

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**“DESEMPEÑO SÍSMICO APLICANDO EL ANÁLISIS ESTÁTICO
NO LINEAL (PUSHOVER) DEL MÓDULO III DE LA COMISARÍA
DE CIUDAD NUEVA, TACNA 2021”**

PARA OPTAR:

TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

Bach. MERY CRISTINA CAHUANA CÁCERES

Bach. GIAN CARLOS CCASO HUACCA

TACNA – PERÚ

2021

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS

**“DESEMPEÑO SÍSMICO APLICANDO EL ANÁLISIS
ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) DEL MÓDULO III DE LA
COMISARÍA DE CIUDAD NUEVA, TACNA 2021”**

**Tesis sustentada y aprobada el 30 de octubre de 2021; estando el
jurado calificador integrado por:**

PRESIDENTE: Mtra. DINA MARLENE COTRADO FLORES

SECRETARIO: Mtro. WILBER PERCY MENDOZA RAMIREZ

VOCAL: Mtro. EDGAR HIPÓLITO CHAPARRO QUISPE

ASESOR: Mtro. GIANCARLOS JAVIER MACHACA FRIAS

DECLARACIÓN JURADA DE ORIGINALIDAD

Yo, Mery Cristina Cahuana Cáceres, en calidad de Bachiller de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Privada de Tacna, identificada con DNI 74410601.

Yo Gian Carlos Ccaso Huacca, en calidad de Bachiller de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Privada de Tacna, identificado con DNI 73992345.

Declaramos bajo juramento que:

1. Somos autores de la tesis titulada:

“Desempeño sísmico aplicando el análisis estático no lineal (Pushover) del módulo III de la comisaría de Ciudad Nueva, Tacna 2021”

el mismo que se presenta para optar:

El título profesional de Ingeniero Civil.

2. La tesis no ha sido plagiada ni total ni parcialmente, para la cual se han respetado las normas internacionales de citas y referencias para las fuentes consultadas.

3. La tesis presentada no atenta contra derechos de terceros.

4. La tesis no ha sido publicada ni presentada anteriormente para obtener algún grado académico previo o título profesional.

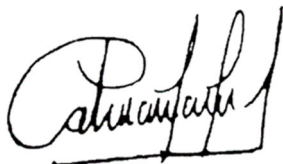
5. Los datos presentados en los resultados son reales, no han sido falsificados, ni duplicados, ni copiados.

Por lo expuesto, mediante la presente asumimos 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 presentada. En consecuencia, nos hacemos responsables 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.

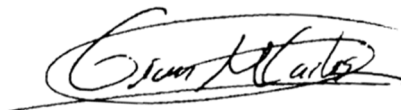
De identificarse fraude, piratería, plagio, falsificación o que el trabajo de investigación haya sido publicado anteriormente; asumimos las consecuencias y sanciones que de

nuestra acción se derive, sometiéndonos a la normatividad vigente de la Universidad Privada de Tacna.

Tacna, 30 de octubre de 2021.



Bach. Cahuana Cáceres, Mery Cristina
DNI:74410601



Bach. Ccaso Huacca, Gian Carlos
DNI:73992345

DEDICATORIA

Dedico la presente Investigación a Dios, un Dios constante, un Dios que bendice, cuida, perdona, sana, restaura y fortalece, A mi Querida Madre Lucía, Madre será imposible borrar de mi mente todo lo que hiciste y haces por mí, por siempre estaré agradecida, A mi Padre Rene, Padre sin importar los años que pase sin ti, ni lo lejos que estés, en mi corazón permanecerás siempre cerca y envuelto de amor, A mis hermanos Juan Enrique y Guadalupe gracias por ser parte de mi vida, gracias familia por confiar en mí, ustedes son mi mayor bendición.

MERY CRISTINA CAHUANA CÁCERES

Esta presente Investigación está dedicada a mi madre Julia Huacca Ccaso, quien, con su infinita paciencia, apoyo incondicional, y amor inmenso hizo todo en la vida para que pueda alcanzar mis metas y sueños, a mi padre Mario Ccaso Huacca, que siempre confió en mí, brindándome todo su cariño y apoyo incondicional para salir adelante y a mis hermanos Juan y Cesar que siempre estuvieron brindándome su apoyo.

GIAN CARLOS CCASO HUACCA

AGRADECIMIENTO

A Dios por darnos la vida, salud e inteligencia que nos permitieron llegar hasta hoy y culminar este sueño, por iluminar nuestro camino y darnos las fuerzas necesarias para sobrellevar los momentos de dificultades.

Al Programa Nacional de Becas y Crédito Educativo, PRONABEC por la beca otorgada durante los cinco años de estudios, y por ser una gran oportunidad para cambiar la vida de jóvenes peruanos, como nosotros, a través del estudio.

A nuestro Asesor de Tesis al Mtro. Giancarlos Javier Machaca Frias por su apoyo para la realización de nuestro trabajo de investigación.

A la Universidad Privada de Tacna, A la Facultad de Ingeniería, A la escuela Profesional de Ingeniería Civil y a cada uno de los docentes que nos impartieron sus enseñanzas y experiencias brindadas para formar la base de nuestro desarrollo profesional durante nuestro paso por esta Casa de Estudios.

