “D”

$$\delta_{cr} = \frac{1}{800} = 0,001 \quad ; \quad D_{cr} = \delta_{cr} \cdot h \cdot \cos(\theta) = 3,15 \text{ mm}$$

$$\delta_m = \frac{1}{200} = 0,005 \quad ; \quad D_m = \delta_m \cdot h \cdot \cos(\theta) = 12,601 \text{ mm}$$

$$\delta_u = \frac{1}{115} = 0,009 \quad ; \quad D_u = \delta_u \cdot h \cdot \cos(\theta) = 21,914 \text{ mm}$$

vi) Criterios de aceptación

$$\frac{0.09}{100} \cdot \cos(\theta) \cdot h = 2,268 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad \text{Ocupación Inmediata}$$

$$\frac{0.54}{100} \cdot \cos(\theta) \cdot h = 13,609 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad \text{Resguardo de la Vida}$$

$$\frac{0.70}{100} \cdot \cos(\theta) \cdot h = 17,641 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad \text{Cerca al Colapso}$$

b) Asignación de las Propiedades de la Rótula en el Software Computacional

Se asignan los valores calculados de fuerzas y desplazamientos en las propiedades de la rótula concentrada para el puntal diagonal, considerando el tipo Axial “P”. En la figura 84 se puede apreciar el comportamiento no lineal de la rótula.

Figura 84

Propiedades de la rótula plástica para el muro externo de albañilería confinada

The screenshot shows the 'Hinge Property Data for Puntal-Exterior-1erPiso - Axial P' dialog box. It contains the following sections:

- Displacement Control Parameters:** A table with columns 'Point', 'Force/SF', and 'Disp/SF'.

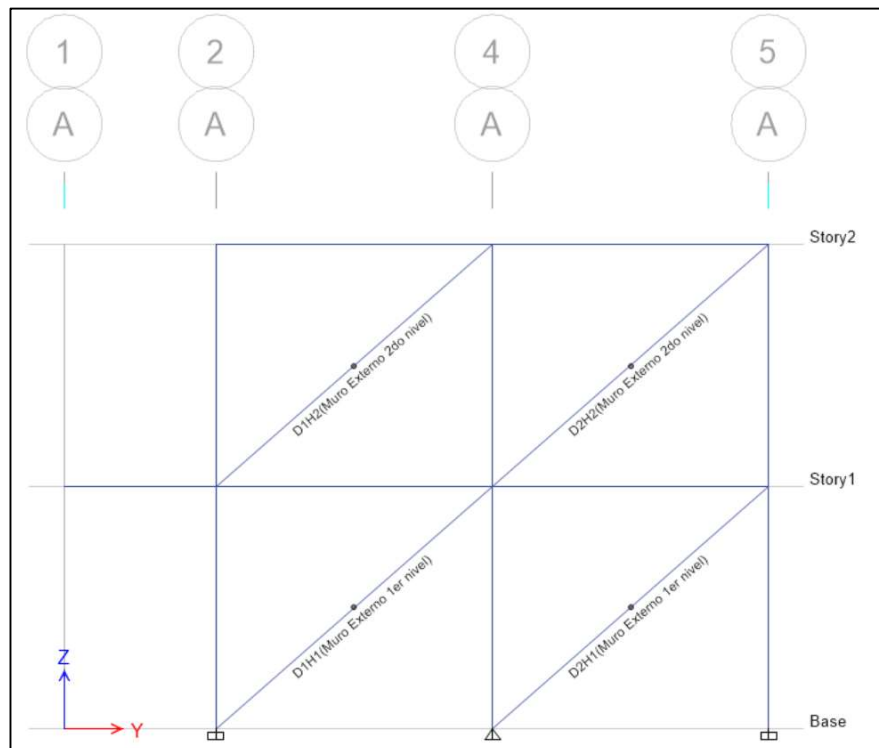
Point	Force/SF	Disp/SF
E-	0	-21.914
D-	-1.308	-21.914
C-	-1.538	-12.601
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.538	12.601
D	1.308	21.914
E	0	21.914
- Graph:** A plot showing a hysteresis loop with points A through E marked.
- Type:** Radio buttons for 'Force - Displacement' (selected), 'Stress - Strain', and 'Hinge Length'. A checked box for 'Relative Length'.
- Load Carrying Capacity Beyond Point E:** Radio buttons for 'Drops To Zero' (selected) and 'Is Extrapolated'.
- Hysteresis Type and Parameters:** A dropdown menu set to 'Isotropic'. Below it, text states 'No Parameters Are Required For This Hysteresis Type'.
- Scaling for Force and Disp:** Checkboxes for 'Use Yield Force' and 'Use Yield Disp (Steel Objects Only)'. Input fields for 'Force SF' (39.888) and 'Disp SF' (1) for both positive and negative directions.
- Acceptance Criteria (Plastic Disp/SF):** Checkboxes for 'Immediate Occupancy' (2.268), 'Life Safety' (13.609), and 'Collapse Prevention' (17.641) for positive displacement. A 'Show Acceptance Criteria on Plot' checkbox is also present.
- Buttons:** 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom right.

Nota. Tomado del software Etabs V19.1.0.

El procedimiento detallado, se realiza para cada muro de albañilería del proyecto y para cada nivel, luego se le asigna la rótula concentrada a la mitad del puntal como se puede apreciar en la figura 85.

Figura 85

Asignación de las rótulas a los puntales diagonales



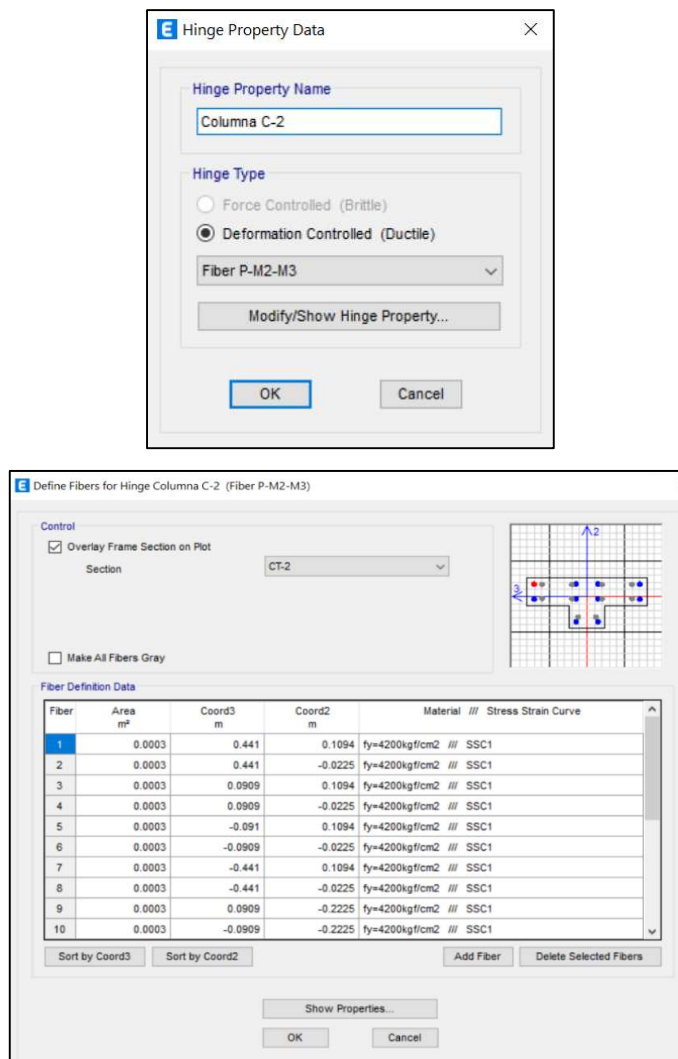
Nota. Tomado del software Etabs V19.1.0.

4.2.5.1 Modelo de Plasticidad para las Columnas

Se eligió el modelo de plasticidad distribuida tipo fibra para simular la respuesta inelástica de las columnas, este modelo distribuye la plasticidad mediante integraciones numéricas a través de las secciones transversales y a lo largo de la longitud del miembro, NIST GCR 10-917-5 (2010). En la figura 86, se puede visualizar la elección del modelo de rótula tipo fibra y los datos para su definición.

Figura 86

Asignación de la rótula tipo fibra para columnas



Nota. Tomado del software Etabs V19.1.0.

4.2.6.1 Modelo de Plasticidad para las Vigas

Se eligió el modelo de plasticidad concentrada, la cual concentran las deformaciones inelásticas al final del elemento, a través, de una rótula rígido-plástica. Al concentrar la plasticidad en rótulas de longitud cero con parámetros de modelo de momento – rotación, estos elementos tienen formulaciones numéricamente eficientes, NIST GCR 10-917-5 (2010). En la figura 87, se puede visualizar la elección del modelo de rótula tipo concentrada y los datos para su definición.

Figura 87

Asignación de la rótula tipo concentrada para las vigas

The top screenshot shows the 'Auto Hinge Assignment Data' dialog box. It is configured with the following settings:

- Auto Hinge Type:** From Tables in ASCE 41-13
- Select a Hinge Table:** Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item I
- Degree of Freedom:** M3 (selected)
- V Value From:** User Value, V2: 14.17 tonf
- Transverse Reinforcing:** Transverse Reinforcing is Conforming
- Reinforcing Ratio (p - p') / pbalanced:** From Current Design
- Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity:** Drops Load After Point E

The bottom screenshot shows the 'Frame Assignment - Hinges' table with the following data:

Hinge Property	Location Type	Relative Distance	Distance from End cm
Auto	Relative to clear length	0	
Auto M3	Relative to clear length	0	
Auto M3	Relative to clear length	1	

Below the table, the 'Auto Hinge Assignment Data' section shows:

- Type: From Tables in ASCE 41-13
- Table: Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item I
- DOF: M3

Nota. Tomado del software Etabs V19.1.0.

4.2.4.1 Carga de gravedad para procedimientos no lineales

Según (ASCE, 2017) para procedimientos no lineales, se consideran las acciones causadas por cargas de gravedad “QG” de la siguiente forma:

$$Q_G = Q_D + \% Q_L$$

Donde:

QG: Carga de gravedad

QD: Carga muerta

% QL: Porcentaje no menor al 25% de la carga viva

En la figura 88 se puede apreciar la asignación de la carga de gravedad que es considerada como condición inicial en el análisis no lineal estático y dinámico.

Figura 88

Asignación de la carga de gravedad inicial para procedimientos no lineales

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following settings:

- General:** Load Case Name: CGNL; Load Case Type: Nonlinear Static; Mass Source: Previous; Analysis Model: Default.
- Initial Conditions:** Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State; Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included).
- Loads Applied:**

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1
Load Pattern	Live	0.5
- Other Parameters:** Modal Load Case: Modal; Geometric Nonlinearity Option: None; Load Application: Full Load; Results Saved: Final State Only; Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis; Nonlinear Parameters: Default - Iterative Event-to-Event.

Nota. Tomado del software Etabs V19.1.0.

4.2.2 Análisis no lineal dinámico

4.2.2.1 Conjunto de registros de aceleraciones

Los registros de aceleración que se utilizarán en el presente proyecto de tesis fueron extraídos de la base de datos del CISMID. Además, la Norma E.030-Diseño Sismorresistente (2020), indica que se requiere emplear al menos tres conjuntos de registros de aceleración del suelo, en cada uno de los cuales se incorporan dos componentes en direcciones ortogonales. A continuación, se detallan los registros de aceleración empleados en el análisis no lineal dinámico.

Tabla 14

Descripción de los registros de aceleración utilizados

N°	Lugar	Fecha	Magnitud	Duración (seg)	PGA E-W (cm/s ²)	PGA N-S (cm/s ²)
1	Lima	17/10/1966	8,1 Mw	65,64	-180,56	-268,24
2	Áncash	31/05/1970	6,6 Mb	45,08	-105,05	-97,81
3	Lima	03/10/1974	6,6 Mb	97,96	-194,21	-180,09
4	Ica	15/08/2007	7,0 MI	218,06	-272,82	333,66

Nota. Adaptado del *Centro de Observación de Ingeniería Sísmica*, CEOIS, 2023, Centro Peruano-Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres.

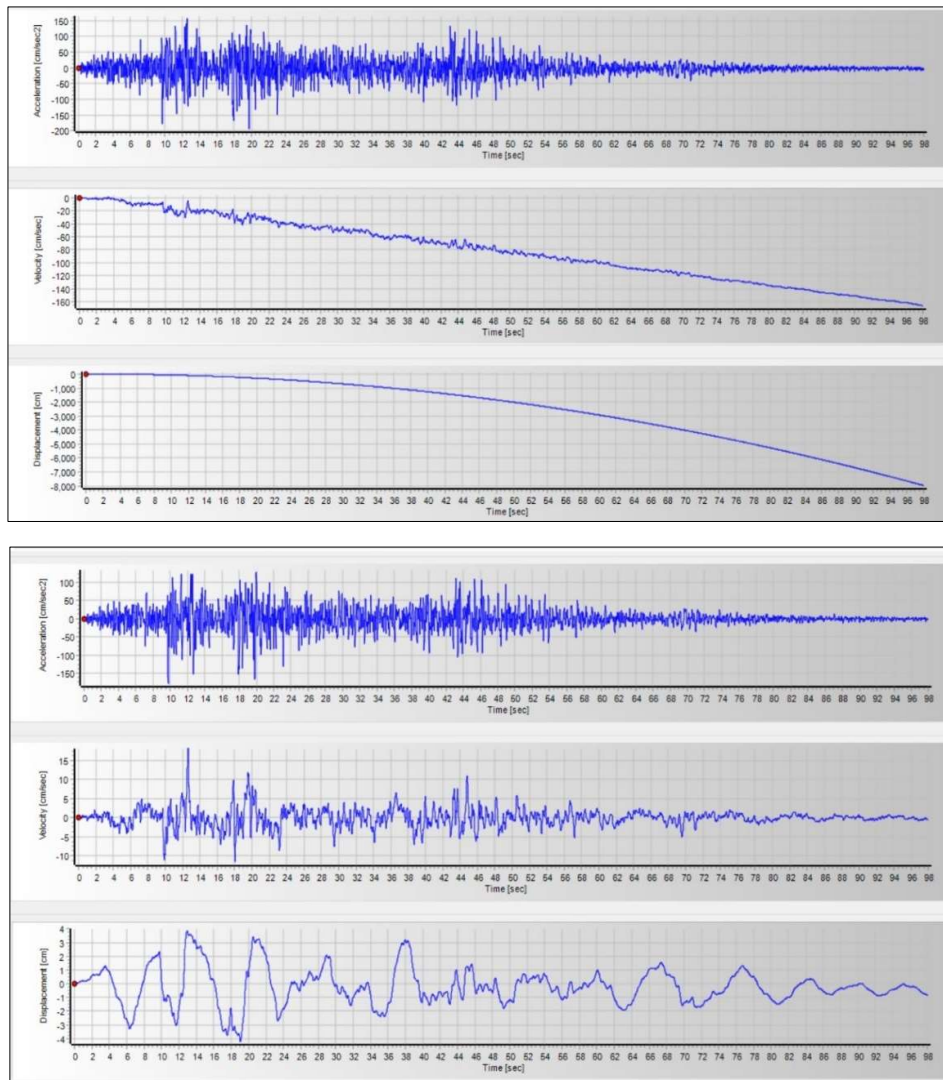
4.2.2.1 Tratamiento de registros sísmicos

Las señales sísmicas adquiridas por los acelerógrafos, necesitan un tratamiento previo antes de ser utilizados en la práctica. En primer lugar, se realiza una corrección por línea base con el objetivo de evitar la desviación de los acelerogramas respecto al centro. Posteriormente se efectúa el filtrado de la señal, el cual es empleado para remover el ruido de baja y alta frecuencia que se presentan en los sitios de registro, ocasionado por agentes externos como el paso de automóviles, ruido ambiental, etc., esto produce que a la señal original se superponga otra señal de cierto nivel, lo cual podría ocultar características

significativas de la misma, Florez & Lozano (2007). En la figura 89 se puede apreciar el tratamiento del registro sísmico del terremoto de Lima en el año 1974, esta corrección se realiza por medio del software SeismoSignal v2022.

Figura 89

Tratamiento del registro sísmico del terremoto de Lima - 1974



Nota. En la imagen superior se puede observar el registro sísmico del terremoto de Lima del año 1974, tal cual se extrajo de la base de datos del CEOIS. En la imagen inferior se visualiza el registro corregido. Tomado del *software SeismoSignal v2022*.

4.2.2.1 Escalamiento de registros sísmicos

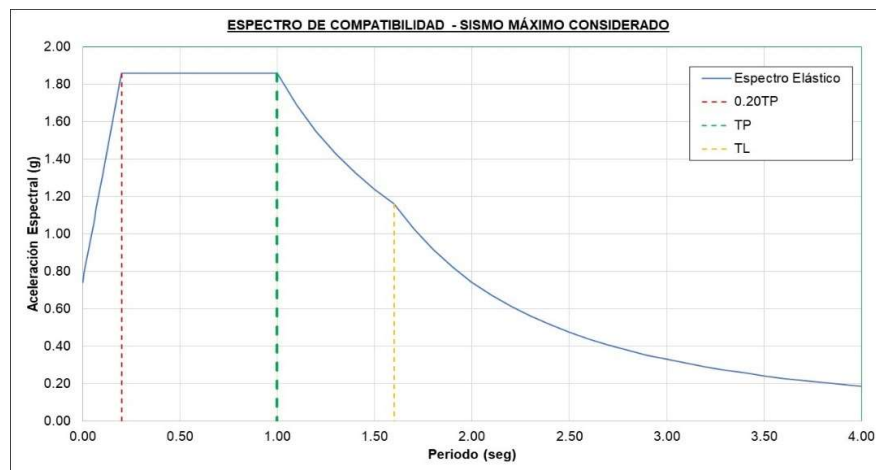
Para hacer que los registros de aceleración resulten compatibles con el espectro objetivo, se utiliza el software SeismoMatch, la cual emplea el algoritmo de wavelets propuesto por Abrahamson (1992) y Hancock et al. (2006) o el algoritmo planteado por Alatik & Abrahamson (2010). El procedimiento para hacer que los acelerogramas resulten espectro-compatibles es el siguiente:

- Cargar los registros sísmicos previamente corregidos
- Definir el espectro de respuesta objetivo
- Definir el algoritmo de coincidencia espectral
- Ajustar el rango de períodos de coincidencia espectral
- Establecer la tolerancia requerida
- Ejecutar la coincidencia espectral

En la figura 90 se muestra el espectro elástico con el sismo máximo considerado al que se escalarán los registros de aceleración.