ÍNDICE GENERAL

PÁGINA DEL JURADO	ii
DECLARACIÓN JURADA DE ORIGINALIDAD	iii
DEDICATORIA	v
AGRADECIMIENTO	vi
ÍNDICE GENERAL	vii
ÍNDICE DE TABLAS	ix
ÍNDICE DE FIGURAS	xi
RESUMEN	xiv
ABSTRACT	xv
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	2
1.1. Descripción del Problema	2
1.2. Formulación del problema	4
1.2.1. Problema General	4
1.2.2. Problemas Específicos	4
1.3. Justificación e Importancia	4
1.3.1. Desde el punto de vista científico	4
1.3.2. Desde el punto de vista social	5
1.4. Objetivos	5
1.4.1. Objetivo General	5
1.4.2. Objetivos Específicos	5
1.5. Hipótesis	6
1.5.1. Hipótesis General	6
1.5.2. Hipótesis Específicas	6
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	7
2.1. Antecedentes del Estudio	7
2.1.1. Antecedentes Internacionales	7
2.1.2. Antecedentes Nacionales	7
2.1.3. Antecedentes Locales	8
2.2. Bases Teóricas	9
2.2.1. Desempeño Sísmico	9
2.2.2. Diseño Sísmico Basado en Desempeño	9
2.2.3. Niveles de desempeño	10
2.2.4. Peligro Sísmico	14

2.2.5. Objetivos de Desempeño	16
2.2.6. Peligro Sísmico Según Norma Técnica E.030	20
2.2.7. Criterios de Aceptabilidad de Desempeño	23
2.2.8. Comportamiento no Lineal de Estructuras de Concreto Armado	26
2.2.9. Modelos Esfuerzo - Deformación para el Concreto	26
2.2.10. Modelos Esfuerzo - Deformación para Acero de Refuerzo	27
2.2.11. Modelo no Lineal para Secciones y Elementos	29
2.2.12. Relaciones Generalizadas Fuerza-Deformación	30
2.2.13. Modelos de no Linealidad	31
2.2.14. No Linealidad de Albañilería Confinada	35
2.2.15. Análisis Estático no Lineal (Pushover)	38
2.2.16. Método para Encontrar Punto de Desempeño	43
2.3. Definición de Términos	56
CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO	57
3.1. Tipo y Diseño de Investigación	57
3.1.1. Tipo de Investigación	57
3.1.2. Diseño de Investigación	57
3.2. Población y/o Muestra de Estudio	57
3.2.1. Población	57
3.2.2. Muestra	57
3.3. Operacionalización de Variables	57
3.4. Técnicas de Procesamiento y Análisis de Datos	58
3.4.1. Recopilación de Datos	58
3.4.2. Análisis de Datos	66
CAPÍTULO IV: RESULTADOS	105
4.1. Curva de capacidad.	105
4.2. Peligro Sísmico	110
4.3. Punto de Desempeño	110
4.4. Evaluación del Desempeño Sísmico	115
CAPÍTULO V: DISCUSIÓN	117
CONCLUSIONES	118
RECOMENDACIONES	119
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	120
ANEXO	123

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.	Combinaciones de niveles de desempeño	12
Tabla 2.	Niveles de desempeño objetivo del edificio	14
Tabla 3.	Niveles de peligro sísmico según comité VISION 2000	15
Tabla 4.	Niveles de sismo según ASCE/SEI 41-17	16
Tabla 5.	Niveles recomendados de desempeños esperados	17
Tabla 6.	Nivel de desempeño esperado: criterio de seguridad básica	18
Tabla 7.	Objetivos de desempeño según ASCE/SEI 41-17	19
Tabla 8.	Objetivo de desempeño básico equivalente	19
Tabla 9.	Factor de zonificación sísmica según Norma Técnica E.030	20
Tabla 10.	Clasificación de los perfiles de suelo	21
Tabla 11.	Factor de suelo "S"	21
Tabla 12.	Períodos T_p y T_L	22
Tabla 13.	Criterios de aceptación global	24
Tabla 14.	Criterios de aceptación de rótulas plásticas	25
Tabla 15.	Parámetros de modelado y criterios de aceptación de columnas	33
Tabla 16.	Parámetros de modelado no lineales de vigas	34
Tabla 17.	Valores para el factor de modificación del amortiguamiento, k	53
Tabla 18.	Valores mínimos permitidos de SRA y SRV	53
Tabla 19.	Cuadro de operacionalización de variables	58
Tabla 20.	Propiedades mecánicas del concreto, acero y albañilería	62
Tabla 21.	Resistencia del concreto de los componentes estructurales	62
Tabla 22.	Características principales de las vigas	63
Tabla 23.	Características principales de las columnas	63
Tabla 24.	Centro de masa y centro de rigidez	70
Tabla 25.	Parámetros sísmicos de la edificación según la NTE E.030	71
Tabla 26.	Distribución de fuerzas horizontales en las direcciones X e Y	72
Tabla 27.	Desplazamientos laterales por el sismo estático X	72
Tabla 28.	Desplazamientos laterales por el sismo estático Y	73
Tabla 29.	Períodos y porcentaje de participación de masa modal	74
Tabla 30.	Fuerzas cortantes del análisis dinámico modal espectral	75
Tabla 31.	Desplazamientos laterales por el sismo dinámico X	75
Tabla 32.	Desplazamientos laterales por el sismo dinámico Y	76
Tabla 33.	Fuerza cortante mínima	76
Tabla 34.	Irregularidad de rigidez-piso blando dirección X	76

Tabla 35. Irregularidad de rigidez-piso blando dirección Y	77
Tabla 36. Irregularidad de masa o peso	77
Tabla 37. Irregularidad torsional dirección X	77
Tabla 38. Irregularidad torsional dirección Y	78
Tabla 39. Verificación de sistema estructural	78
Tabla 40. Resistencia diagonal de muros de albañilería	79
Tabla 41. Verificación de agrietamiento diagonal	79
Tabla 42. Objetivo de desempeño esperado de la edificación	80
Tabla 43. Longitud plástica en columnas	86
Tabla 44. Valores de rigidez efectiva del ASCE/SEI 41-17	88
Tabla 45. Longitudes plásticas en vigas	89
Tabla 46. Propiedades geométricas y mecánicas de los muros ensayados	92
Tabla 47. Parámetros para el sismo raro	100
Tabla 48. Factores de conversión para cada nivel de sismo	101
Tabla 49. Valores para el factor de modificación C_0	103
Tabla 50. Valores del factor de masa efectivo C_m	104

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.	Mapa sísmico del sur del Perú período 1960- 2017	2
Figura 2.	Fuerza cortante en la base de la edificación según NTE E.030	3
Figura 3.	Diagrama de diseño basado en desempeño	10
Figura 4.	Sectorización propuesta por el comité VISION 2000	25
Figura 5.	Modelo de esfuerzo- deformación del concreto de Hognestad	26
Figura 6.	Modelo esfuerzo-deformación Mander	27
Figura 7.	Idealizaciones de la curva esfuerzo-deformación del acero	28
Figura 8.	Diagrama momento-curvatura típica	29
Figura 9.	Diagrama momento-rotación simplificado	30
Figura 10.	Relación fuerza-deformación generalizada	31
Figura 11.	Modelos idealizados de vigas y columnas	31
Figura 12.	Deformación inelástica de una columna de puente	33
Figura 13.	Discretización transversal de una sección de concreto armado	35
Figura 14.	Modelo de columna ancha	36
Figura 15.	Curva trilineal con los límites de los niveles de daño	37
Figura 16.	Representación esquemática del AENL (Pushover)	39
Figura 17.	Curva de capacidad (curva Pushover)	41
Figura 18.	Influencia del efecto P-Delta en la curva de capacidad	43
Figura 19.	Espectros de respuesta en formatos tradicionales y ADRS	47
Figura 20.	Espectro de capacidad superpuesto sobre espectros de respuesta	48
Figura 21.	Representación bilineal del espectro de capacidad	49
Figura 22.	Derivación del amortiguamiento β_0 para la reducción espectral	50
Figura 23.	Derivación de energía disipada por amortiguación, ED	51
Figura 24.	Espectro de respuesta reducido	52
Figura 25.	Espectro ADRS con parámetros de linealización equivalente	54
Figura 26.	Ubicación de la edificación	59
Figura 27.	Distribución arquitectónica del primer nivel	60
Figura 28.	Distribución arquitectónica del segundo nivel	61
Figura 29.	Distribución arquitectónica del tercer nivel	61
Figura 30.	Inspección del módulo III	64
Figura 31.	Ficha de inspección	65
Figura 32.	Definición de propiedades del concreto	66
Figura 33.	Características de la columna PL-1 en Section Designer	67
Figura 34.	Características de la columna PL-2 en Section Designer	67

Figura 35. Características de viga V-101	68
Figura 36. Características de viga V-303	68
Figura 37. Vista en planta del nivel 1 del modelo	69
Figura 38. Vista 3D del modelo	69
Figura 39. Espectro de diseño según la Norma Técnica E.030	74
Figura 40. Modelo columna ancha	81
Figura 41. Definición de columnas ancha	82
Figura 42. Liberación de momentos en vigas	82
Figura 43. Parámetros no lineales para concreto	83
Figura 44. Modelo de esfuerzo-deformación para concreto confinado	84
Figura 45. Parámetros no lineales para acero de refuerzo	85
Figura 46. Modelo de esfuerzo-deformación según Park	85
Figura 47. Definición automática de fibra	86
Figura 48. Rótulas tipo fibra en columna	87
Figura 49. Ubicación de las rótulas tipo fibra en columnas	87
Figura 50. Asignación de rótula plástica en vigas	89
Figura 51. Definición automática de rótulas plásticas en vigas	90
Figura 52. Propiedades de rótulas plásticas de la viga V-302	90
Figura 53. Diagrama momento-rotación de la viga V-302	91
Figura 54. Resultados modelo numérico 01	93
Figura 55. Resultados modelo numérico 02	93
Figura 56. Comparación de curvas de capacidad calibración 01	94
Figura 57. Comparación de curvas de capacidad calibración 02	94
Figura 58. Curva fuerza-deriva para muros de albañilería confinada	95
Figura 59. Definición de rótula de corte para el muro MY1	96
Figura 60. Definición de carga de gravedad no lineal	97
Figura 61. Definición de patrón de carga lateral para dirección X e Y	97
Figura 62. Definición de punto de control	98
Figura 63. Definición de número de resultados guardados	98
Figura 64. Formulario de parámetros no lineales de solución	99
Figura 65. Factor de aceleración del sismo raro	100
Figura 66. Definición del sismo muy raro	101
Figura 67. Representación idealizada de la curva de capacidad dirección X	102
Figura 68. Curva de capacidad dirección X	106
Figura 69. Formación de rótulas plásticas paso 62	106
Figura 70. Formación de rótulas plásticas paso 105	107

Figura 71. Curva de capacidad dirección Y	108
Figura 72. Formación de rótulas plásticas paso 33	108
Figura 73. Formación de rótulas plásticas paso 56	109
Figura 74. Formación de rótulas plásticas ante sismo raro	109
Figura 75. Espectros elásticos de peligro sísmico	110
Figura 76. Punto de desempeño ante sismo frecuente	111
Figura 77. Punto de desempeño ante sismo ocasional	111
Figura 78. Punto de desempeño ante sismo raro	112
Figura 79. Punto de desempeño ante sismo muy raro	112
Figura 80. Punto de desempeño ante sismo frecuente	113
Figura 81. Punto de desempeño ante sismo ocasional	113
Figura 82. Punto de desempeño ante sismo raro	114
Figura 83. Punto de desempeño ante sismo muy raro	114
Figura 84. Desempeño sísmico dirección X	115
Figura 85. Desempeño sísmico dirección Y	116