Figura 90

Espectro elástico objetivo

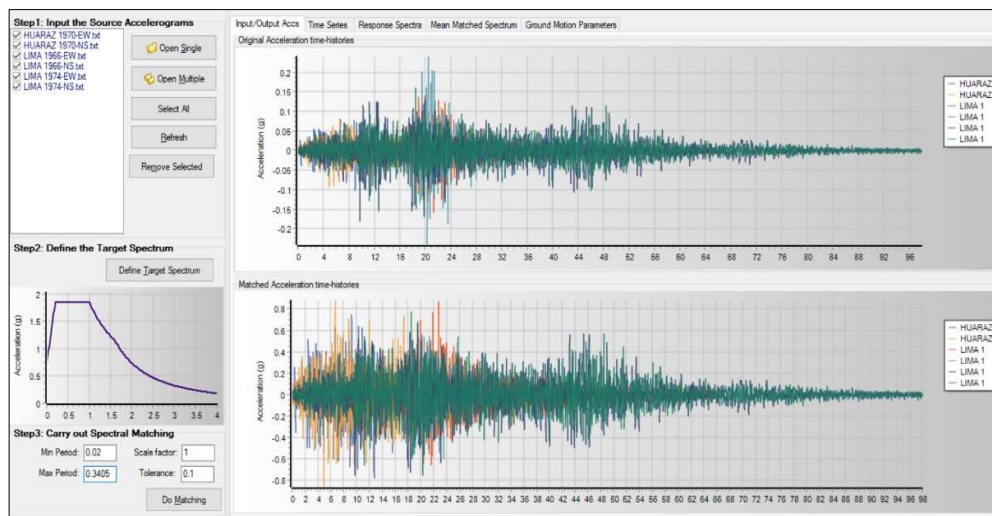


La Norma E.030-Diseño Sismorresistente, menciona que, para cada par de componentes horizontales de movimiento del terreno, se construye un espectro de pseudo aceleraciones tomando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS)

de los valores espectrales calculados para cada componente por separado, con 5% de amortiguamiento. Ambos componentes se escalan por un mismo factor, de modo que en el rango de periodos entre $0.2T$ y $1.5T$, el promedio de los valores espectrales SRSS obtenidos para los distintos juegos de registros no sea menor que la ordenada correspondiente del espectro de diseño, calculado con un factor $R=1$.

Figura 91

Escalamiento de los registros sísmicos



Nota. Tomado del software SeismoMatch v2022.

4.2.2.1 Recorte del registro sísmico

Debido a que el tiempo de procesamiento computacional para un análisis no lineal dinámico puede ser muy extenso, se empleó un recorte en los registros sísmicos obteniendo la duración significativa por medio de la intensidad de Arias, que según Aguirre & Vidal (2021), definen la duración significativa como la relación entre la máxima energía del evento sísmico y el tiempo transcurrido en la que se alcanza dicha energía. Para estimar la energía que libera el sismo, se emplea la siguiente ecuación:

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_f} a(t)^2 dt$$

Donde:

$a(t)^2$: aceleración del movimiento del terreno elevada al cuadrado

g : valor de la aceleración de la gravedad

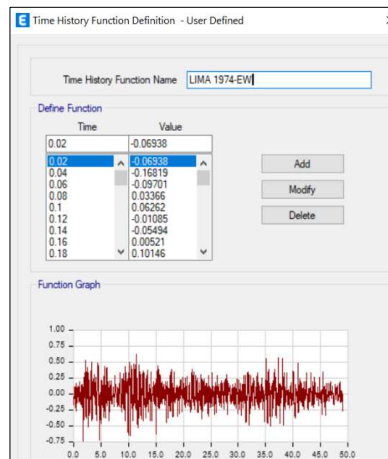
t : duración total del registro

Según Trifunac et al. (1975), como se citó en Alva et al. (2022), la duración significativa de un sismo está definida como el intervalo en el que se acumula entre el 5% y el 95% de la intensidad de Arias, la cual coincide, por lo general, con la fase fuerte del evento telúrico.

Figura 92

Valores de la intensidad de arias para el terremoto Lima-1974-EW

Time	Acceleration	Arias Intensity	Arias Intensity[%]	Energy Flux
7.90000	0.13647	1.31373	4.88027	585.94290
7.92000	0.13082	1.31900	4.89986	588.12105
7.94000	-0.00001	1.31900	4.89986	590.86781
7.96000	-0.07500	1.32074	4.90630	593.28046
7.98000	0.00679	1.32075	4.90635	595.40808
8.00000	0.15629	1.32828	4.93432	598.24693
8.02000	0.21594	1.34265	4.98770	603.09264
8.04000	0.11488	1.34672	5.00281	610.16962
8.06000	-0.06938	1.34820	5.00832	617.58643
8.08000	-0.16819	1.35692	5.04071	623.31667
8.10000	-0.09701	1.35982	5.05148	627.42082
8.12000	0.03366	1.36017	5.05278	631.17658
8.14000	0.06262	1.36138	5.05727	635.46792
8.16000	-0.01085	1.36141	5.05740	640.06198
8.18000	-0.05494	1.36234	5.06086	644.27311
57.02000	0.03534	25.50717	94.75452	12480.63328
57.04000	-0.03150	25.50747	94.75565	12480.78201
57.06000	-0.13219	25.51286	94.77566	12480.80715
57.08000	-0.21599	25.52723	94.82907	12480.91244
57.10000	-0.25633	25.54748	94.90429	12481.87236
57.12000	-0.26002	25.56832	94.98170	12484.74915
57.14000	-0.24185	25.58635	95.04866	12490.47262
57.16000	-0.20629	25.59946	95.09738	12499.55742
57.18000	-0.14336	25.60580	95.12091	12511.80172
57.20000	-0.03992	25.60629	95.12274	12525.89017
57.22000	0.09137	25.60886	95.13229	12539.44787
57.24000	0.20655	25.62201	95.18114	12550.13268
57.26000	0.26745	25.64405	95.26303	12556.95084
57.28000	0.26386	25.66551	95.34274	12560.46290
57.30000	0.20131	25.67800	95.38913	12561.97261



Nota. En la imagen superior se muestra los intervalos en el que se acumula entre el 5% y 95% de la intensidad de Arias. En la imagen inferior se visualiza el gráfico del registro recortado. Tomado de los softwares *SeismoSignal v2022* y *Etabs V19.1.0*.

4.3 RESULTADOS

4.3.1 Análisis no lineal estático

4.3.1.1 Formación de rótulas plásticas

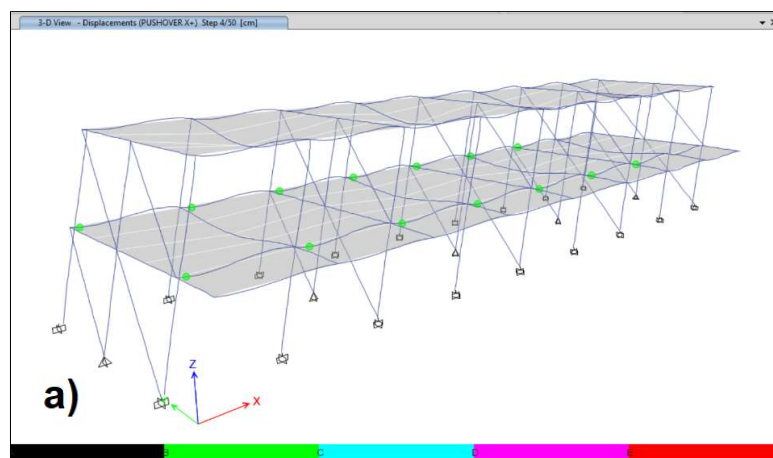
Luego de modelar el pabellón en evaluación de la institución educativa N°22459, considerando las propiedades no lineales y aplicando el análisis no lineal estático. Se obtuvo los siguientes resultados para cada dirección de análisis:

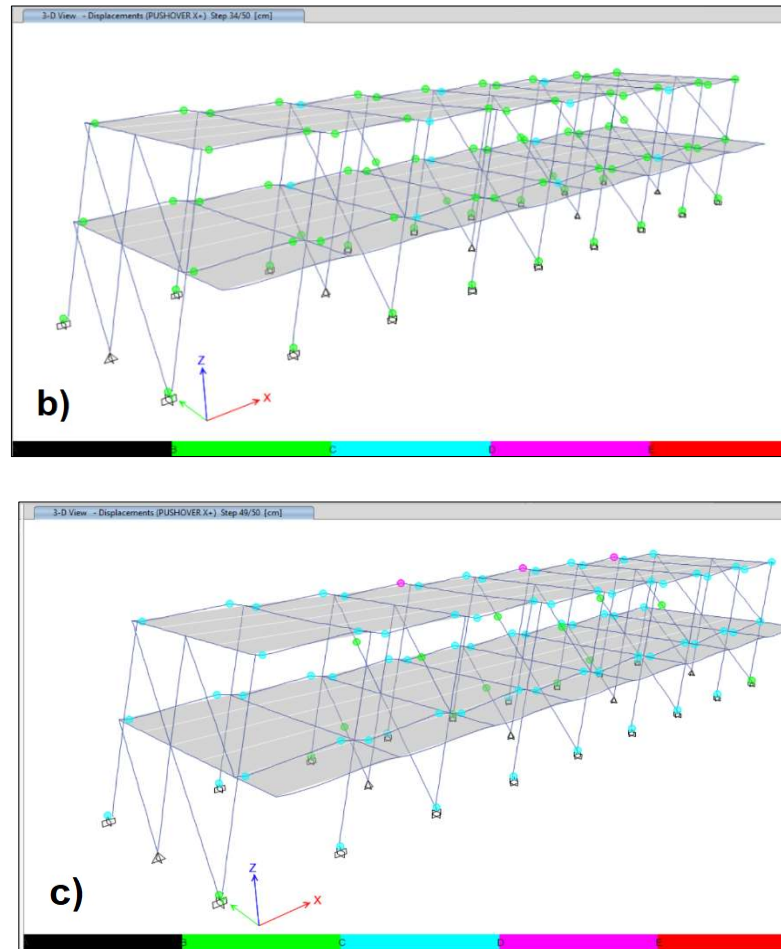
a) Dirección X+

En la figura 93-a, se puede visualizar la formación de las primeras rótulas plásticas “color verde” en las vigas, encontrándose en un nivel de desempeño operativo. En la figura 93-b, se puede apreciar la formación de rótulas plásticas “color cian” en las vigas, con un nivel de desempeño correspondiente a resguardo de vida. Asimismo, se observa la aparición de las primeras rótulas en la base de las columnas, presentando un nivel de desempeño operativo. Por último, en la figura 93-c, se puede observar la formación de rótulas plásticas “color magenta” en las vigas, con un nivel de desempeño cercano al colapso. Además, en las columnas se visualiza rótulas con un nivel de desempeño relacionado con el resguardo de vida.

Figura 93

Formación de rótulas plásticas en la dirección X+





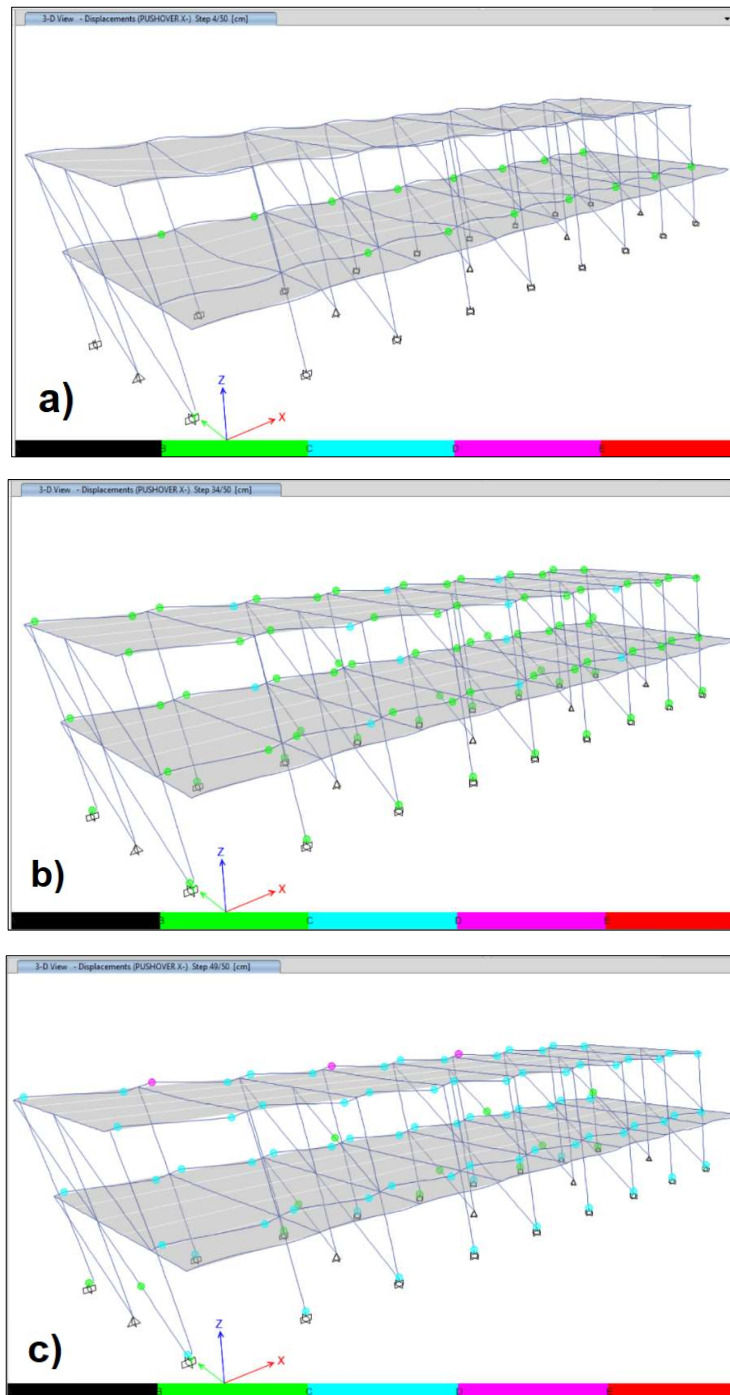
Nota. Tomado del software Etabs V19.1.0.

b) Dirección X-

En la figura 94-a, se puede visualizar la formación de las primeras rótulas plásticas “color verde” en las vigas, encontrándose en un nivel de desempeño operativo. En la figura 94-b, se puede apreciar la formación de rótulas plásticas “color cian” en las vigas, con un nivel de desempeño correspondiente a resguardo de vida. Asimismo, se observa la aparición de las primeras rótulas en la base de las columnas, presentando un nivel de desempeño operativo. Por último, en la figura 94-c, se puede observar la formación de rótulas plásticas “color magenta” en las vigas, con un nivel de desempeño cercano al colapso. Además, en las columnas se visualiza rótulas con un nivel de desempeño relacionado con el resguardo de vida.

Figura 94

Formación de rótulas plásticas en la dirección X-



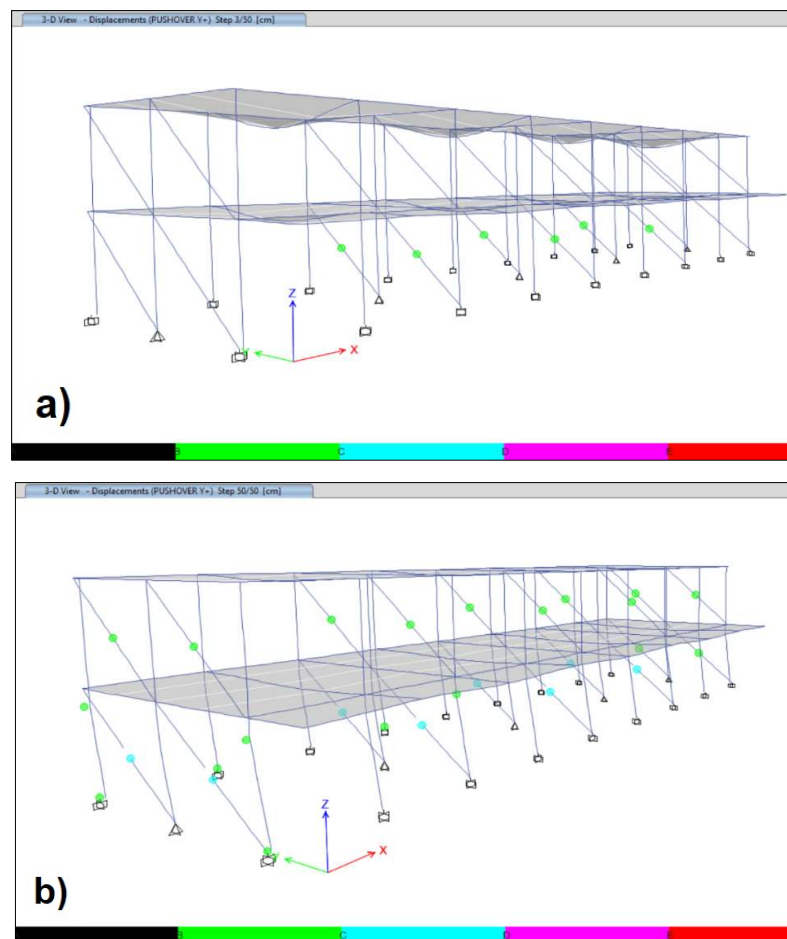
Nota. Tomado del software Etabs V19.1.0.

c) Dirección Y+

En la figura 95-a, se puede visualizar la formación de las primeras rótulas plásticas “color verde” en los puntales diagonales que representan a los muros de albañilería, encontrándose en un nivel de desempeño operativo. En la figura 95-b, se puede apreciar la formación de rótulas plásticas “color cian” en los puntales diagonales, con un nivel de desempeño correspondiente a resguardo de vida. Cabe mencionar que, pasado este límite la estructura entra en una etapa de inestabilidad, dando por finalizado el análisis.

Figura 95

Formación de rótulas plásticas en la dirección Y+



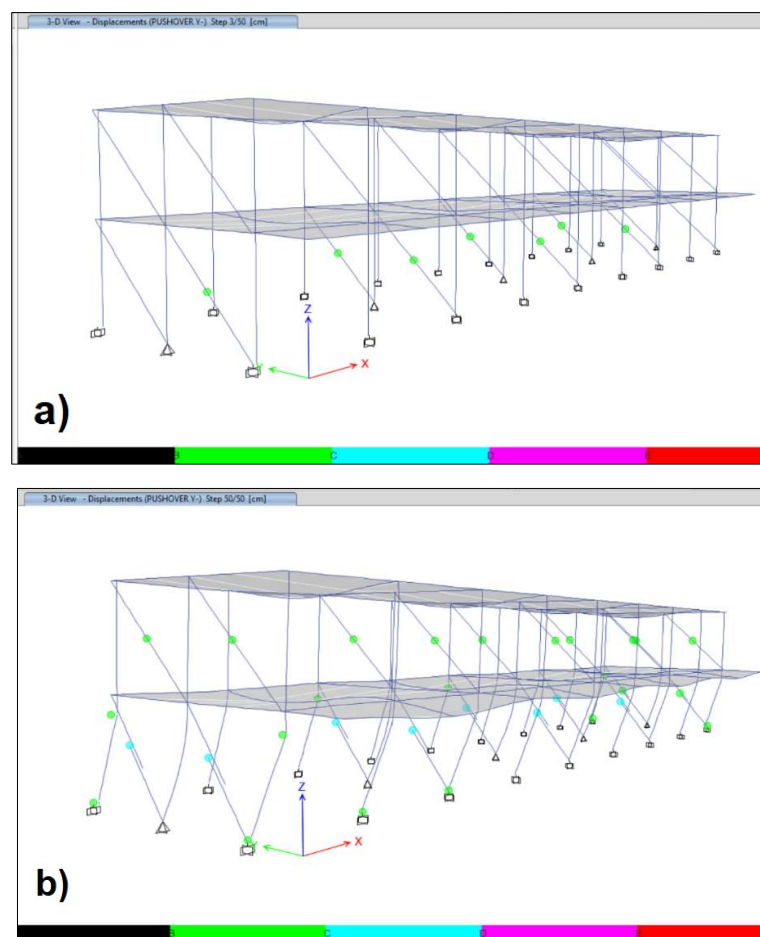
Nota. Tomado del software Etabs V19.1.0.

d) Dirección Y-

En la figura 96-a, se puede visualizar en los puntales diagonales la formación de las primeras rótulas plásticas “color verde”, encontrándose en un nivel de desempeño operativo. En la figura 96-b, se puede apreciar la formación de rótulas plásticas en los puntales diagonales y se caracterizan por tener un “color cian”, con un nivel de desempeño correspondiente a resguardo de vida. Cabe mencionar que, pasado este límite la estructura entra en una etapa de inestabilidad, dando por finalizado el análisis.