RESUMEN

En la presente investigación “Desempeño sísmico aplicando el análisis estático no lineal (Pushover) del módulo III de la comisaría de Ciudad Nueva, Tacna 2021” el objetivo fundamental fue evaluar el desempeño sísmico del módulo III de la comisaría tipo C ubicado en la asociación 28 de Agosto en el distrito de Ciudad Nueva, departamento de Tacna. La presente investigación no busca cuestionar a la actual Norma Técnica E-030 Diseño Sismorresistente, más bien, se considera ésta como referencia para hallar el peligro sísmico que se empleó en la evaluación del desempeño. Se inició con un análisis lineal, establecido en la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente (2018). Posteriormente se procedió a realizar un Análisis Estático No Lineal (Pushover) siguiendo las indicaciones y recomendaciones dadas por el comité VISION 2000 SEAOC, ATC-40 y ASCE / SEI 41-17, con la aplicación del programa Etabs se generó el modelo analítico luego se definió las propiedades no lineales de la estructura, para las columnas se usó rótulas tipo fibra, en las vigas y muros se usó rótulas concentradas, logrando como resultado la formación de rótulas plásticas y la curva de capacidad de la estructura, en la dirección X se tiene una fuerza cortante en la base de 488014,84 kgf lo cual genera un desplazamiento de 0,154 m. en la dirección Y se tiene una cortante en la base de 425582,07 kgf lo cual genera un desplazamiento de 0,082 m, el punto de desempeño de la estructura se determina por medio de la aplicación del Método de Coeficientes del ASCE / SEI 41-17 . Mientras que el peligro sísmico se obtuvo a partir del espectro de diseño de la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente (2018). Finalmente se presenta la evaluación según los objetivos de desempeño del comité VISION 2000, se concluye que la edificación no cumple con el objetivo de desempeño para edificaciones esenciales establecido.

Palabras claves: Desempeño sísmico, análisis estático no lineal, curva de capacidad, peligro sísmico, punto de desempeño, nivel de desempeño.

ABSTRACT

In the present investigation "Seismic performance applying the nonlinear static analysis (Pushover) of Module III of the Ciudad Nueva police station, Tacna 2021" the main objective was to evaluate the seismic performance of Module III of the type C police station located in association 28 August in the district of Ciudad Nueva, department of Tacna. The present investigation does not seek to question the current Technical Standard E-030 Earthquake Resistant Design, rather, it is considered as a reference to find the seismic hazard that was used in the performance evaluation. It began with a linear analysis, established in Technical Standard E.030 (2018). Subsequently, a Nonlinear Static Analysis (Pushover) was carried out following the indications and recommendations given by the VISION 2000 SEAOC, ATC-40 and ASCE/SEI 41-17 committee, with the application of the Etabs software the analytical model was generated and defined the non-linear properties of the structure, fiber-type ball joints were used for the columns, concentrated ball joints were used for the beams and walls, resulting in the formation of plastic hinges and the capacity curve of the structure, in the X direction It has a shear force at the base of 488014.84kgf which generates a displacement of 0.154 m. In the Y direction there is a base shear of 425582.07 kgf which generates a displacement of 0.082 m, the performance point of the structure is determined by applying the Coefficient Method of ASCE / SEI 41-17 . While the seismic hazard was obtained from the design spectrum of Technical Standard E.030 (2018). Finally, the evaluation is presented according to the performance objectives of the VISION 2000 committee, it is concluded that the building does not meet the performance objective for essential buildings established.

Keywords: Seismic performance, non-linear static analysis, capacity curve, seismic hazard, performance point, performance level.

INTRODUCCIÓN

El presente estudio busca evaluar el desempeño sísmico mediante la aplicación de un análisis estático no lineal Pushover del módulo III de la comisaría tipo C ubicada en la asociación 28 de Agosto en el distrito de Ciudad Nueva, departamento de Tacna, utilizando los conceptos de diseño por desempeño de las diferentes normativas internacionales VISION 2000 SEAOC, ATC-40 y ASCE/SEI 41-17. El Diseño por Desempeño surge alrededor de 1990 en EE.UU. a raíz de grandes pérdidas económicas y pérdidas de vidas humanas a causa de los movimientos sísmicos, tiene como propósito que los daños esperados de la edificación se encuentren dentro de los límites preestablecidos para distintos niveles de sismos de diseño con un nivel de confiabilidad aceptable. De este modo, se garantiza un apropiado diseño según la categoría a la que pertenece la edificación, también permite conocer si un edificio existente puede ser reparado luego de sufrir un sismo severo. El sur del Perú es considerado como una zona de silencio sísmico ya que es una región donde no ocurre un sismo importante durante muchos años, es geográficamente un área potencialmente sísmica como consecuencia del fenómeno de subducción entre las placas de Nazca y la Sudamericana, por lo que se espera que ocurran sismos muy importantes. Para el diseño de edificaciones la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente establece criterios de seguridad y protección frente a un solo nivel de amenaza sísmica, para edificaciones esenciales, establece que permanezcan operativas luego de un sismo severo, pero no da una metodología para asegurar ese comportamiento. Por este motivo, es importante evaluar el desempeño sísmico de las edificaciones nuevas y antiguas frente a distintos niveles de peligro sísmico.

La presente investigación cuenta con cinco capítulos que se detallan a continuación: En el capítulo I, se realizó el planteamiento, justificación, los objetivos e hipótesis. En el capítulo II, se expone los antecedentes de la investigación, así como información básica sobre niveles de desempeño, peligro sísmico, objetivos de desempeño y el análisis estático no lineal (Pushover). En el capítulo III hace referencia a la metodología a utilizar que incluye: selección de la población y muestra de estudio, operacionalización de variables, tipo, diseño de investigación y técnicas para la recolección de datos. En el capítulo IV, se presenta los resultados obtenidos. Para finalizar, en el capítulo V se presenta las discusiones referentes al tema con relación a los objetivos, antecedentes e hipótesis planteadas.

CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. Descripción del Problema

Nuestro país es considerado como uno de los más expuestos a nivel mundial a sismos de gran magnitud, esto se debe a su ubicación geográfica ya que forma parte del denominado Cinturón de Fuego del Pacífico por lo que sufre muchos sismos como se muestra en la Figura 1. El último terremoto que sufrió el sur del Perú ocurrió el 23 de junio del año 2001, el cual afectó a las regiones de Tacna, Arequipa, Ayacucho, y Moquegua dejando heridos, fallecidos y causó daños importantes a edificaciones antiguas y modernas.

Figura 1

Mapa sísmico del sur del Perú período 1960- 2017



Nota. La figura muestra que la peligrosidad sísmica en el sur y centro del Perú es alta, se observa un silencio sísmico en la ciudad de Tacna. Tomado de Instituto Geofísico del Perú (2018).

Con los códigos de diseño sísmico actuales no se puede conocer de manera explícita el desempeño de los edificios durante los sismos ni se tiene un control adecuado de los daños estructurales, ni una completa satisfacción de los principios y de la filosofía de diseño sismorresistente. La norma de diseño sismorresistente del

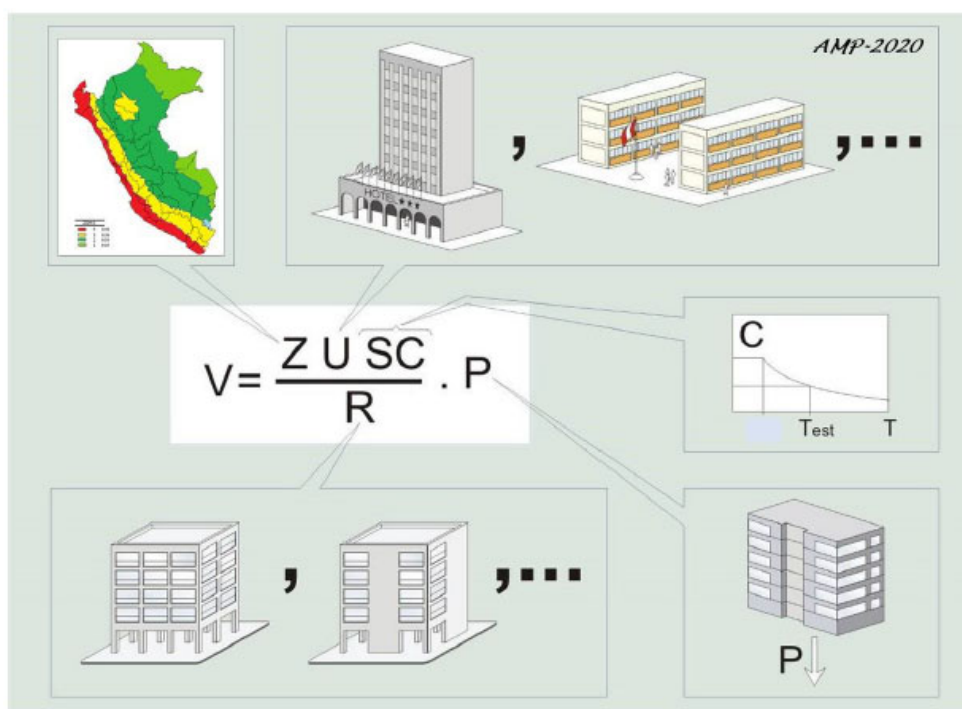
Perú solo considera un nivel de intensidad por lo que se evidencia su limitación ya que existe incertidumbre ante la ocurrencia de sismos de intensidad menor o mayor al de la norma, no se puede tener control de las fallas de los elementos estructurales ni asegurar el cumplimiento de la filosofía de diseño sismorresistente.

Según la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente (2018), el desempeño de edificaciones no se puede cuantificar, en términos de potencial de daño, ya que solo considera un nivel de sismo para lo cual las edificaciones no deben de colapsar. Es por ello que se ha propuesto evaluar edificaciones basándose en los conceptos de desempeño sísmico para poder controlar los daños estructurales y no estructurales ante la ocurrencia de sismos de menor y mayor intensidad al de la norma y determinar si tendrán un comportamiento aceptable de acuerdo a los objetivos preestablecidos de desempeño sísmico.

En la Figura 2 se observa los factores que definen la fuerza cortante mínima en la base de la edificación según la Norma Técnica E.030 en donde se observa que se controla el daño por medio de coeficiente de reducción sísmica R y se da mayor importancia a las edificaciones según su uso con el factor U.

Figura 2

Fuerza cortante en la base de la edificación según NTE E.030



Nota. Tomado de Muños (2020).

La edificación evaluada es una comisaría PNP tipo C que tiene una capacidad de 31 a 60 efectivos policiales el cual beneficiara de 20,000 a 40,000 habitantes del distrito de Ciudad Nueva. La Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente (2018) clasifica a la comisaría de Ciudad Nueva como una edificación esencial (A2), ya que debe seguir operando luego de la ocurrencia de un sismo severo, se tiene una incertidumbre del comportamiento de la edificación ante diferentes niveles de peligro sísmico ya que la norma no propone una técnica específica que permita verificar su filosofía y los principios de diseño sismorresistente, por las características y la importancia de la edificación se requiere la evaluación del desempeño sísmico.