Figura 96

Formación de rótulas plásticas en la dirección Y-



Nota. Tomado del software Etabs V19.1.0.

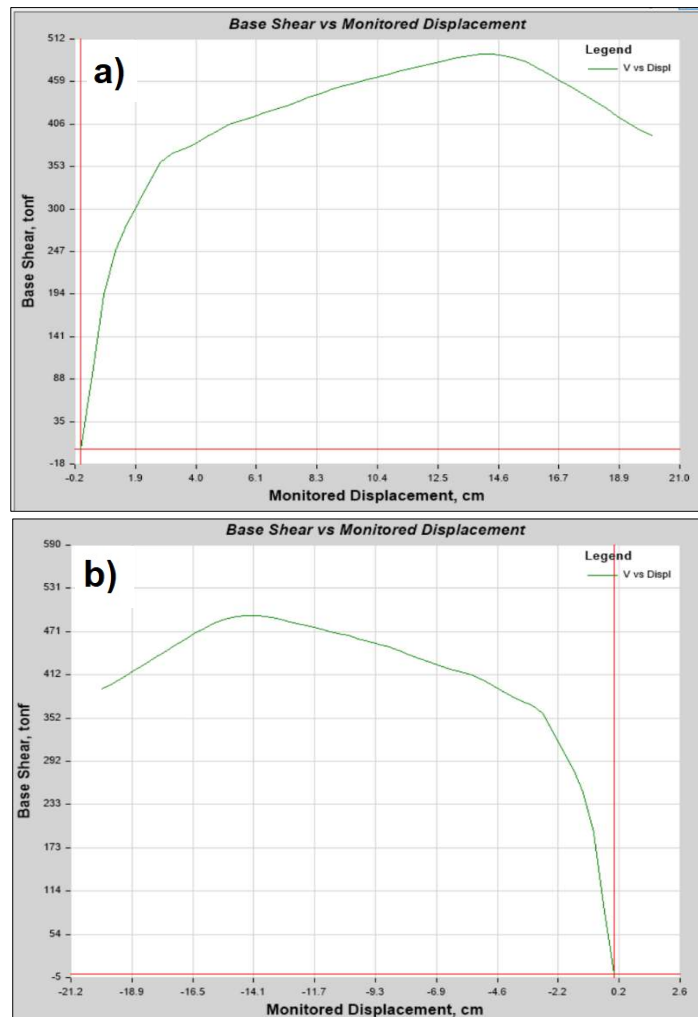
4.3.1.2 Curva de capacidad

4.3.1.2.1 Dirección “X+” y “X-”

La curva de capacidad que se puede visualizar en la figura 97-a, corresponde a la dirección “X+”, la cual presenta una fuerza cortante máxima de 492,87 tonf y un desplazamiento último de 20,04 cm. Asimismo, en la figura 97-b, corresponde a la curva de capacidad en la dirección “X-”, la cual presenta una fuerza cortante máxima de 493,05 tonf y un desplazamiento último de 20,10 cm.

Figura 97

Curva de capacidad en la dirección “X+” y “X-”



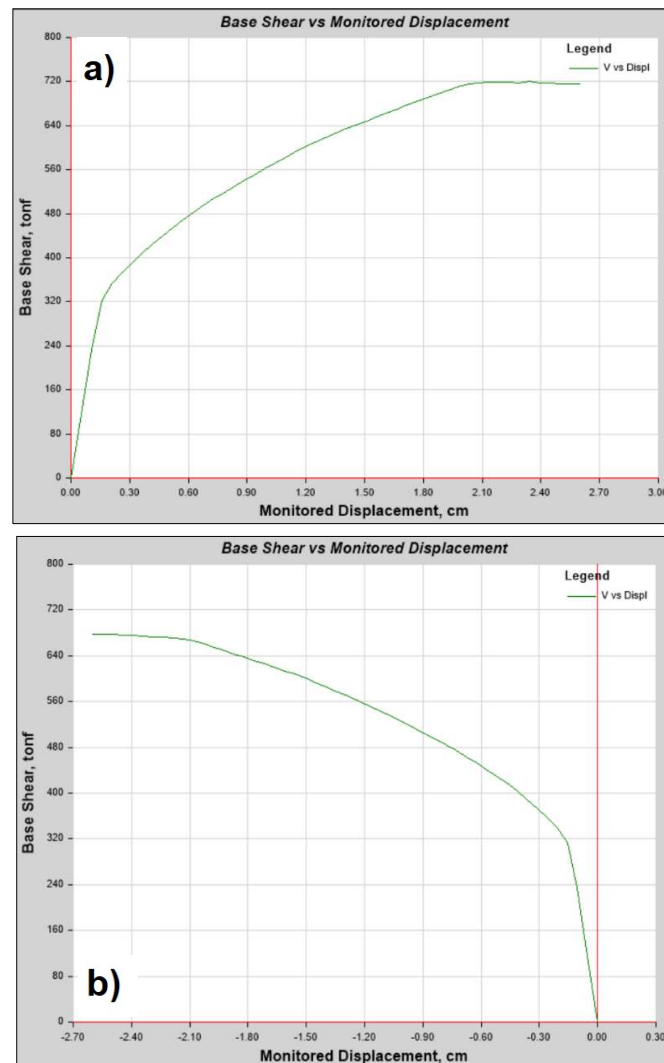
Nota. Tomado del software Etabs V19.1.0.

4.3.1.2.2 Dirección “Y+” e “Y-”

La curva de capacidad que se puede visualizar en la figura 98-a, corresponde a la dirección “Y+”, la cual presenta una fuerza cortante máxima de 719,99 tonf y un desplazamiento último de 2,62 cm. La curva de capacidad que se puede visualizar en la figura 98-b, corresponde a la dirección “Y-”, la cual presenta una fuerza cortante máxima de 677,90 tonf y un desplazamiento último de 2,59 cm

Figura 98

Curva de capacidad en la dirección “Y+” y “Y-”



Nota. Tomado del software Etabs V19.1.0.

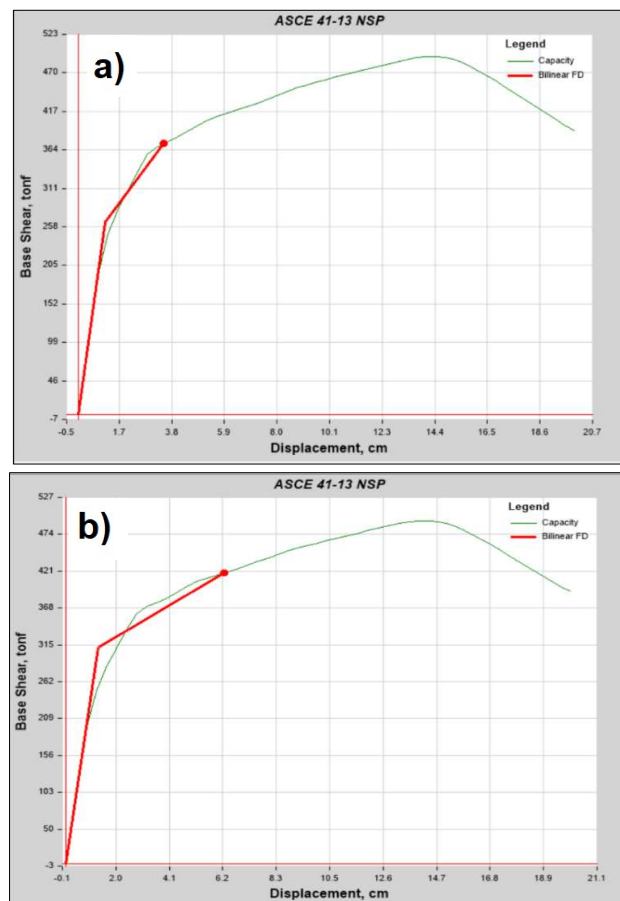
4.3.1.3 Punto de desempeño por el método de los coeficientes

4.3.1.3.1 Dirección X+

El punto de desempeño calculado por el método de los coeficientes que se puede visualizar en la figura 99, corresponde a la dirección “X+”, la cual, para un sismo de diseño con un periodo de retorno de 475 años, presenta una fuerza cortante de 373,17 tonf y un desplazamiento de 3,46 cm (ver figura 99-a). Además, para un sismo máximo considerado con un periodo de retorno de 2475 años, el punto de desempeño muestra una fuerza cortante de 418,14 tonf y un desplazamiento de 6,28 cm (ver figura 99-b).

Figura 99

Punto de desempeño empleando el método de los coeficientes en la dirección X+



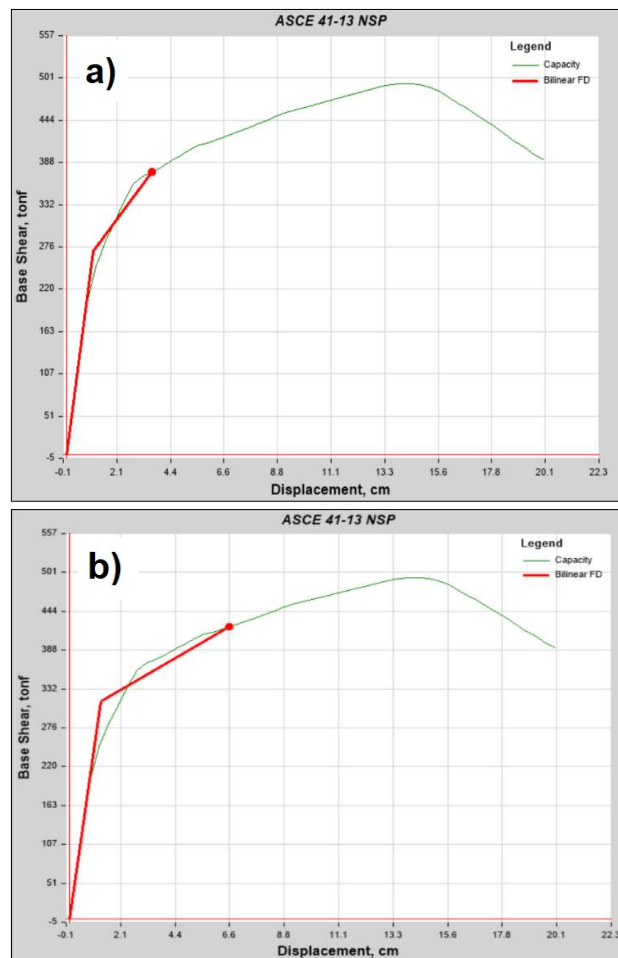
Nota. Tomado del software Etabs V19.1.0.

4.3.1.3.2 Dirección X-

El punto de desempeño calculado por el método de los coeficientes que se puede visualizar en la figura 100, corresponde a la dirección “X-”, la cual, para un sismo de diseño con un periodo de retorno de 475 años, presenta una fuerza cortante de 375,22 tonf y un desplazamiento de 3,58 cm (ver figura 100-a). Además, para un sismo máximo considerado con un periodo de retorno de 2475 años, el punto de desempeño muestra una fuerza cortante de 421,66 tonf y un desplazamiento de 6,59 cm (ver figura 100-b).

Figura 100

Punto de desempeño empleando el método de los coeficientes en la dirección X-



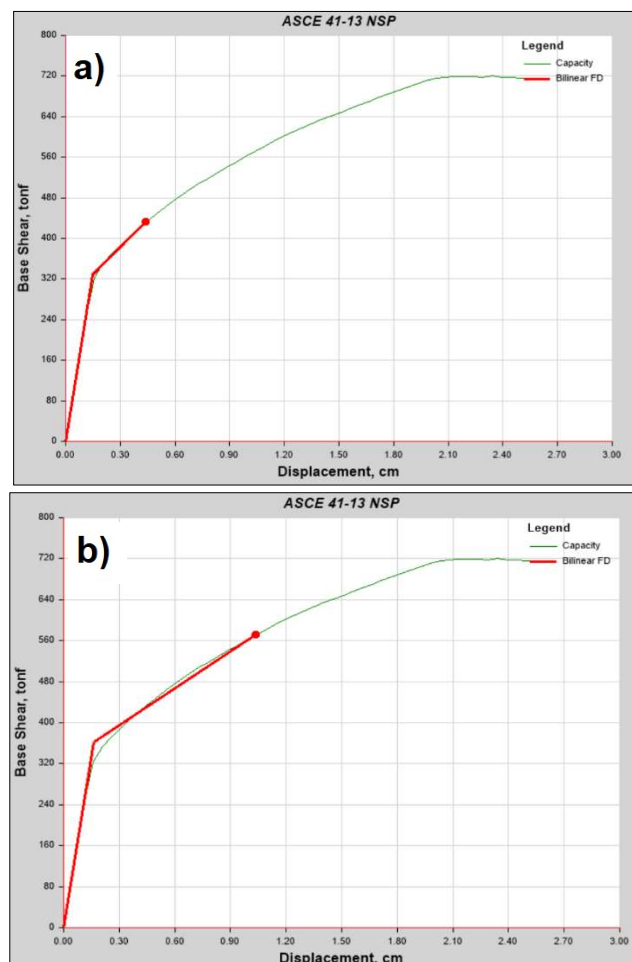
Nota. Tomado del software Etabs V19.1.0.

4.3.1.3.3 Dirección Y+

El punto de desempeño calculado por el método de los coeficientes que se puede visualizar en la figura 101, corresponde a la dirección “Y+”, la cual, para un sismo de diseño con un periodo de retorno de 475 años, presenta una fuerza cortante de 432,46 tonf y un desplazamiento de 0,44 cm (ver figura 101-a). Además, para un sismo máximo considerado con un periodo de retorno de 2475 años, el punto de desempeño muestra una fuerza cortante de 571,98 tonf y un desplazamiento de 1,03 cm (ver figura 101-b).

Figura 101

Punto de desempeño empleando el método de los coeficientes en la dirección Y+



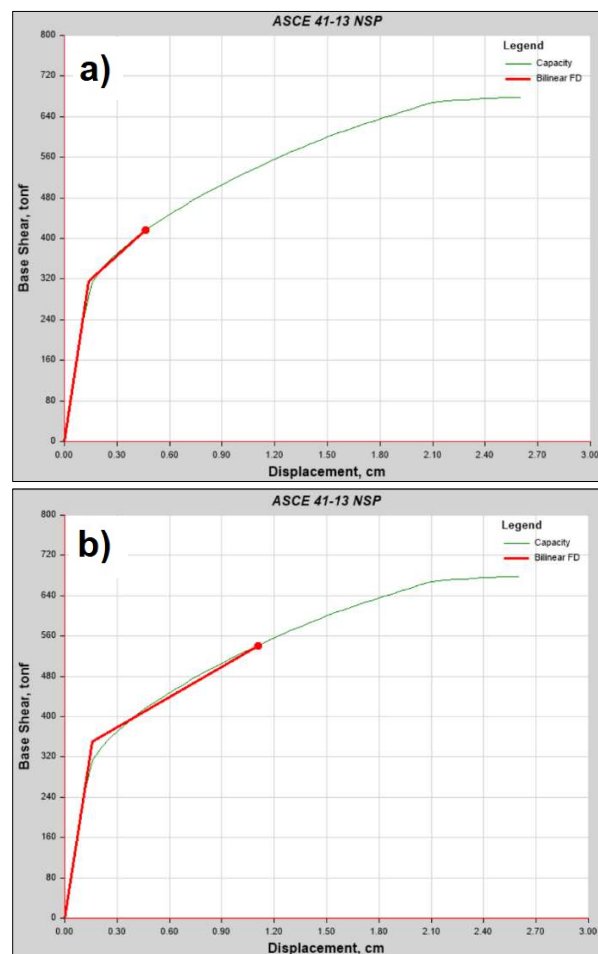
Nota. Tomado del software Etabs V19.1.0.

4.3.1.3.4 Dirección Y-

El punto de desempeño calculado por el método de los coeficientes que se puede visualizar en la figura 102, corresponde a la dirección “Y-”, la cual, para un sismo de diseño con un periodo de retorno de 475 años, presenta una fuerza cortante de 417,34 tonf y un desplazamiento de 0,46 cm (ver figura 102-a). Además, para un sismo máximo considerado con un periodo de retorno de 2475 años, el punto de desempeño muestra una fuerza cortante de 541,25 tonf y un desplazamiento de 1,10 cm (ver figura 102-b).

Figura 102

Punto de desempeño empleando el método de los coeficientes en la dirección Y-



Nota. Tomado del software Etabs V19.1.0.

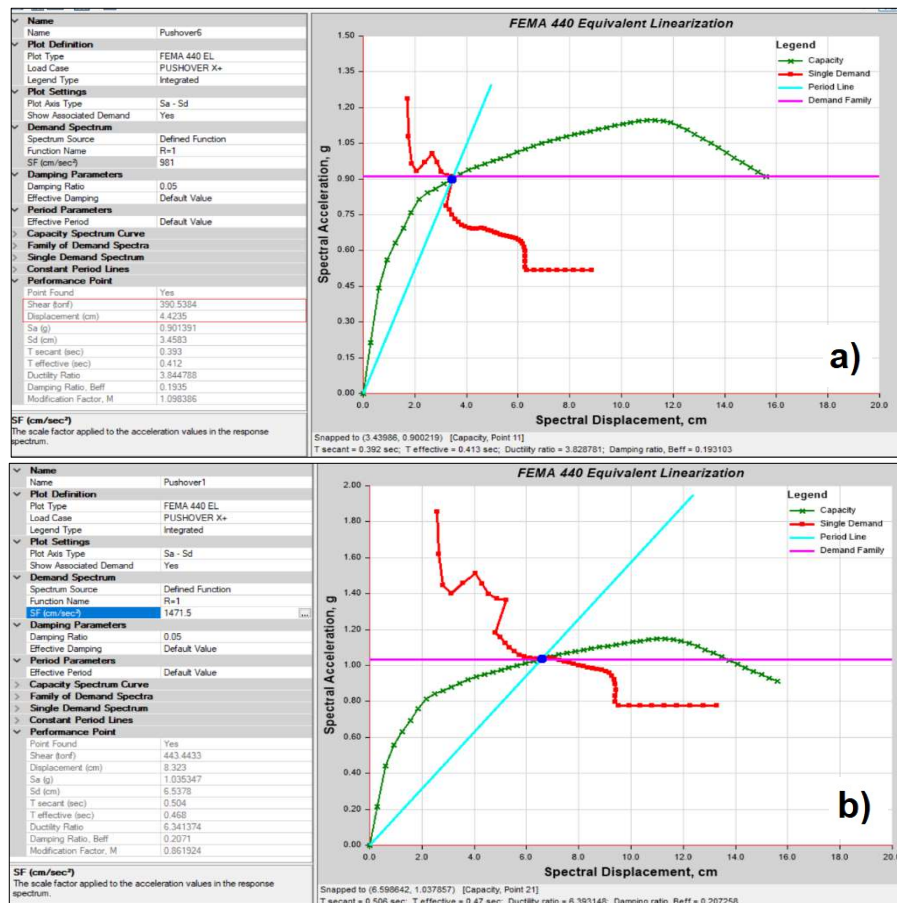
4.3.1.4 Punto de desempeño por el método del espectro de capacidad

4.3.1.4.1 Dirección X+

El punto de desempeño calculado por el método del espectro de capacidad que se puede visualizar en la figura 103, corresponde a la dirección “X+”. La cual, para un sismo de diseño con un periodo de retorno de 475 años, presenta una fuerza cortante de 390,53 tonf y un desplazamiento de 4,42 cm (ver figura 103-a). Además, para un sismo máximo considerado, con un periodo de retorno de 2475 años, el punto de desempeño muestra una fuerza cortante de 443,44 tonf y un desplazamiento de 8,32 cm (ver figura 103-b).