1.2. Formulación del problema

1.2.1. Problema General

¿Cuál será el desempeño sísmico aplicando el análisis estático no lineal (Pushover) del Módulo III de la Comisaría de Ciudad Nueva, Tacna 2021?

1.2.2. Problemas Específicos

- ¿Cuál es la curva de capacidad del Módulo III de la Comisaría de Ciudad Nueva?
- ¿Cuáles son los niveles de peligro sísmico que soportará el Módulo III de la Comisaría de Ciudad Nueva?
- ¿Cuál es el punto de desempeño sísmico del Módulo III de la Comisaría de Ciudad Nueva, frente a los niveles de peligro sísmico?

1.3. Justificación e Importancia

1.3.1. Desde el punto de vista científico

En el diseño sismorresistente es muy importante verificar el desempeño sísmico ante varios niveles de sismo, los que probablemente soportará la estructura. Por ello se debe realizar una verificación del desempeño sísmico, siendo el análisis estático no lineal Pushover la mejor opción (Calcina , 2017).

Los sismos incitan a las edificaciones a sufrir la acción de fuerzas y desplazamientos. Si la estructura padece de la resistencia necesaria, la relación fuerza-desplazamiento ya no será lineal y dependerá mucho de las propiedades

inelásticas, la rigidez elástica y la historia de los desplazamientos impuestos en la edificación. Las estructuras son diseñadas comúnmente con menores resistencias a las requeridas para una respuesta elástica es por ello que la estructura como consecuencia de ello responde inelásticamente, disipando energía y sufriendo daño. En el diseño usual basado en las fuerzas, el daño que se espera en las estructuras es controlado mediante uso de factores de reducción sísmica que depende del tipo de estructura, estos métodos son cuestionados ya que conducen a falencias, dado que la vulnerabilidad de las estructuras no es uniforme (Suárez , 2009).

1.3.2. Desde el punto de vista social

El departamento de Tacna se localiza en una zona altamente sísmica, según el presidente Hernando Jhony Tavera del Instituto Geofísico del Perú, aseguró que nuestra región de Tacna está situada próxima a dos zonas de silencio sísmico: una frente a la misma región, y otra al norte del país de Chile, es por ello que la comisaría de Ciudad Nueva está expuesto a los diferentes niveles de peligro sísmico ante los cuales tiene que permanecer operativo y servir como centro de operación y refugio para la población, por ello es necesario realizar una evaluación del desempeño sísmico para conocer el real comportamiento de la edificación.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo General

Evaluación del desempeño sísmico aplicando el análisis estático no lineal (Pushover) del Módulo III de la Comisaría de Ciudad Nueva, Tacna 2021.

1.4.2. Objetivos Específicos

- Determinación de la curva de capacidad del Módulo III de la Comisaría de Ciudad Nueva aplicando el análisis estático no lineal (Pushover).
- Determinación de los niveles de peligro sísmico a partir del espectro de diseño (elástico) definido con los parámetros de la NTE E.030.
- Determinación del punto de desempeño sísmico del Módulo III de la Comisaría de Ciudad Nueva, frente a los niveles de peligro sísmico.

1.5. Hipótesis

1.5.1. Hipótesis General

La aplicación del análisis estático no lineal (Pushover) permite evaluar el desempeño sísmico del Módulo III de la Comisaría de Ciudad Nueva, Tacna 2021.

1.5.2. Hipótesis Específicas

- Con la aplicación del análisis estático no lineal (Pushover) se determina la curva de capacidad del Módulo III de la Comisaría de Ciudad Nueva.
- Con los parámetros sísmicos establecidos en la NTE E.030 se determina los niveles de peligro sísmico a partir del espectro de diseño (elástico).
- Con la aplicación del análisis estático no lineal (Pushover) se determina el punto de desempeño sísmico del Módulo III de la Comisaría de Ciudad Nueva, frente a los niveles de peligro sísmico.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes del Estudio

2.1.1. Antecedentes Internacionales

Medina y Music (2018), en su investigación “Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena” determinaron el nivel de desempeño de un edificio estructurado con muros de concreto armado utilizando el Método de Espectro de Capacidad, el cual superpone el espectro de demanda sísmica y el espectro de capacidad. Obtuvieron el espectro de capacidad transformando la curva de capacidad estructural del edificio, la cual determinaron con un análisis estático no lineal. Los autores concluyeron que el edificio analizado cumple con los objetivos preestablecidos y el desplazamiento objetivo no supera los límites definidos por comité VISION 2000, por último, concluyen que el nivel de desempeño del edificio no supera el operacional para los casos de sismos considerados.

Guevara, Osorio y Vargas (2006), en su tesis “Evaluación de la capacidad estructural del edificio de la biblioteca de las ingenierías y arquitectura, utilizando análisis estático no lineal (Pushover)” consideran que con el análisis estático no lineal Pushover, se puede conocer el comportamiento no lineal de las estructuras, ya que es un análisis que incorpora las características no lineales de los materiales. Los autores concluyen que el análisis estático no lineal Pushover es un método que no consume mucho tiempo ni recursos en la obtención de resultados, ya que se obtiene resultados con buena precisión en corto tiempo.

2.1.2. Antecedentes Nacionales

Quispe y Cumpa (2019), en su tesis “Evaluación del desempeño sismorresistente de la institución educativa N°50217 de la comunidad Umachurco - San Salvador, aplicando el método de análisis estático no lineal de cedencia sucesiva (Pushover)” tuvieron como objetivo fundamental determinar el nivel de desempeño sísmico del bloque 01 la cual es una edificación esencial según la Norma de Diseño Sismorresistente E.030. La muestra que tomaron fue el Bloque 01 de la I.E. N°50217, realizaron la representación de la estructura, a través de un modelo 3D en el programa computacional CSI SAP 2000, realizaron el análisis estático no lineal

Pushover siguiendo los lineamientos de las normativas americanas FEMA 356 y ATC 40. Determinaron que para un sismo de servicio (sismo ocasional) la edificación posee un nivel de desempeño funcional, para un sismo de diseño (sismo raro) la edificación se encuentra en seguridad de vida y finalmente para el sismo máximo (sismo muy raro) la edificación se encuentra en el colapso.

Chavesta (2019), en su tesis “Análisis estático no lineal para estimar el desempeño sísmico de una estructura aporticada de 5 pisos en la ciudad de Lima”, su objetivo fue estimar el desempeño sísmico de un edificio de concreto armado de cinco pisos en la ciudad de Lima. El proceso que siguió el autor para estimar el desempeño sísmico es el siguiente: primero evaluó la demanda sísmica del lugar donde se ubica la estructura, luego evaluó el espectro de capacidad de la estructura, obtenida mediante un análisis estático no lineal Pushover. El autor analizó la estructura en base a los niveles que plantea el comité VISION 2000, por lo que concluye que, para un sismo raro, el edificio estudiado tiene un nivel de desempeño de seguridad de vida, nivel aceptable para edificaciones de uso residencial.

Choque y Luque (2019), en su tesis “Análisis estático no lineal y evaluación del desempeño sísmico de un edificio de 8 niveles diseñado con la norma E.030” tuvieron como objetivo estudiar el comportamiento frente a diferentes niveles de amenaza sísmica un modelo con pórticos y otro de muros estructurales. Realizaron el Análisis Estático No Lineal (Pushover) según las recomendaciones del ASCE/SEI 41-13. El punto de desempeño de los modelos se determinó mediante el Método de Coeficientes (FEMA 440, ASCE/SEI 41-13) y el Método del Espectro de Capacidad (ATC-40, FEMA 440). Los autores concluyen que el edificio de sistema estructural de pórticos no cumple con el objetivo de desempeño esperado ya que para el sismo frecuente la estructura incursiona en el rango no lineal.

2.1.3. Antecedentes Locales

Almirón y Yndigoyen (2019), en su tesis “Evaluación estructural y propuesta de reforzamiento en el Centro de Salud Leoncio Prado, de la ciudad de Tacna” tuvo como objetivo evaluar el centro de salud ante posibles sismos, la muestra que tomaron fue el Centro de Salud Leoncio Prado. Realizaron el modelamiento estructural en el programa ETABS 2016 para someter a la edificación a los niveles de sismos según comité VISION 2000. Emplearon el análisis estático no lineal Pushover para encontrar los niveles de desempeño para los niveles de sismo definidos. Como resultado obtuvieron un nivel de desempeño operacional para un

sismo ocasional, un nivel de desempeño funcional para un sismo raro y un nivel de desempeño seguridad de vida para un sismo muy raro.

Calcina (2017), en su tesis "Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de once pisos utilizando análisis estático y dinámico no-lineal". Tuvo como objetivo evaluar el desempeño sísmico de un edificio de 11 pisos utilizando un análisis estático no lineal y un análisis dinámico no-lineal. Al evaluar la edificación con un análisis estático no lineal y dinámico no lineal se puede conocer las zonas de falla de la estructura. El análisis por desempeño fue realizado por el autor de acuerdo a la norma FEMA 273, siguió la metodología propuesta por los códigos FEMA y ATC-40 para realizar el análisis Pushover y el análisis dinámico no lineal. Finalmente, obtuvo la curva de capacidad y el punto de desempeño, que le permitieron al autor comprender los mecanismos de falla y la importancia de la ductilidad en el diseño.

2.2. Bases Teóricas

2.2.1. Desempeño Sísmico

Según el Applied Technology Council (ATC-40, 1996), el desempeño sísmico se basa en tres conceptos: La capacidad global de una estructura está influenciada por la ductilidad, resistencia y deformación de sus elementos individuales. Para determinar las capacidades dentro de los rangos inelásticos, se requieren análisis no lineales. La demanda producida por los sismos provoca patrones complejos de desplazamiento horizontal en estructuras que pueden variar con el tiempo. La demanda de desplazamiento, para una estructura y un nivel de sismo, es una estimación de la respuesta máxima que se espera de la estructura. El desempeño de la estructura se halla una vez que se definen el desplazamiento de la demanda y la curva de capacidad, con esto se puede realizar una verificación del desempeño. Se verifica que los componentes estructurales y no estructurales no presenten daños más allá de los límites preestablecidos del objetivo de desempeño.