Figura 103

Punto de desempeño por el método del espectro de capacidad en la dirección X+



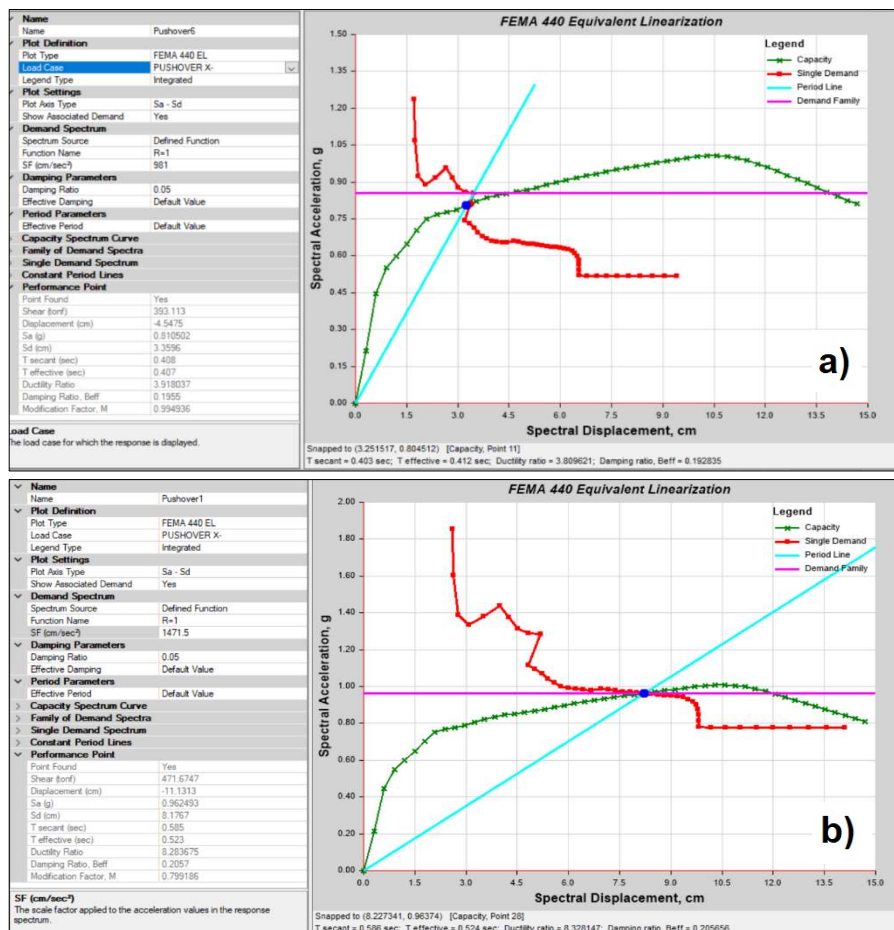
Nota. Tomado del software Etabs V19.1.0.

4.3.1.4.2 Dirección X-

El punto de desempeño calculado por el método del espectro de capacidad que se puede visualizar en la figura 104, corresponde a la dirección “X-”. La cual, para un sismo de diseño con un periodo de retorno de 475 años, presenta una fuerza cortante de 393,11 tonf y un desplazamiento de 4,55 cm (ver figura 104-a). Además, para un sismo máximo considerado, con un periodo de retorno de 2475 años, el punto de desempeño muestra una fuerza cortante de 471,67 tonf y un desplazamiento de 11,13 cm (ver figura 104-b).

Figura 104

Punto de desempeño por el método del espectro de capacidad en la dirección X-



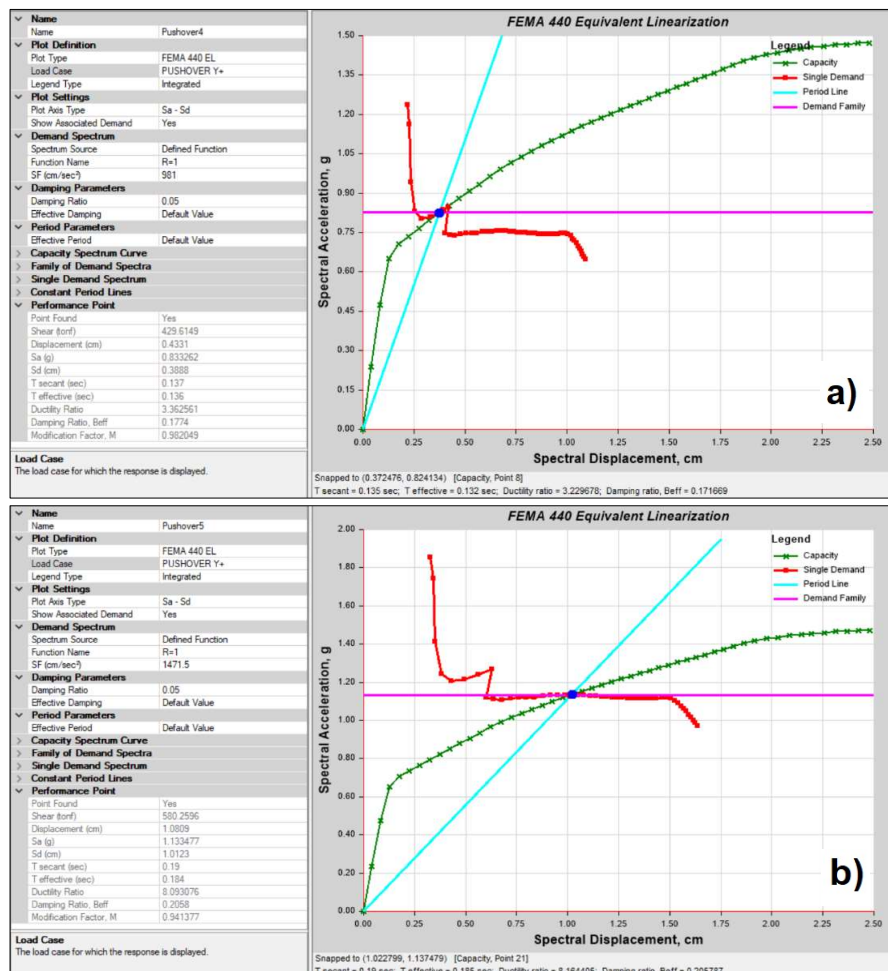
Nota. Tomado del software Etabs V19.1.0.

4.3.1.4.3 Dirección Y+

El punto de desempeño calculado por el método del espectro de capacidad que se puede visualizar en la figura 105, corresponde a la dirección “Y+”, la cual, para un sismo de diseño con un periodo de retorno de 475 años, presenta una fuerza cortante de 429,61 tonf y un desplazamiento de 0,43 cm (ver figura 105-a). Además, para un sismo máximo considerado, con un periodo de retorno de 2475 años, el punto de desempeño muestra una fuerza cortante de 580,26 tonf y un desplazamiento de 1,08 cm (ver figura 105-b).

Figura 105

Punto de desempeño por el método del espectro de capacidad en la dirección Y+



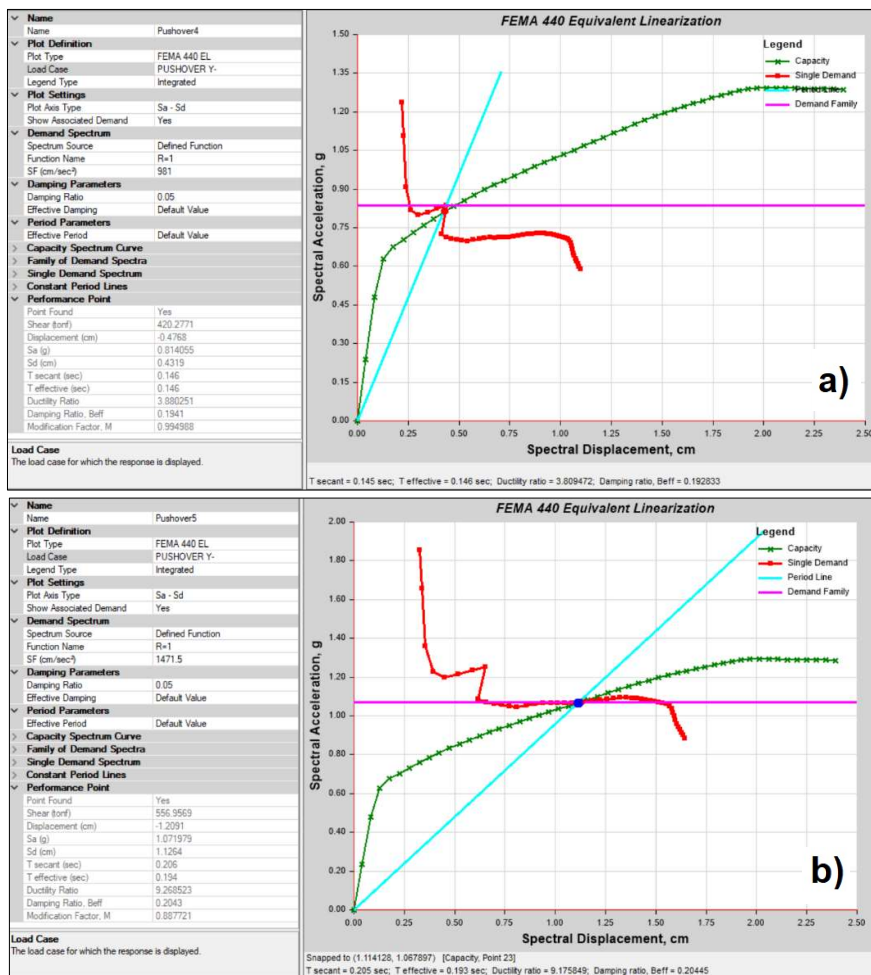
Nota. Tomado del software Etabs V19.1.0.

4.3.1.4.4 Dirección Y-

El punto de desempeño calculado por el método del espectro de capacidad que se puede visualizar en la figura 106, corresponde a la dirección “Y-”, la cual, para un sismo de diseño con un periodo de retorno de 475 años, presenta una fuerza cortante de 420,27 tonf y un desplazamiento de 0,48 cm (ver figura 106-a). Además, para un sismo máximo considerado, con un periodo de retorno de 2475 años, el punto de desempeño muestra una fuerza cortante de 556,95 tonf y un desplazamiento de 1,21 cm (ver figura 106-b).

Figura 106

Punto de desempeño por el método del espectro de capacidad en la dirección Y-



Nota. Tomado del software Etabs V19.1.0.

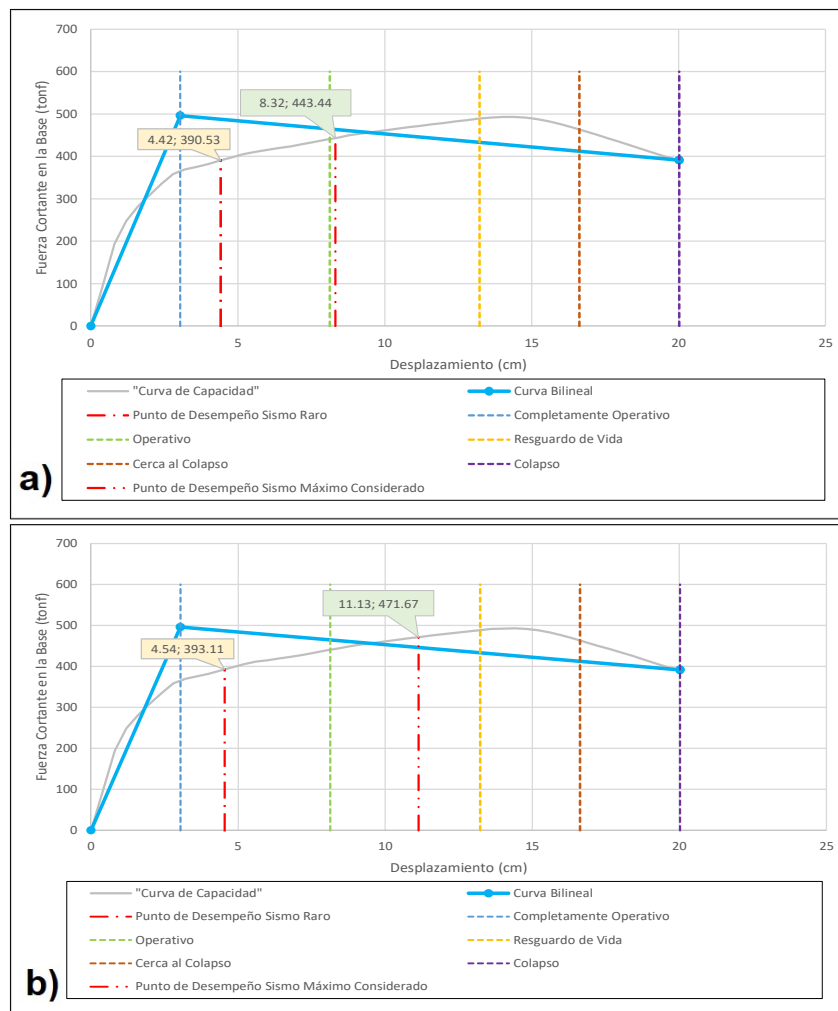
4.3.1.5 Sectorización de la curva de capacidad

4.3.1.5.1 Dirección X

Se realiza la sectorización de la curva de capacidad propuesta por el SEAOC sobre la base del desplazamiento inelástico de la estructura “ Δp ”. En la figura 107 se puede apreciar la sectorización de la curva de capacidad. Así como, la ubicación de los puntos de desempeño para un sismo con periodo de retorno de 475 años y para un sismo máximo considerado con periodo de retorno de 2475 años. Esto se evalúa para la dirección “X+” (ver figura 107-a) y “X-” (ver figura 107-b).

Figura 107

Sectorización de la curva de capacidad para evaluar la dirección “X+” y “X-”

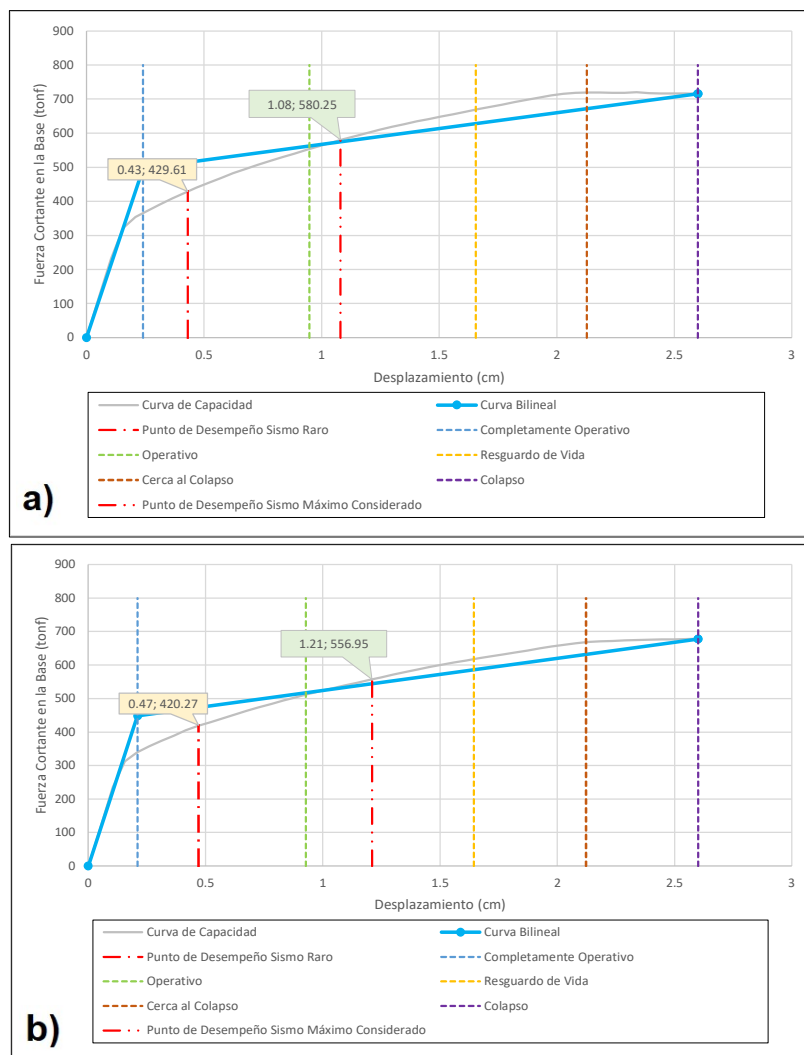


4.3.1.5.2 Dirección Y

Se realiza la sectorización de la curva de capacidad propuesta por el SEAOC sobre la base del desplazamiento inelástico de la estructura “ Δp ”. En la figura 108 se puede apreciar la sectorización de la curva de capacidad. Así como, la ubicación de los puntos de desempeño para un sismo con periodo de retorno de 475 años y para un sismo máximo considerado con periodo de retorno de 2475 años. Esto se evalúa para la dirección “Y+” (ver figura 108-a) y “Y-” (ver figura 108-b).

Figura 108

Sectorización de la curva de capacidad para evaluar la dirección “Y+” e “Y-”



4.3.2 Análisis no lineal dinámico

4.3.2.1 Desplazamiento con el sismo máximo considerado

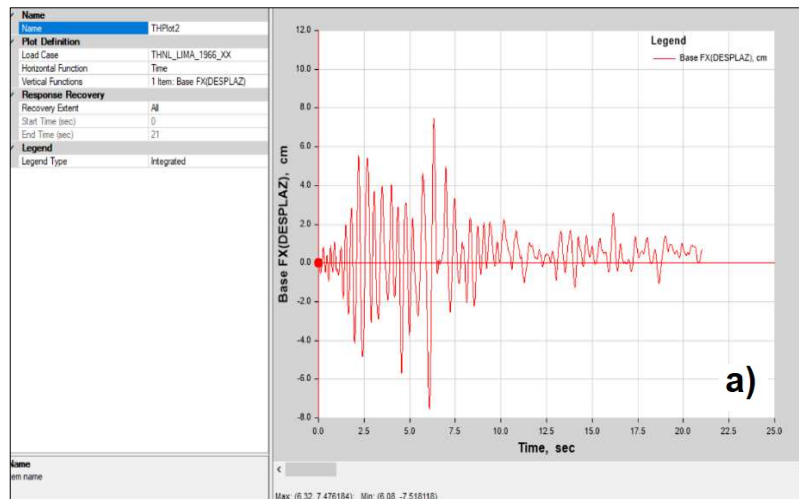
Para el análisis no lineal dinámico tiempo historia, se empleó 4 registros sísmicos, donde se estima el desplazamiento máximo que causa a la estructura de la institución educativa pública N°22459, un sismo con periodo de retorno de 2475 años. Esto se realiza con el objetivo de comparar los resultados obtenidos con el que nos brinda el análisis no lineal estático.

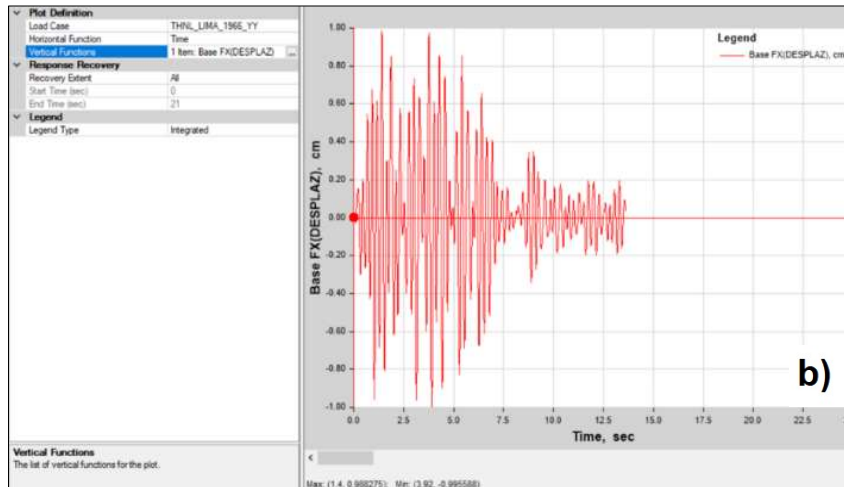
4.3.2.1.1 Terremoto del 17 de octubre de 1966 en Lima

En la figura 109, se puede apreciar que el registro sísmico del terremoto de Lima en el año 1966, al ser evaluado mediante el análisis no lineal dinámico, brinda un desplazamiento máximo en la dirección “X” de 7,51 cm, el cual ocurre en el instante de tiempo $t=6,08$ segundos (ver figura 109-a). Además, para la dirección “Y” el máximo desplazamiento presenta el valor de 0,99 cm, que se da en el instante de tiempo $t=3,92$ segundos (ver figura 109-b).

Figura 109

Resultado del registro sísmico del terremoto de Lima-1966





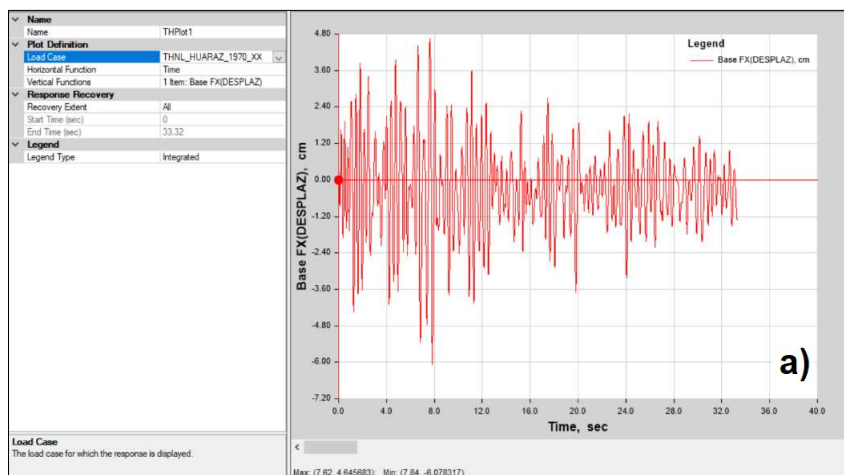
Nota. Tomado del software Etabs V19.1.0

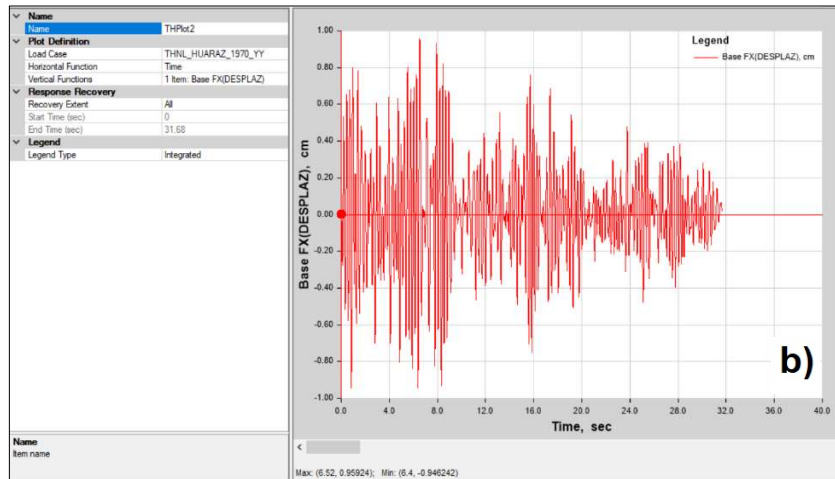
4.3.2.1.2 Terremoto del 31 de mayo de 1970 en Áncash

En la figura 110, se puede apreciar que el registro sísmico del terremoto de Ancash en el año 1970, al ser evaluado mediante el análisis no lineal dinámico, brinda un desplazamiento máximo en la dirección “X” de 6,07 cm, el cual ocurre en el instante de tiempo $t=7,84$ segundos (ver figura 110-a). Además, para la dirección “Y” el máximo desplazamiento presenta el valor de 0,95 cm, que se da en el instante de tiempo $t=6,52$ segundos (ver figura 110-b).

Figura 110

Resultado del registro sísmico del terremoto de Ancash-1970



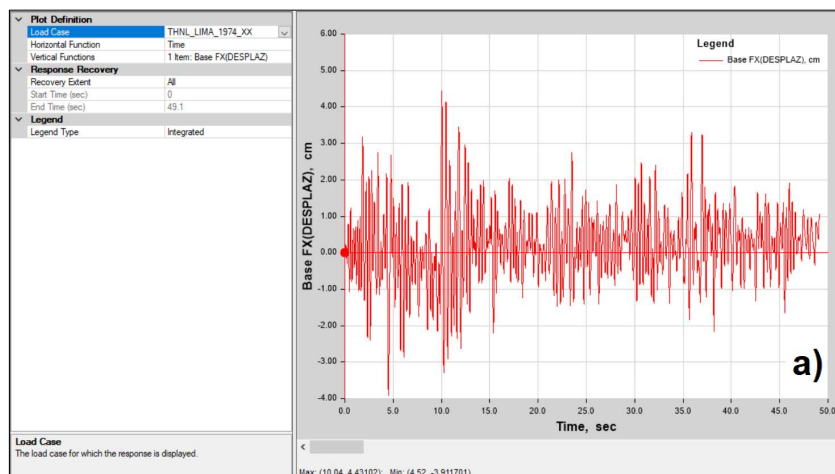


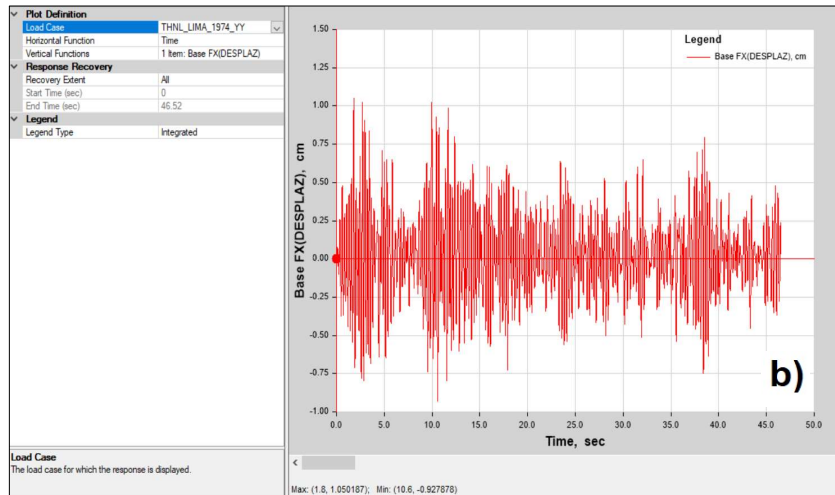
4.3.2.1.3 Terremoto del 03 de octubre de 1974 en Lima

En la figura 111, se puede apreciar que el registro sísmico del terremoto de Lima en el año 1974, al ser evaluado mediante el análisis no lineal dinámico, brinda un desplazamiento máximo en la dirección “X” de 4,43 cm, el cual ocurre en el instante de tiempo $t=10,04$ segundos (ver figura 111-a). Además, para la dirección “Y” el máximo desplazamiento presenta el valor de 1,05 cm, que se da en el instante de tiempo $t=1,8$ segundos (ver figura 111-b).

Figura 111

Resultado del registro sísmico del terremoto de Lima-1974



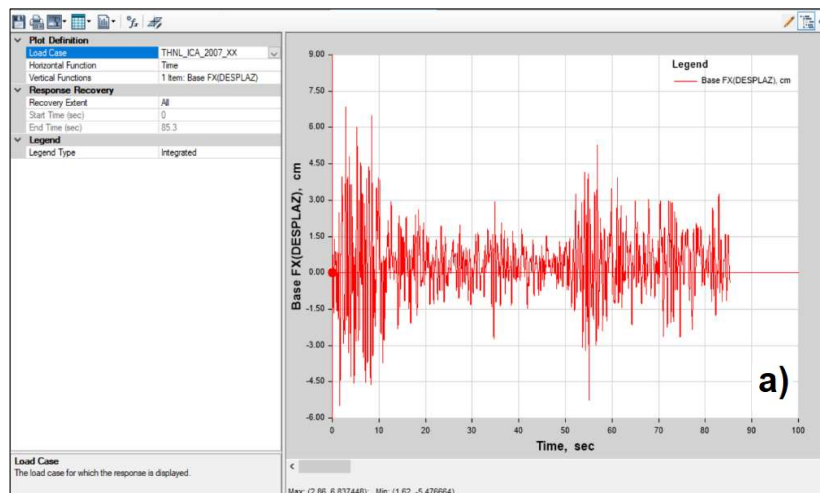


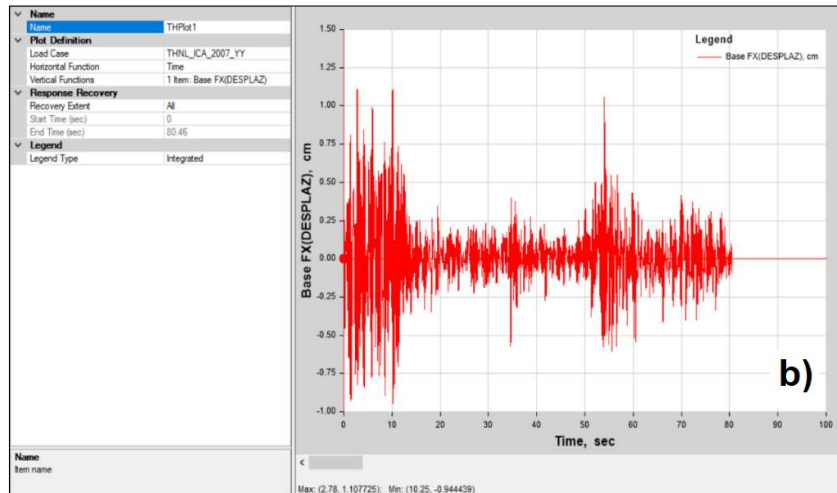
4.3.2.1.4 Terremoto del 15 de agosto de 2007 en Ica

En la figura 112, se puede apreciar que el registro sísmico del terremoto de Ica en el año 2007, al ser evaluado mediante el análisis no lineal dinámico, brinda un desplazamiento máximo en la dirección “X” de 6,83 cm, el cual ocurre en el instante de tiempo $t=2,86$ segundos (ver figura 112-a). Además, para la dirección “Y” el máximo desplazamiento presenta el valor de 1,10 cm, que se da en el instante de tiempo $t=2,78$ segundos (ver figura 112-b).

Figura 112

Resultado del registro sísmico del terremoto de Ica-2007





Nota. Tomado del software Etabs V19.1.0

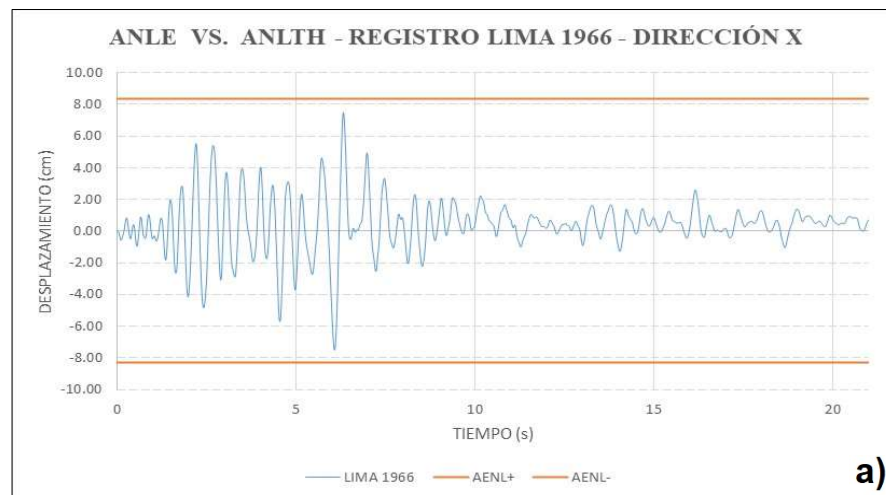
4.3.3 Análisis no lineal estático vs. no lineal dinámico

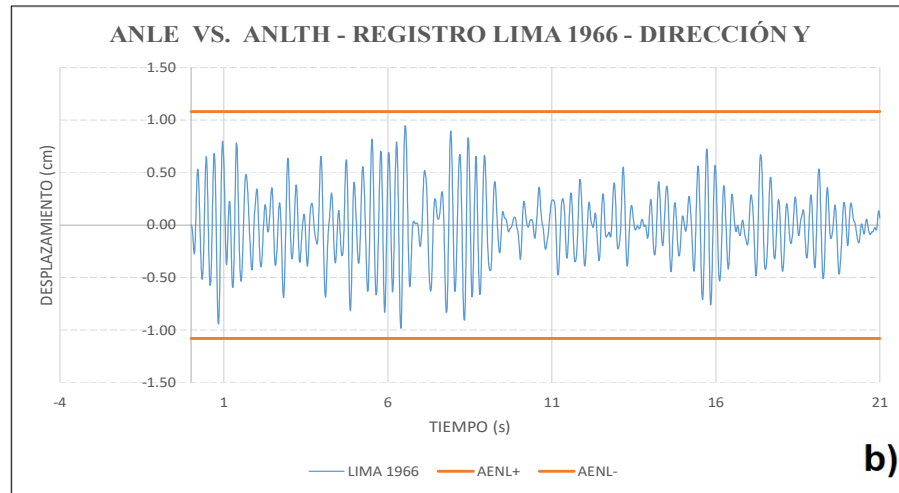
4.3.3.1 Terremoto del 17 de octubre de 1966 en Lima

Se realiza la comparación de los resultados obtenidos entre el análisis no lineal estático y no lineal dinámico para el terremoto de Lima de 1966. Obteniendo un porcentaje de similitud del 90,4% para la dirección “X” (ver figura 113-a) y un 91,1% para la dirección “Y” (ver figura 113-b).

Figura 113

Comparación ANLE VS. ANLTH - terremoto de Lima-1966



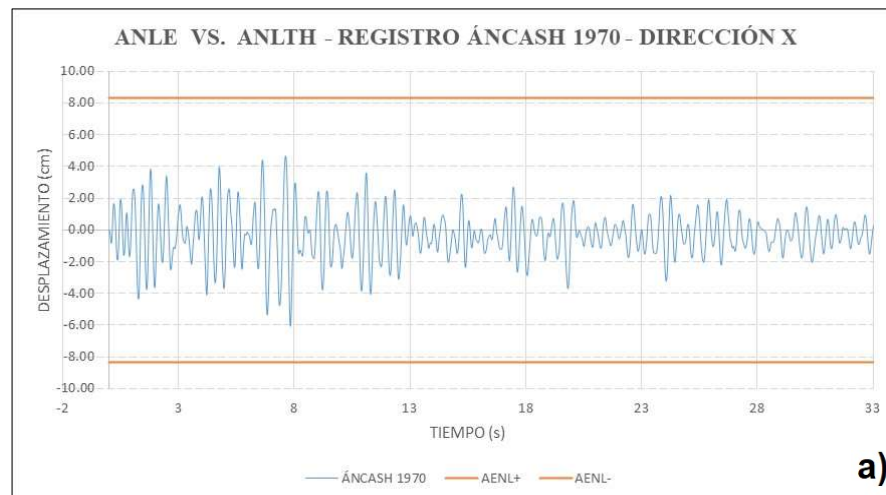


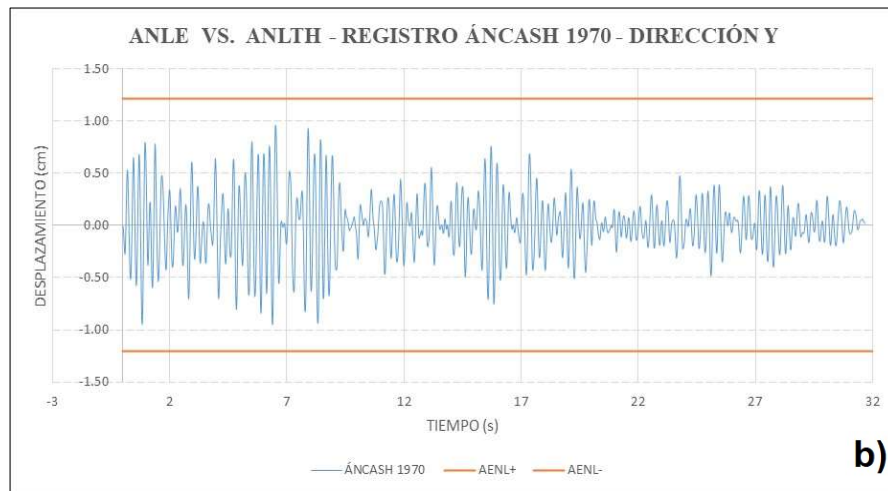
4.3.3.2 Terremoto del 31 de mayo de 1970 en Áncash

Se realiza la comparación de los resultados obtenidos entre el análisis no lineal estático y dinámico para el terremoto de Ancash de 1970, obteniendo un porcentaje de similitud del 73,1% para la dirección “X” (ver figura 114-a) y un 88,8% para la dirección “Y” (ver figura 114-b).

Figura 114

Comparación ANLE VS. ANLTH - terremoto de Ancash -1970



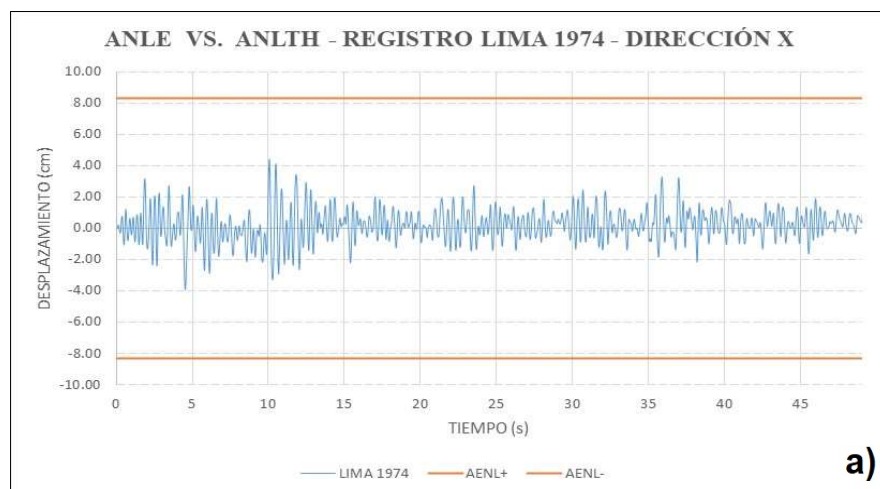


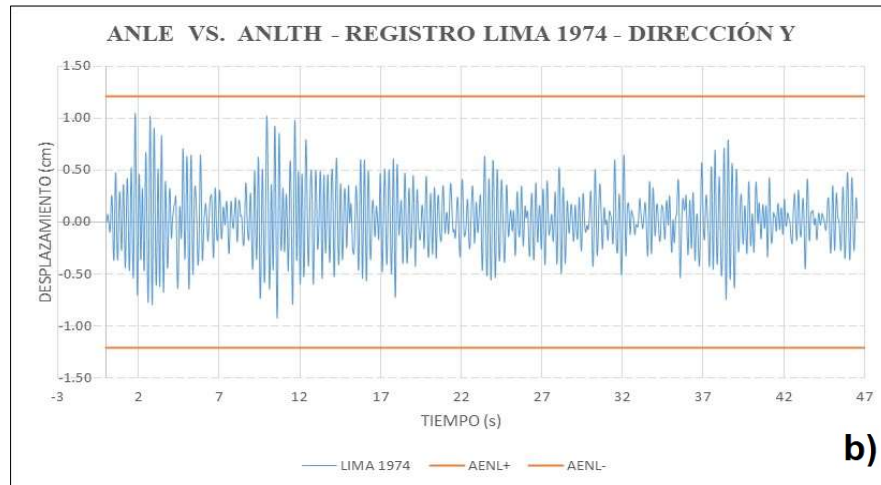
4.3.3.3 Terremoto del 03 de octubre de 1974 en Lima

Se realiza la comparación de los resultados obtenidos entre el análisis no lineal estático y dinámico para el terremoto de Lima de 1974, obteniendo un porcentaje de similitud del 53,3% para la dirección “X” (ver figura 115-a) y un 97,2% para la dirección “Y” (ver figura 115-b).

Figura 115

Comparación ANLE VS. ANLTH - terremoto de Lima -1974



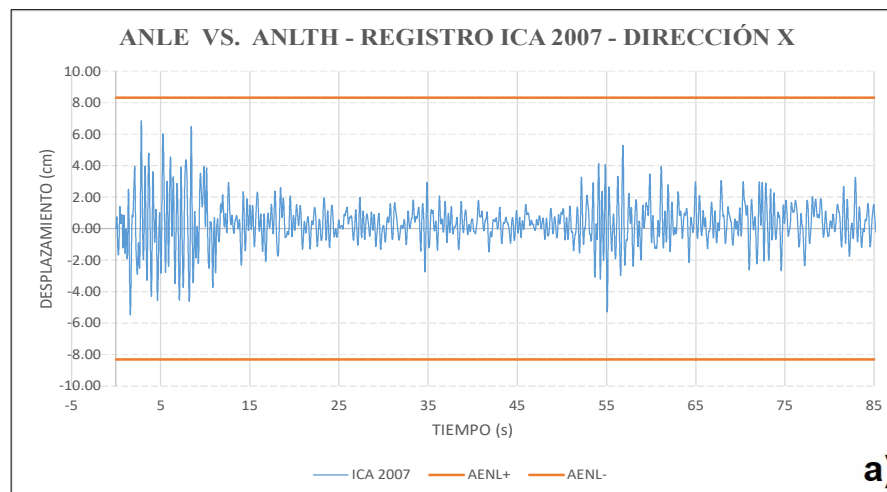


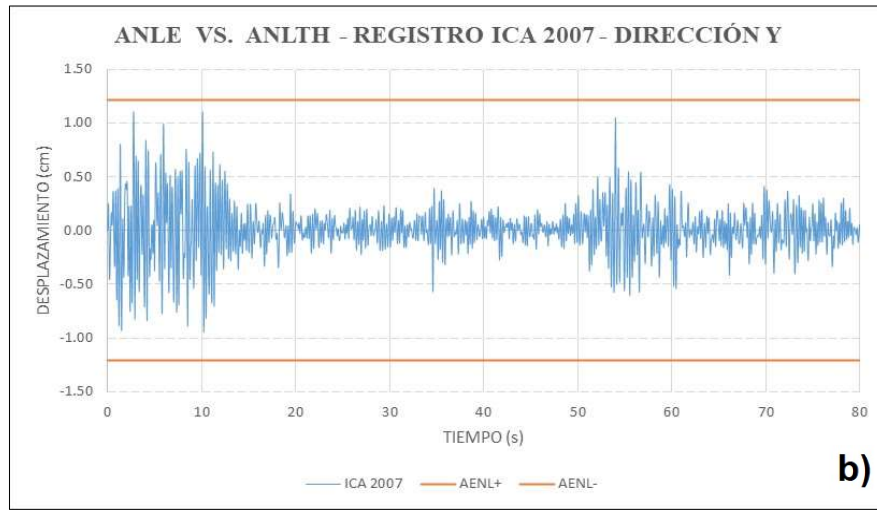
4.3.3.4 Terremoto del 15 de agosto de 2007 en Ica

Se realiza la comparación de los resultados obtenidos entre el análisis no lineal estático y dinámico para el terremoto de Ica de 2007, obteniendo un porcentaje de similitud del 82,2% para la dirección “X” (ver figura 116-a) y un 91,5% para la dirección “Y” (ver figura 116-b).

Figura 116

Comparación ANLE VS. ANLTH - terremoto de Ica -2007





4.4 PRUEBA ESTADÍSTICA

Para validar la hipótesis inicial, donde la estructura evaluada se ubica en un nivel de desempeño de resguardo de vida, para un sismo máximo considerado con periodo de retorno de 2475 años. Se realiza la prueba no paramétrica de Kruskal-Wallis, la cual se basa en el rango que puede utilizarse para corroborar si existen diferencias relevantes a nivel estadístico entre dos o más grupos de una variable independiente en una variable dependiente. Para llevar a cabo la metodología se empleó el software estadístico SPSS-Versión 25. Asimismo, se consideró un nivel de significancia de $\rho < 0,05$.

La norma E.030 - diseño sismorresistente (2020), reconoce la relación directa que existe entre el daño estructural y los desplazamientos laterales durante los sismos severos. Por lo tanto, se evaluará los desplazamientos en el punto de desempeño obtenidos mediante el método de los coeficientes, método del espectro capacidad y análisis dinámico tiempo historia.

En la tabla 15 y tabla 16, se detalla los valores de los desplazamientos laterales obtenidos en el análisis no lineal estático y no lineal dinámico en cada dirección.

Tabla 15

Datos para análisis estadístico – desplazamiento en dirección X-X

DESPLAZAMIENTO – SISMO MÁXIMO ESPERADO EN DIRECCIÓN X-X		
Método 1	Método 2	Método 3
Coeficientes (cm)	Espectro de Capacidad (cm)	Tiempo Historia (cm)
6,28	8,32	7,51
6,59	11,13	6,07
		4,43
		6,83

Tabla 16

Datos para análisis estadístico – desplazamiento en dirección Y-Y

DESPLAZAMIENTO – SISMO MÁXIMO ESPERADO EN DIRECCIÓN Y-Y		
Método 1	Método 2	Método 3
Coeficientes (cm)	Espectro de Capacidad (cm)	Tiempo Historia (cm)
1,03	1,08	0,99
1,10	1,21	0,95
		1,05
		1,10

La prueba de hipótesis es la siguiente:

H₀: Las medianas son iguales en todos los grupos (los desplazamientos laterales son iguales para los tres métodos de estudio)

H_a: Las medianas son diferentes en al menos un grupo (los desplazamientos laterales son diferentes para los tres métodos de estudio)

La regla de decisión será establecida de la siguiente forma:

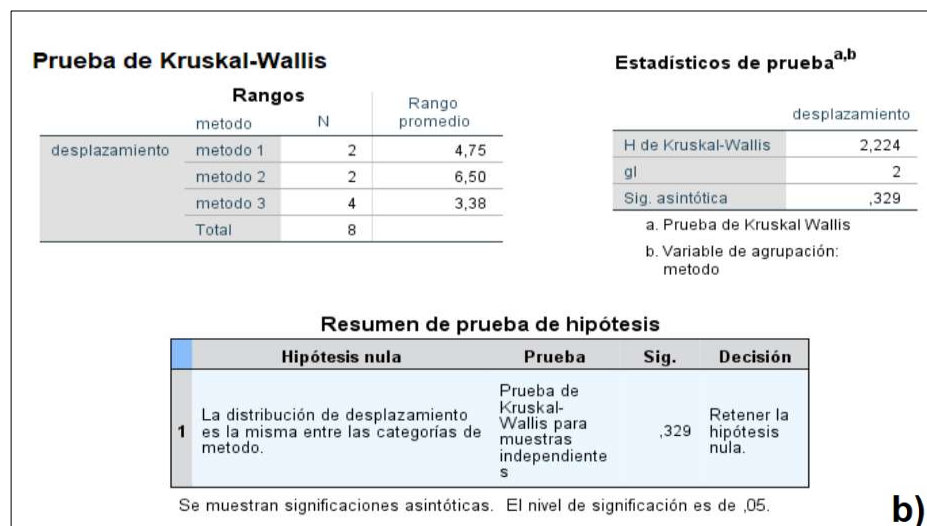
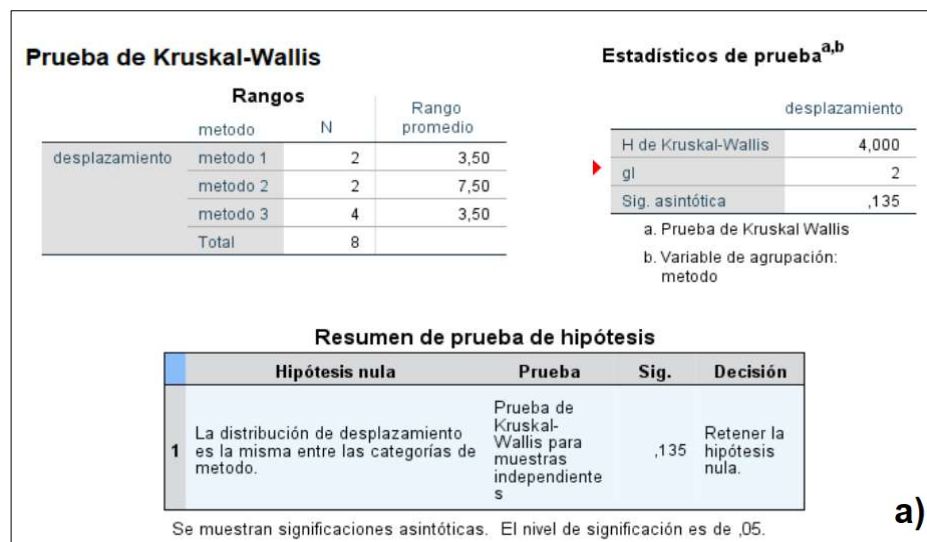
Si $\rho < 0,05$ aceptamos la Hipótesis Alterna **H_a**, rechazamos la Hipótesis Nula **H₀**.

Si $\rho \geq 0,05$ aceptamos la Hipótesis Nula **H₀**, rechazamos la Hipótesis Alterna **H_a**.

El resultado para la dirección X-X (ver figura 117-a) y para la dirección Y-Y (ver figura 117-b) muestra valores de $p=0,135$ y $p=0,329$, las cuales son mayores a 0.05, indicando que se retiene o acepta la hipótesis nula “ H_0 ”. Es decir, no existen diferencias significativas entre las medias de todos los grupos. Por lo tanto, los desplazamientos laterales obtenidos con los tres métodos de estudio, brindan valores confiables.

Figura 117

Resumen de prueba de hipótesis



Nota. Tomado del software estadístico SPSS – Versión 25

4.5 COMPROBACIÓN DE HIPÓTESIS

En esta fase, el objetivo es evaluar la validez de las hipótesis formuladas al inicio de la investigación, las cuales son las siguientes:

a) Hipótesis general

- **Hipótesis planteada:** “El nivel de desempeño sísmico evaluado mediante análisis no lineal estático y dinámico, se encuentra en resguardo de vida, considerando un sismo máximo esperado, para la institución educativa pública N°22459, en el distrito de Pisco-Ica, 2023.”
- **Teorías aplicadas:** Se aplicó el análisis pushover monotónico para obtener la curva de capacidad de la estructura. Posteriormente, se realizó la sectorización con los lineamientos propuestos por el SEAOC. Por último, para estimar el punto de desempeño se empleó el método de los coeficientes y el método de espectro de capacidad. Además, se contrastó los resultados con el análisis dinámico no lineal tiempo-historia.
- **Resultados obtenidos:** Los resultados obtenidos validan la hipótesis general planteada. La cual cumple con el desempeño mínimo que debe de tener una edificación esencial para el sismo máximo considerado, establecido implícitamente por la Norma E.030-diseño sismorresistente (2020).
- **Observaciones:** Según las pruebas estadísticas realizadas para los tres métodos empleados para estimar el punto de desempeño, se puede utilizar cualquiera de ellas. Sin embargo, en este caso se elige el método de espectro de capacidad, ya que presenta valores más conservadores al compararlo con el método de los coeficientes.

b) Hipótesis específica N°1

- **Hipótesis planteada:** “La curva de capacidad presenta valores en el rango de 400–500 tonf para la fuerza cortante máxima en la dirección “X” y para la dirección “Y” se encuentra entre 600–700 tonf. Además, el valor del desplazamiento lateral máximo para la dirección “X” se encuentra en el rango de 18-22 cm y para la dirección “Y” se encuentra entre 2,0–2,8 cm.”

- **Teorías aplicadas:** Se aplicó el análisis pushover monotónico en la cual se somete los pisos de un modelo estructural inelástico de edificio a un patrón de fuerzas laterales crecientes que representa una distribución simplificada de fuerzas inducidas por los sismos.
- **Resultados obtenidos:** Los resultados obtenidos validan la hipótesis específica N°1. Debido a que los resultados obtenidos de la curva de capacidad en la dirección “X” indican una fuerza cortante máxima de 492,87 tonf y un desplazamiento último de 20,04cm. Asimismo, en la dirección “Y” el valor de la fuerza cortante máxima es de 677,90 tonf y un desplazamiento último de 2,59cm. Estos resultados se encuentran ubicados entre los rangos de la estimación inicial planteada.
- **Observaciones:** La curva de capacidad se puede obtener con el análisis estático no lineal (pushover monotónico). Dado que este método lleva a la estructura hasta un punto de inestabilidad, en el cual ya no puede converger el análisis, indicando el colapso de la estructura.

c) Hipótesis específica N°2

- **Hipótesis planteada:** “El punto de desempeño para un sismo máximo considerado presenta una magnitud de fuerza cortante en la dirección “X” en el rango de 400 – 500 tonf y en la dirección “Y” se encuentra entre 500 – 600 tonf. Asimismo, el valor del desplazamiento lateral en la dirección “X” fluctúa entre 9,0 – 12,0 cm y en la dirección “Y” se encuentra entre 1,0 – 1,4 cm.”
- **Teorías aplicadas:** Para estimar el punto de desempeño se empleó el método de los coeficientes, propuesta por el ATC-40. Asimismo, se utilizó el método del espectro de capacidad, propuesto por el FEMA 440. Finalmente, se contrastó los resultados de los desplazamientos laterales con el análisis dinámico no lineal tiempo-historia.
- **Resultados obtenidos:** Los resultados obtenidos validan la hipótesis específica N°2. Debido a que los valores obtenidos del punto de desempeño para un sismo máximo considerado, empleando el método del espectro capacidad, en la dirección “X” indica una fuerza cortante de 471,67 tonf y

un desplazamiento lateral de 11,13 cm. Asimismo, en la dirección “Y” el valor de la fuerza cortante es de 556,95 tonf y un desplazamiento lateral de 1,21 cm. Por otro lado, empleando el método de los coeficientes, el valor de la fuerza cortante en la dirección “X” es de 421,66 tonf y un desplazamiento de 6,59cm. Además, en la dirección “Y” la fuerza cortante es de 541,25 tonf y un desplazamiento de 1,10 cm. Estos resultados se encuentran ubicados entre los rangos de la estimación inicial planteada.

- **Observaciones:** Cuando se determina el punto de desempeño empleando los métodos de los coeficientes y espectro de capacidad. El tipo de suelo es un factor importante a tener en cuenta. Debido a que cuando se evalúa en la dirección “X”, la cual es la dirección más flexible. Los desplazamientos presentan una similitud entre ambos métodos del 96%, utilizando un perfil de suelo “S1”. En cambio, cuando se utiliza un perfil de suelo “S2” los resultados entre ambos métodos muestran un 64% de similitud. Finalmente, con un perfil de suelo “S3”, se obtiene una similitud del 59%.

d) Hipótesis específica N°3

- **Hipótesis planteada:** “El porcentaje de similitud se encuentra en el rango del 80 – 95 % al comparar los resultados del desplazamiento lateral para un sismo máximo considerado, obtenidos del análisis no lineal estático y dinámico.”
- **Teorías aplicadas:** Se aplicó el análisis no lineal estático y no lineal dinámico.
- **Resultados obtenidos:** Los resultados obtenidos validan la hipótesis general planteada. Debido a que se obtuvo un porcentaje de similitud del 90,4% en la dirección “X” y un 97,2% en la dirección “Y”.
- **Observaciones:** Al realizar el análisis no lineal estático a una edificación de baja altura y que presente regularidad. Los resultados correspondientes al desplazamiento lateral son semejantes al obtenido mediante el análisis no lineal dinámico tiempo historia.

4.6 DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Como hipótesis general se había planteado que el nivel de desempeño sísmico evaluado mediante análisis no lineal estático y dinámico, se encuentra en resguardo de vida, considerando un sismo máximo esperado, para la institución educativa pública N°22459. Al respecto, podemos mencionar que el resultado obtenido en la investigación respalda la hipótesis general planteada. Asimismo, para un sismo raro con un periodo de retorno de 475 años, el nivel de desempeño se ubica en operativo. Estos resultados cumplen los objetivos de la norma peruana vigente E.030-Diseño Sismorresistente (2020). Además, guardan relación con la tesis de Barriga (2019), en la cual valida que el nivel de desempeño operativo, para un sismo con periodo de retorno de 475 años, es el adecuado para una edificación esencial.

Como hipótesis específica N°1, se planteó que la curva de capacidad presenta valores en el rango de 400 – 500 tonf para la fuerza cortante máxima en la dirección “X” y para la dirección “Y” se encuentra entre 600 – 700 tonf. Además, el valor del desplazamiento lateral máximo para la dirección “X” se encuentra en el rango de 18 - 22 cm y para la dirección “Y” se encuentra entre 2,0 – 2,8 cm. En este contexto, es posible destacar que los resultados obtenidos están dentro del rango fijado en la hipótesis planteada. Asimismo, en la presente investigación se obtiene un desplazamiento máximo de 2,59 cm en la dirección “Y”, la cual está gobernada por el sistema de albañilería confinada. Al contrastar los resultados con la tesis de Coral (2018), muestra que en el caso de los muros de albañilería confinada construidos con ladrillos tipo King Kong industrial, presenta un desplazamiento alrededor de 2 cm, ubicándose en la etapa de colapso. Por lo tanto, podemos concluir que los resultados se asemejan en un 77%. Debido a que en la evaluación de la institución educativa N°22459, los muros de albañilería están confinados en sus extremos por columnas de gran peralte, la cual le brinda una capacidad mayor de desplazamiento último en la dirección “Y”.

Como hipótesis específica N°2, se planteó que el punto de desempeño para un sismo máximo considerado presenta una magnitud de fuerza cortante en la

dirección “X” en el rango de 400 – 500 tonf y en la dirección “Y” se encuentra entre 500 – 600 tonf. Asimismo, el valor del desplazamiento lateral en la dirección “X” fluctúa entre 9,0 – 12,0 cm y en la dirección “Y” se encuentra entre 1,0 – 1,4 cm. En este sentido, cabe mencionar que los resultados obtenidos en la investigación están dentro del rango establecido en la hipótesis planteada. Además, con la prueba estadística no paramétrica de Kruskal-Wallis, se determinó que los desplazamientos laterales obtenidos con los tres métodos de estudio, brinda valores confiables.

Como hipótesis específica N°3, se planteó que el porcentaje de similitud se encuentra en el rango del 80 – 95 % al comparar los resultados del desplazamiento lateral para un sismo máximo considerado, obtenidos del análisis no lineal estático y dinámico. Al respecto, podemos mencionar que los resultados obtenidos están dentro del rango fijado en la hipótesis planteada. Asimismo, se respaldan los resultados con la tesis de Calcina (2017), en la cual existe una similitud del 96% en la dirección “X” y 95% en la dirección “Y”, al comparar los desplazamientos laterales obtenidos del análisis no lineal estático y no lineal dinámico. Aplicado a un edificio que no presenta las siguientes irregularidades: torsional, rigidez, resistencia y masa.

CONCLUSIONES

1. La evaluación del desempeño sísmico mediante análisis no lineal estático y dinámico de la institución educativa pública N°22459, presentó hallazgos significativos que contribuyen a una comprensión global del comportamiento de edificaciones conformadas por los sistemas estructurales de albañilería confinada y concreto armado. En ambas direcciones, se ha evaluado el escenario más desfavorable, alcanzando así el nivel de desempeño correspondiente a resguardo de vida para un sismo máximo considerado, con un periodo de retorno de 2475 años. Asimismo, la norma E.030 - diseño sismorresistente, reconoce la relación directa que existe entre el daño estructural y los desplazamientos laterales durante los sismos severos. Estableciendo implícitamente que el nivel de desempeño para una edificación esencial se debe de ubicar en resguardo de vida. Por lo tanto, la estructura evaluada en la presente tesis, cumple satisfactoriamente el nivel de desempeño exigido para la categoría a la cual corresponde.
2. La curva de capacidad evaluada en la dirección “X” más desfavorable, presenta una fuerza cortante máxima de 492,87 tonf y un desplazamiento último de 20,04 cm. Además, en la dirección “Y” el valor de la fuerza cortante máxima es de 677,90 tonf y el máximo desplazamiento es de 2,59 cm.
3. El punto de desempeño para un sismo máximo considerado, empleando el método del espectro capacidad, en la dirección “X” presenta una fuerza cortante de 471,67 tonf y un desplazamiento lateral de 11,13 cm. Asimismo, en la dirección “Y” el valor de la fuerza cortante es de 556,95 tonf y un desplazamiento lateral de 1,21 cm. Por otro lado, empleando el método de los coeficientes, el valor de la fuerza cortante en la dirección “X” es de 421,66 tonf y un desplazamiento de 6,59cm. Además, en la dirección “Y” la fuerza cortante es de 541,25 tonf y el desplazamiento presenta un valor de 1,10 cm.

4. Al comparar los resultados de los desplazamientos laterales obtenidos mediante el análisis no lineal estático y dinámico para un sismo máximo considerado. Se obtuvo un porcentaje de similitud del 90,4% en la dirección “X” y un 97,2% en la dirección “Y”. En conclusión, el análisis no lineal estático aplicado a edificaciones regulares y de baja altura, presenta resultados muy semejantes al obtenido mediante análisis no lineal dinámico; el cual es el método con mayor precisión que se puede encontrar para evaluar la respuesta sísmica de una estructura.

RECOMENDACIONES

1. Se recomienda a futuros investigadores, emplear ensayos que representen con mayor exactitud las propiedades y dimensiones que poseen los muros de albañilería confinada utilizados en edificaciones esenciales. Con el objetivo de realizar una calibración más realista en el software computacional. Asimismo, se necesita ensayos que consideren las cargas ortogonales en los muros de albañilería confinada, para poder tener una mejor comprensión del comportamiento fuera del plano. De esta forma se logrará obtener resultados más refinados en lo que respecta al desempeño sísmico de instituciones educativas modelo 780-actual.
2. Se recomienda a futuros investigadores, realizar una comparación entre otros modelos de representación de no linealidad en los muros de albañilería confinada, tales como: el método de muro frame con rótula concentrada (columna ancha), link diagonal multiplastic, link vertical multiplastic. Finalmente, comparar los resultados en lo que respecta a la curva de capacidad y encontrar ventajas y desventajas de su utilización.
3. Se recomienda a futuros tesisistas, realizar la evaluación del desempeño sísmico considerando diferentes perfiles de suelo e investigar la variabilidad de los resultados del punto de desempeño obtenidos mediante análisis no lineal estático. Utilizando el método del espectro capacidad y el método de los coeficientes.
4. Se recomienda a futuros tesisistas, realizar investigaciones en edificaciones de mayor altura o aquellas que presenten irregularidades, con el objetivo de determinar la variación en la similitud del desplazamiento lateral, al comparar los resultados obtenidos del análisis no lineal estático y no lineal dinámico. Asimismo, las guías y normas están en constante actualización, por lo que se recomienda realizar comparaciones futuras con las versiones de norma que se emplearon en este trabajo.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abrahamson, N. (1992). Non-stationary spectral matching. *Seismological Research Letters*, 63.
- Aguiar, R., Mora, D., & Rodríguez Michael. (2015). Moment- rotation and moment-curvature diagram for reinforced concrete and steel elements with ASCE/SEI 41 and computer system CEINCI-LAB . *CIENCIA*, 17,2.
- Aguirre, S., & Vidal, E. (2021). *Comportamiento estructural de una edificación esencial de mediana altura usando aisladores de base y disipadores SLB*.
- Alatik, L., & Abrahamson, N. (2010). An Improved Method for Nonstationary Spectral Matching. *Https://Doi.Org/10.1193/1.3459159*, 26(3), 601–617. <https://doi.org/10.1193/1.3459159>
- Alva, R. E., Pinzón, L. A., & Pujades, L. G. (2022). Intensidad de Arias y duración significativa en análisis dinámico de estructuras. *Ingeniería*, 32(2), 1–13. <https://doi.org/10.15517/RI.V32I2.49580>
- Anelli, A., Vona, M., & Hidalgo, S. S.-C. (2020). Comparison of different intervention options for massive seismic upgrading of essential facilities. *Buildings*, 10(10). <https://doi.org/10.3390/BUILDINGS10070125>
- Arias, F. (2012). *El Proyecto de Investigación - Introducción a la metodología científica* (6ta edición).
- ASCE. (2017). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. In *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers. <https://doi.org/10.1061/9780784414859>
- Aşıkoğlu, A., Vasconcelos, G., Lourenço, P. B., & Pantò, B. (2020). Pushover analysis of unreinforced irregular masonry buildings: Lessons from different modeling approaches. *Engineering Structures*, 218. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110830>

- Barriga, J. (2019). Propuesta de reforzamiento basado en desempeño del edificio de la Escuela de Psicología de la Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa, 2019. *Universidad Privada de Tacna*. <http://repositorio.upt.edu.pe/handle/20.500.12969/1429>
- Blondet, M., Vargas, J., Tarque, N., & Iwaki, C. (2011). Seismic resistant earthen Construction: The contemporary experience at the Pontificia Universidad Católica del Perú | Construcción sismorresistente en tierra: La gran experiencia contemporánea de la Pontificia Universidad Católica del Perú. *Informes de La Construcción*, 63(523), 41–50. <https://doi.org/10.3989/ic.10.017>
- Booth, E. (2018). Dealing with earthquakes: the practice of seismic engineering ‘as if people mattered.’ *Bulletin of Earthquake Engineering*, 16(4), 1661–1724. <https://doi.org/10.1007/S10518-017-0302-8>
- Borah, B., Kaushik, H. B., & Singhal, V. (2022). Lateral load-deformation models for seismic analysis and performance-based design of confined masonry walls. *Journal of Building Engineering*, 48. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2021.103978>
- Calcina, R. (2017). Evaluación del Desempeño Sísmico de un Edificio de Once Pisos Utilizando Análisis Estático y Dinámico No-Lineal. *Universidad Privada de Tacna*. <http://repositorio.upt.edu.pe/handle/20.500.12969/499>
- Caltrans. (2013). Seismic Design Criteria - Version 1.7. *California Department of Transportation*.
- Cardenas, O., Farfan, A., & Huaco, G. (2020). Seismic Risk Assessment of Peruvian Public School Buildings Using FEMA P-154 Rapid Visual Screening. *2020 Congreso Internacional de Innovacion y Tendencias En Ingenieria, CONIITI 2020 - Conference Proceedings*. <https://doi.org/10.1109/CONIITI51147.2020.9240369>
- Cardenas, O., Farfan, A., Huaco, G., & Stavridis, A. (2021). Seismic Performance Assessment of a Typical Peruvian Public-School Building. *IOP Conference*

Series: Materials Science and Engineering, 1048(1).
<https://doi.org/10.1088/1757-899X/1048/1/012014>

Carofilis, W., Perrone, D., O'Reilly, G. J., Monteiro, R., & Filiatrault, A. (2020). Seismic retrofit of existing school buildings in Italy: Performance evaluation and loss estimation. *Engineering Structures, 225*.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111243>

Computers & Structures Inc. (2017). *CSI Analysis Reference Manual*.

Coral, M. (2018). *Ensayos cíclicos en muros de albañilería confinada contruidos con ladrillo king kong de fabricación industrial*. Pontificia Universidad Católica del Perú.

Crainic, L., & Munteanu, M. (2013). *Seismic performance of concrete buildings*.
https://books.google.com/books/about/Seismic_Performance_of_Concrete_Building.html?id=MCjMBQAAQBAJ

Dowell, R. K., Seible, F., & Wilson, E. L. (1998). Pivot Hysteresis Model for Reinforced Concrete Members. *Structural Journal, 95(5)*, 607–617.
<https://doi.org/10.14359/575>

Estêvão, J. M. C., & Esteves, C. (2020). Nonlinear seismic analysis of existing RC school buildings: The “P3” school typology. *Buildings, 10(11)*, 1–16.
<https://doi.org/10.3390/buildings10110210>

Florez, C., & Lozano, C. (2007). *Análisis y tratamiento de señales de fuentes sismogénicas de campo cercano a San José de Cúcuta*.
https://www.researchgate.net/publication/237788100_ANALISIS_Y_TRATAMIENTO_DE_SENALES_DE_FUENTES_SISMOGENICAS_DE_CAMPO_CERCANO_A_SAN_JOSE_DE_CUCUTA

Gonzales, G., Aguilar, A., & Huaco, G. (2020). *Análisis Dinámico Incremental de un Hospital de 60 Años de Antigüedad con Muros de Albañilería Artesanal*.
<https://doi.org/10.18687/LACCEI2020.1.1.375>

- Hancock, J., Watson-Lamprey, J., Abrahamson, N. A., Bommer, J. J., Markatis, A., McCoy, E. M. M. A., & Mendis, R. (2006). An improved method of matching response spectra of recorded earthquake ground motion using wavelets. *Journal of Earthquake Engineering*, 10, 67–89. <https://doi.org/10.1080/13632460609350629>
- Hernández, R. (2014). *Metología de la Investigación* (6ta ed.).
- Hysenlliu, M., & Bilgin, H. (2020). Seismic performance assessment of a typified school building damaged during the 2019 Albanian earthquakes. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 989(1). <https://doi.org/10.1088/1757-899X/989/1/012030>
- Ilki, A., & Kumbasar, N. (2000). Hysteresis model for reinforced concrete members. *ASCE 14th Engineering Mechanics Conference*.
- Mander, J. B., Park, R., & Priestley, M. (1984). *Seismic Design of Bridge Piers*. University of Canterbury.
- Muñoz, A. (2004). Ingeniería Sismorresistente. In *Pontificia Universidad Católica del Perú*.
- Muñoz, A. (2020). Comentarios a la Norma E.030 Diseño Sismorresistente. In *SENCICO*.
- Najam, F. A. (2018). Nonlinear Static Analysis Procedures for Seismic Performance Evaluation of Existing Buildings – Evolution and Issues. *Sustainable Civil Infrastructures*, 180–198. https://doi.org/10.1007/978-3-319-61914-9_15
- National Institute of Standards and Technology. (2017). *Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings Part I - General*.
- NIST GCR 10-917-5. (2010). *Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design - A Guide for Practicing Engineers*.

- Ottazzi, G. (2013). *Diseño en Concreto Armado* (2da Edición). Asociación Capítulo Peruano del Instituto Americano del Concreto.
- Parammal Vatteri, A., & D'Ayala, D. (2021). Classification and seismic fragility assessment of confined masonry school buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 19(5), 2213–2263. <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01061-9>
- Park & Paulay. (1988). *Estructuras de Concreto Reforzado* (EDITORIAL LIMUSA, Ed.; Cuarta Reimpresión).
- Paulay, T., & Priestley, M. J. N. (1992). Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. <https://doi.org/10.1002/9780470172841>
- Peñaloza, R. (2021). Análisis estático incremental para estimar el desempeño sísmico de la “Institución Educativa G.U.E. San Carlos” Puno. *Universidad Privada de Tacna*. <http://repositorio.upt.edu.pe/handle/20.500.12969/1824>
- Petracca, M., Pelà, L., Rossi, R., Zaghi, S., Camata, G., & Spacone, E. (2017). Micro-scale continuous and discrete numerical models for nonlinear analysis of masonry shear walls. *Construction and Building Materials*, 149, 296–314. <https://doi.org/10.1016/J.CONBUILDMAT.2017.05.130>
- Priestley, M. J. N. (1997). Myths and fallacies in earthquake engineering. *Concrete International*, 19(2), 54–63. <https://doi.org/10.5459/BNZSEE.26.3.329-341>
- Purwana, Y. M., Goro, G. L., Fitri, S. N., Setiawan, B., & Arbianto, R. (2022). Assessment of Seismic Loss in Surakarta School Buildings. *Civil Engineering and Architecture*, 10(5), 1772–1787. <https://doi.org/10.13189/cea.2022.100506>
- Rankawat, N., Brzev, S., Jain, S. K., & Pérez Gavilán, J. J. (2021). Nonlinear seismic evaluation of confined masonry structures using equivalent truss model. *Engineering Structures*, 248. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.113114>

- Rom, A., & Kelman, I. (2020). Search without rescue? Evaluating the international search and rescue response to earthquake disasters. *BMJ Global Health*, 5(12). <https://doi.org/10.1136/bmjgh-2020-002398>
- San Bartolomé, Á., Quiun, D., & Silva, W. (2018). *Diseño y construcción de estructura sismorresistentes de albañilería* (Segunda Edición). Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial.
- Scapini, V. (2020). Disaster, infrastructure damage, and health. *International Journal of Safety and Security Engineering*, 10(2), 219–225. <https://doi.org/10.18280/ijssse.100208>
- Takeda, T., Sozen, M. A., & Nielsen, N. N. (1970). Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes. *Journal of the Structural Division*, 96(12), 2557–2573. <https://doi.org/10.1061/JSDEAG.0002765>
- Tarque, N., Chácará, C., & Sumerente, G. (2021). Vulnerability assessment of earthen structures. In *Seismic Vulnerability Assessment of Civil Engineering Structures at Multiple Scales: From Single Buildings to Large-Scale Assessment*. <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-824071-7.00006-8>
- Thwe, T., Le' Mya Thwin, N. S., & Hein, N. M. (2020). Global retrofitting strategies for an existing three-storied RC school building in mandalay, myanmar. *ASEAN Journal on Science and Technology for Development*, 37(2), 45–50. <https://doi.org/10.29037/AJSTD.616>
- Trifunac, M., Seismological, A. B.-B. of the, & 1975, undefined. (1975). A study on the duration of strong earthquake ground motion. *Pubs.Geoscienceworld.OrgMD Trifunac, AG BradyBulletin of the Seismological Society of America, 1975•pubs.Geoscienceworld.Org*, 65(3), 581–626. <https://pubs.geoscienceworld.org/ssa/bssa/article-abstract/65/3/581/101795>
- Villegas-Lanza, J. C., Chlieh, M., Cavalié, O., Tavera, H., Baby, P., Chire-Chira, J., & Nocquet, J. M. (2016). Active tectonics of Peru: Heterogeneous

interseismic coupling along the Nazca megathrust, rigid motion of the Peruvian Sliver, and Subandean shortening accommodation. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, 121(10), 7371–7394.
<https://doi.org/10.1002/2016JB013080>

APÉNDICE

ANEXO A

Estimación del ancho del puntal diagonal

ESTIMACIÓN DEL ANCHO DEL PUNTAL DIAGONAL

PROPIEDADES GENERALES ALBAÑILERÍA:

$$\text{Resistencia a la compresión axial } f'm := 65 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Resistencia al corte } v'm := 8.1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Módulo de elasticidad } Em := 500 \cdot f'm = 32500 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Módulo de corte } Gm := 0.4 \cdot Em = 13000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

PROPIEDADES GENERALES DEL CONCRETO ARMADO:

$$\text{Resistencia a la compresión axial } f'c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Módulo de elasticidad } Ec := 15000 \cdot \sqrt{f'c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 217370.651 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

SECCIÓN TRANSFORMADA DE CONCRETO A ALBAÑILERÍA:

$$\text{Relación modular } n := \frac{Ec}{Em} = 6.688$$

$$\text{Ancho de columna } B := 0.25 \text{ m}$$

$$\text{Ancho de columna transformada } B' := B \cdot n = 1.672 \text{ m}$$

DIMENSIONES DEL MURO DE ALBAÑILERÍA:

$$\text{Altura del entrepiso } h_w := 3.35 \cdot \text{m}$$

$$\text{Longitud del muro } L_w := 3.825 \cdot \text{m} + 3.825 \text{ m} = 7.65 \text{ m}$$

$$\text{Longitud Sección Transform. } L_{ST} := L_w + B' = 9.322 \text{ m}$$

$$\text{Espesor del muro } t_w := 0.23 \cdot \text{m}$$

$$\text{Inercia de la sección } I_w := 15.526511 \text{ m}^4$$

$$\text{Área de la sección } Ac := 2.1441 \cdot \text{m}^2$$

RIGIDEZ LATERAL ELÁSTICA DEL MURO DE ALBAÑILERÍA:

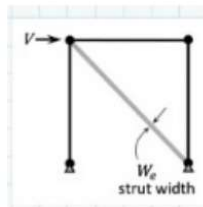
$$\beta := 3 \quad A_v := 0.8 \cdot A_c = 1.715 \text{ m}^2$$

$$K_L := \frac{1}{\frac{h_w^3}{\beta \cdot E m \cdot I_w} + \frac{h_w}{A_v \cdot G m}} = 57120.692 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

ANCHO DEL PUNTAL DIAGONAL PARA UN VANO:

$$\text{Longitud diagonal} \quad l_s := 5.085 \cdot m$$

$$\text{Longitud del vano} \quad L'_w := \frac{7.65 \cdot m}{2} = 3.825 \text{ m}$$



$$W_e := \frac{l_s^3 \cdot 0.5 \cdot K_L}{t_w \cdot L_w'^2 \cdot E m} = 3.434 \text{ m}$$

ANEXO B

Propiedades de las rótulas plásticas en los muros de albañilería confinada

PROPIEDADES DE LA RÓTULA PLÁSTICA - 1ER PISO MURO EXTERNO

$$\text{Resistencia al corte } v_m := 8.1 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Carga Axial } P_g := 24.70 \text{ tonnef}$$

$$\text{Factor de Reducción E.070 } \alpha := 1$$

$$\text{Altura del 1er Nivel } h := 3.35 \text{ m}$$

$$\text{Longitud Total del Muro } L := 3.825 \text{ m} + 3.825 \text{ m} = 7.65 \text{ m}$$

$$\text{Espesor del Muro } t := 0.23 \text{ m}$$

$$\text{Angulo de cada Diagonal } \theta := \text{atan}\left(\frac{h}{\frac{L}{2}}\right) = 41.212 \text{ deg}$$

$$V_m := 0.5 \cdot v_m \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0.23 \cdot P_g = 76.941 \text{ tonnef}$$

$$V_{m\acute{a}x} := 1.20 \cdot V_m = 92.329 \text{ tonnef}$$

$$V_u := 0.85 \cdot V_{m\acute{a}x} = 78.48 \text{ tonnef}$$

$$V_{cr} := 0.65 \cdot V_{m\acute{a}x} = 60.014 \text{ tonnef}$$

$$P_{cr} := \frac{V_{cr}}{\cos(\theta) \cdot 2} = 39.888 \text{ tonnef}$$

$$P_m := \frac{V_{m\acute{a}x}}{\cos(\theta) \cdot 2} = 61.367 \text{ tonnef} \quad \frac{P_m}{P_{cr}} = 1.538$$

$$P_u := \frac{V_u}{\cos(\theta) \cdot 2} = 52.162 \text{ tonnef} \quad \frac{P_u}{P_{cr}} = 1.308$$

$$\delta_{cr} := \frac{1}{800} = 0.001$$

$$D_{cr} := \delta_{cr} \cdot h \cdot \cos(\theta) = 3.15 \text{ mm}$$

$$\delta_m := \frac{1}{200} = 0.005$$

$$D_m := \delta_m \cdot h \cdot \cos(\theta) = 12.601 \text{ mm}$$

$$\delta_u := \frac{1}{115} = 0.009$$

$$D_u := \delta_u \cdot h \cdot \cos(\theta) = 21.914 \text{ mm}$$

PROPIEDADES DE LA RÓTULA PLÁSTICA - 1ER PISO MURO INTERNO

$$\text{Resistencia al corte } v_m := 8.1 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Carga Axial } P_g := 29.40 \text{ tonnef}$$

$$\text{Factor de Reducción E.070 } \alpha := 1$$

$$\text{Altura del 1er Nivel } h := 3.35 \text{ m}$$

$$\text{Longitud Total del Muro } L := 3.825 \text{ m} + 3.825 \text{ m} = 7.65 \text{ m}$$

$$\text{Espesor del Muro } t := 0.23 \text{ m}$$

$$\text{Angulo de cada Diagonal } \theta := \text{atan}\left(\frac{h}{\frac{L}{2}}\right) = 41.212 \text{ deg}$$

$$V_m := 0.5 \cdot v_m \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0.23 \cdot P_g = 78.022 \text{ tonnef}$$

$$V_{m\acute{a}x} := 1.20 \cdot V_m = 93.626 \text{ tonnef}$$

$$V_u := 0.85 \cdot V_{m\acute{a}x} = 79.582 \text{ tonnef}$$

$$V_{cr} := 0.65 \cdot V_{m\acute{a}x} = 60.857 \text{ tonnef}$$

$$P_{cr} := \frac{V_{cr}}{\cos(\theta) \cdot 2} = 40.449 \text{ tonnef}$$

$$P_m := \frac{V_{m\acute{a}x}}{\cos(\theta) \cdot 2} = 62.229 \text{ tonnef} \quad \frac{P_m}{P_{cr}} = 1.538$$

$$P_u := \frac{V_u}{\cos(\theta) \cdot 2} = 52.895 \text{ tonnef} \quad \frac{P_u}{P_{cr}} = 1.308$$

$$\delta_{cr} := \frac{1}{800} = 0.001$$

$$D_{cr} := \delta_{cr} \cdot h \cdot \cos(\theta) = 3.15 \text{ mm}$$

$$\delta_m := \frac{1}{200} = 0.005$$

$$D_m := \delta_m \cdot h \cdot \cos(\theta) = 12.601 \text{ mm}$$

$$\delta_u := \frac{1}{115} = 0.009$$

$$D_u := \delta_u \cdot h \cdot \cos(\theta) = 21.914 \text{ mm}$$

PROPIEDADES DE LA RÓTULA PLÁSTICA - 2DO PISO MURO EXTERNO

$$\text{Resistencia al corte } v_m := 8.1 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Carga Axial } P_g := 11.93 \text{ tonnef}$$

$$\text{Factor de Reducción E.070 } \alpha := 1$$

$$\text{Altura del 1er Nivel } h := 3.35 \text{ m}$$

$$\text{Longitud Total del Muro } L := 3.825 \text{ m} + 3.825 \text{ m} = 7.65 \text{ m}$$

$$\text{Espesor del Muro } t := 0.23 \text{ m}$$

$$\text{Angulo de cada Diagonal } \theta := \text{atan}\left(\frac{h}{\frac{L}{2}}\right) = 41.212 \text{ deg}$$

$$V_m := 0.5 \cdot v_m \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0.23 \cdot P_g = 74.004 \text{ tonnef}$$

$$V_{m\acute{a}x} := 1.20 \cdot V_m = 88.804 \text{ tonnef}$$

$$V_u := 0.85 \cdot V_{m\acute{a}x} = 75.484 \text{ tonnef}$$

$$V_{cr} := 0.65 \cdot V_{m\acute{a}x} = 57.723 \text{ tonnef}$$

$$P_{cr} := \frac{V_{cr}}{\cos(\theta) \cdot 2} = 38.366 \text{ tonnef}$$

$$P_m := \frac{V_{m\acute{a}x}}{\cos(\theta) \cdot 2} = 59.024 \text{ tonnef} \quad \frac{P_m}{P_{cr}} = 1.538$$

$$P_u := \frac{V_u}{\cos(\theta) \cdot 2} = 50.17 \text{ tonnef} \quad \frac{P_u}{P_{cr}} = 1.308$$

$$\delta_{cr} := \frac{1}{800} = 0.001$$

$$D_{cr} := \delta_{cr} \cdot h \cdot \cos(\theta) = 3.15 \text{ mm}$$

$$\delta_m := \frac{1}{200} = 0.005$$

$$D_m := \delta_m \cdot h \cdot \cos(\theta) = 12.601 \text{ mm}$$

$$\delta_u := \frac{1}{115} = 0.009$$

$$D_u := \delta_u \cdot h \cdot \cos(\theta) = 21.914 \text{ mm}$$

PROPIEDADES DE LA RÓTULA PLÁSTICA - 2DO PISO MURO INTERNO

$$\text{Resistencia al corte } v_m := 8.1 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Carga Axial } P_g := 13.80 \text{ tonnef}$$

$$\text{Factor de Reducción E.070 } \alpha := 1$$

$$\text{Altura del 1er Nivel } h := 3.35 \text{ m}$$

$$\text{Longitud Total del Muro } L := 3.825 \text{ m} + 3.825 \text{ m} = 7.65 \text{ m}$$

$$\text{Espesor del Muro } t := 0.23 \text{ m}$$

$$\text{Angulo de cada Diagonal } \theta := \text{atan}\left(\frac{h}{\frac{L}{2}}\right) = 41.212 \text{ deg}$$

$$V_m := 0.5 \cdot v_m \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0.23 \cdot P_g = 74.434 \text{ tonnef}$$

$$V_{m\acute{a}x} := 1.20 \cdot V_m = 89.321 \text{ tonnef}$$

$$V_u := 0.85 \cdot V_{m\acute{a}x} = 75.922 \text{ tonnef}$$

$$V_{cr} := 0.65 \cdot V_{m\acute{a}x} = 58.058 \text{ tonnef}$$

$$P_{cr} := \frac{V_{cr}}{\cos(\theta) \cdot 2} = 38.589 \text{ tonnef}$$

$$P_m := \frac{V_{m\acute{a}x}}{\cos(\theta) \cdot 2} = 59.367 \text{ tonnef} \quad \frac{P_m}{P_{cr}} = 1.538$$

$$P_u := \frac{V_u}{\cos(\theta) \cdot 2} = 50.462 \text{ tonnef} \quad \frac{P_u}{P_{cr}} = 1.308$$

$$\delta_{cr} := \frac{1}{800} = 0.001$$

$$D_{cr} := \delta_{cr} \cdot h \cdot \cos(\theta) = 3.15 \text{ mm}$$

$$\delta_m := \frac{1}{200} = 0.005$$

$$D_m := \delta_m \cdot h \cdot \cos(\theta) = 12.601 \text{ mm}$$

$$\delta_u := \frac{1}{115} = 0.009$$

$$D_u := \delta_u \cdot h \cdot \cos(\theta) = 21.914 \text{ mm}$$

ANEXO C
FICHA DE REGISTRO DE OBSERVACIÓN

1. DATOS GENERALES

1.1. Responsable: Bach. Gianfabio Pérez Guillermo

1.2. Nombre del Proyecto: Evaluación del desempeño sísmico mediante análisis no lineal estático y dinámico de la institución educativa pública N°22459.

2. UBICACIÓN GEOGRÁFICA

2.1. Departamento: Ica

2.2. Provincia: Pisco

2.3. Distrito: Pisco

2.4. Dirección: Av. Juan José Pinillos 301

3. PARAMETROS SISMICOS SEGÚN LA NORMA TÉCNICA E.030 - DISEÑO SISMORRESISTENTE

3.1. Zonificación

En el territorio nacional se considera cuatro zonas sísmicas basadas en la distribución espacial de la sismicidad observada, elegir el factor de zona “Z” según la ubicación del proyecto.



FACTORES DE ZONA “Z”	
ZONA	Z (X)
4	0,45 (X)
3	0,35 ()
2	0,25 ()
1	0,10 ()

3.2. Perfiles del suelo

Según el estudio de mecánica de suelos (EMS) realizado en el proyecto, identifique el perfil del suelo en la siguiente tabla:

PERFILES DE SUELO “S”	
PERFIL	(X)
S0	()
S1	()
S2	()
S3	(X)
S4	()

3.3. Parámetros de sitio (S, Tp y Tl)

Según el perfil de suelo establecido en el EMS y la zona sísmica a la cual corresponde el proyecto, identificar el factor de suelo “S”, así como, sus periodos “Tp” y “Tl”, en las siguientes tablas:

FACTOR DE SUELO “S”				
SUELO ZONA	S0 (X)	S1 (X)	S2 (X)	S3 (X)
Z4	0,8 ()	1,00 ()	1,05 ()	1,10 (X)
Z3	0,8 ()	1,00 ()	1,15 ()	1,20 ()
Z2	0,8 ()	1,00 ()	1,20 ()	1,40 ()
Z1	0,8 ()	1,00 ()	1,60 ()	2,00 ()

PERÍODOS “Tp” y “Tl”				
	S0 (X)	S1 (X)	S2 (X)	S3 (X)
Tp (s)	0,3 ()	0,4 ()	0,6 ()	1,0 (X)
Tl (s)	3,0 ()	2,5 ()	2,0 ()	1,6 (X)

3.4. Categoría de las edificaciones y factor de uso “U”

CATEGORÍA	FACTOR “U”	(X)
A	A1	()
	A2	(X)
B	1,3	()
C	1,0	()

4. ANÁLISIS NO LINEAL

4.1. Calibración entre los modelos Shell-thin y Puntal Diagonal

CALIBRACIÓN DE LOS MODOS DE VIBRACIÓN			
	Elementos Shell-Thin	Puntal Diagonal	% Similitud
Modo 1	0,172	0,172	100%
Modo 2	0,083	0,083	100%

CALIBRACIÓN DEL PESO POR NIVELES			
	Elementos Shell-Thin [tonf]	Puntal Diagonal [tonf]	% Similitud
Peso-2do Nivel	185,25	184,34	99,5%
Peso-1er Nivel	335,45	335,17	99,9%

CALIBRACIÓN DE LA RESPUESTA ANTE UNA CARGA LATERAL			
	Elementos Shell-Thin [mm]	Puntal Diagonal [mm]	% Similitud
Desplaz-2do Nivel	0,747	0,748	99,9%
Desplaz-1er Nivel	0,408	0,408	100%

4.2. Desplazamientos laterales del análisis no lineal estático y dinámico

DESPLAZAMIENTO – SISMO MÁXIMO ESPERADO EN DIRECCIÓN X-X		
Coefficientes [cm]	Espectro de Capacidad [cm]	Tiempo Historia [cm]
6,28	8,32	7,51
6,59	11,13	6,07
		4,43
		6,83

DESPLAZAMIENTO – SISMO MÁXIMO ESPERADO EN DIRECCIÓN Y-Y		
Coefficientes [cm]	Espectro de Capacidad [cm]	Tiempo Historia [cm]
1,03	1,08	0,99
1,10	1,21	0,95
		1,05
		1,10

4.3. Punto de desempeño

PUNTO DE DESEMPEÑO - SISMO RARO - PERÍODO DE RETORNO 475 AÑOS				
Método	Coefficientes		Espectro de Capacidad	
Medición	Cortante Basal [tonf]	Desplaz. Lateral [cm]	Cortante Basal [tonf]	Desplaz. Lateral [cm]
Dirección X+	373,17	3,46	390,53	4,42
Dirección X-	375,22	3,58	393,11	4,55
Dirección Y+	432,46	0,44	429,61	0,43
Dirección Y-	417,34	0,46	420,27	0,48

PUNTO DE DESEMPEÑO - SISMO MÁXIMO CONSIDERADO - PERÍODO DE RETORNO 2475 AÑOS				
Método	Coefficientes		Espectro de Capacidad	
Medición	Cortante Basal [tonf]	Desplaz. Lateral [cm]	Cortante Basal [tonf]	Desplaz. Lateral [cm]
Dirección X+	418,14	6,28	443,44	8,32
Dirección X-	421,66	6,59	471,67	11,13
Dirección Y+	571,98	1,03	580,26	1,08
Dirección Y-	541,25	1,10	556,95	1,21

ANEXO D

Matriz de consistencia del informe final de tesis

MATRIZ DE CONSISTENCIA				
TITULO DE LA TESIS: "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA PÚBLICA N°22459, EN EL DISTRITO DE PISCO – ICA, 2023 "				
PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES E INDICADORES	METODOLOGÍA
<p>GENERAL</p> <p>¿Cuál es el desempeño sísmico evaluado mediante análisis no lineal estático y dinámico de la institución educativa pública N°22459, en el distrito de Pisco-Ica, 2023?</p>	<p>GENERAL</p> <p>Evaluar el desempeño sísmico mediante análisis no lineal estático y dinámico de la institución educativa pública N°22459, en el distrito de Pisco-Ica, 2023.</p>	<p>GENERAL</p> <p>El nivel de desempeño sísmico evaluado mediante análisis no lineal estático y dinámico, se encuentra en resguardo de vida, considerando un sismo máximo esperado, para la institución educativa pública N°22459, en el distrito de Pisco-Ica, 2023.</p>	<p>VARIABLE INDEPENDIENTE</p> <p>Análisis no lineal estático y dinámico.</p> <p>INDICADORES</p> <ul style="list-style-type: none"> -Parámetros de modelado de las rótulas plásticas -Cargas Gravitacionales -Distribución lateral de fuerzas -Punto de Control -Registros sísmicos escalados 	<p>TIPO DE INVESTIGACIÓN</p> <p>Básica</p> <p>NIVEL DE INVESTIGACIÓN</p> <p>Descriptivo</p> <p>DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN</p> <p>No Experimental</p> <p>POBLACIÓN</p> <p>Constituida por los colegios modelo 780 - actual, que presentan sistemas estructurales de concreto armado y albañilería confinada</p> <p>MUESTRA</p> <p>Está conformada por la Institución Educativa N°22459 en el distrito de Pisco, departamento Ica. En la cual, se evaluará un módulo de 2 niveles, donde la comunicación se da por un corredor longitudinal y el acceso al segundo nivel es por medio de dos cajas de escaleras separadas estructuralmente del edificio..</p> <p>TÉCNICA</p> <p>Observación estructurada</p> <p>INSTRUMENTO</p> <p>Ficha de registro de observación</p>
<p>ESPECÍFICOS</p> <p>¿Cuál es el valor de la fuerza cortante máxima y el desplazamiento lateral máximo en la curva de capacidad de la institución educativa pública N°22459?</p> <p>¿Qué magnitud tiene la fuerza cortante y el desplazamiento lateral en el punto de desempeño para un sismo máximo considerado en la curva de capacidad de la institución educativa pública N°22459?</p> <p>¿Qué porcentaje de similitud tiene el desplazamiento lateral para un sismo máximo considerado, al comparar los resultados del análisis no lineal estático y dinámico para la institución educativa pública N°22459?</p>	<p>ESPECÍFICOS</p> <p>Determinar cuál es el valor de la fuerza cortante máxima y el desplazamiento lateral máximo en la curva de capacidad de la institución educativa pública N°22459.</p> <p>Definir que magnitud tiene la fuerza cortante y el desplazamiento lateral en el punto de desempeño para un sismo máximo considerado en la curva de capacidad de la institución educativa pública N°22459.</p> <p>Definir el porcentaje de similitud que tiene el desplazamiento lateral para un sismo máximo considerado, comparando los resultados del análisis no lineal estático y dinámico para la institución educativa pública N°22459.</p>	<p>ESPECÍFICOS</p> <p>La curva de capacidad presenta valores en el rango de 400 – 500 tonf para la fuerza cortante máxima en la dirección "X" y para la dirección "Y" se encuentra entre 600 – 700 tonf. Además, el valor del desplazamiento lateral máximo para la dirección "X" se encuentra en el rango de 18 - 22 cm y para la dirección "Y" se encuentra entre 2.0 – 2.8 cm.</p> <p>El punto de desempeño para un sismo máximo considerado presenta una magnitud de fuerza cortante en la dirección "X" en el rango de 400 – 500 tonf y en la dirección "Y" se encuentra entre 500 – 600 tonf. Asimismo, el valor del desplazamiento lateral en la dirección "X" fluctúa entre 9.0 – 12.0 cm y en la dirección "Y" se encuentra entre 1.0 – 1.4 cm.</p> <p>El porcentaje de similitud se encuentra en el rango del 80 – 95 % al comparar los resultados del desplazamiento lateral para un sismo máximo considerado, obtenidos del análisis no lineal estático y dinámico.</p>	<p>VARIABLE DEPENDIENTE</p> <p>Evaluación del desempeño sísmico de la institución educativa pública N°22459</p> <p>INDICADORES</p> <ul style="list-style-type: none"> -Curva de capacidad -Punto de desempeño -Niveles de desempeño 	