2.2.2. Diseño Sísmico Basado en Desempeño

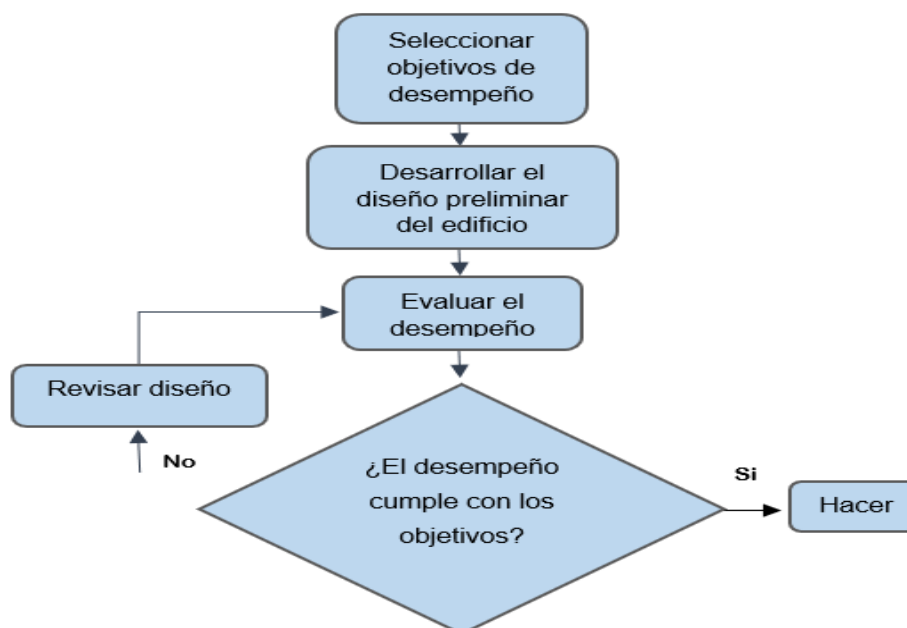
Con el diseño sísmico basado en desempeño se puede evaluar de manera explícita como es probable que se comporte una edificación, ante el peligro potencial que seguramente va a experimentar, tomando en cuenta las incertidumbres propias a la cuantificación del peligro potencial y las dudas al momento de realizar el análisis

y evaluación de la respuesta real del edificio. El diseño sísmico basado en desempeño se ha convertido en un elemento básico en la práctica de la ingeniería, y el uso de técnicas avanzadas de análisis no lineal se está volviendo más común. Aunque están destinados a edificios existentes, los procedimientos se pueden extrapolar para su uso en el diseño basado en desempeño de nuevos edificios (Agencia Federal para el Manejo de Emergencias [FEMA 445], 2006).

Es un proceso iterativo como se muestra en la Figura 3 que comienza con la selección de los objetivos de desempeño, seguido por el desarrollo de un diseño preliminar, una evaluación para confirmar si el diseño cumple o no con los objetivos de desempeño y, finalmente, el rediseño y la reevaluación, si es necesario hasta que se alcance el nivel de desempeño deseado (FEMA 445, 2006).

Figura 3

Diagrama de diseño basado en desempeño



Nota. Tomado de FEMA 445 (2006).

2.2.3. Niveles de desempeño

2.2.3.1. Según Comité VISION 2000

Los niveles de desempeño toman en cuenta aspectos importantes como: riesgos a los que se exponen los ocupantes de la edificación, daños en los elementos tanto estructurales como no estructurales y su funcionalidad como la continuidad de

los servicios básicos (Medina y Music, 2018). La Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC, 1995) propone los siguientes niveles.

Totalmente Operacional. Nivel de desempeño posterior a un sismo en el cual no se presentan daños en la edificación. La edificación es totalmente segura para sus ocupantes y todos los servicios continúan funcionales y disponibles. En general no es necesaria ninguna reparación.

Operacional. Nivel de desempeño posterior al sismo en el cual pueden ocurrir daños ligeros en elementos estructurales y daños moderados en elementos no estructurales. El daño es reducido y no pone en riesgo la seguridad de la edificación ni de los ocupantes, los servicios continúan disponibles, aunque algunas funciones permanezcan interrumpidas por el daño al contenido, puede ser necesario algunas pequeñas reparaciones.

Seguridad de vida. Nivel de desempeño posterior a un sismo en el cual se producen daños moderados en los elementos estructurales y en todo lo que comprende la edificación. Los servicios eléctricos, de agua potable y mecánicos se interrumpen, las vías de escape de la edificación están interrumpidas por escombros de elementos no estructurales. La edificación necesita reparaciones importantes.

Cerca al Colapso. Nivel de desempeño posterior al sismo donde la edificación se aproxima al colapso parcial o total por la degradación de la capacidad resistente y la rigidez lateral de los elementos estructurales. Los servicios y rutas de escape son interrumpidos. La edificación es peligrosa para sus ocupantes, las reparaciones desde el punto de vista económico y técnica no son recomendables.

2.2.3.2. Según ATC-40

El nivel de desempeño describe un daño límite que puede considerarse aceptable para un tipo de edificación por el movimiento de suelo. Los límites de daños aceptables se establecen por el daño estructural, la amenaza a la vida de los ocupantes durante y después del sismo. Los niveles de desempeño de edificaciones están conformados por la unión de un nivel de desempeño estructural más un no estructural y se expresan mediante la combinación de números y letras, como se muestra en la Tabla 1 (Consejo de Tecnología Aplicada [ATC 40], 1996).

Operacional (1-A). Nivel de desempeño relacionado con la funcionalidad. El daño estructural es limitado, por lo cual la ocupación de la edificación es segura, las reparaciones son menores. Del mismo modo, los daños a los elementos no estructurales y los contenidos relacionados con la funcionalidad son mínimos.

Ocupación Inmediata (1-B). Este nivel corresponde a los estándares más empleados para las edificaciones esenciales. Se espera que se pueda utilizar los espacios y sistemas del edificio, pero no se puede asegurar la continuidad de todos los servicios primarios o secundarios (respaldo). El contenido puede sufrir daños.

Seguridad de Vida (3-C). Este nivel tiene como destino lograr un estado de daño estructural y no estructural que represente una probabilidad extremadamente baja de amenaza a la seguridad de vida de los ocupantes, se tiene un margen contra el colapso de la edificación.

Estabilidad Estructural (5-E). El sistema estructural de la edificación está al borde del colapso parcial o total. Pero, todos los componentes importantes del sistema estructural que resisten las cargas por gravedad continúan soportando sus demandas. Existen peligros potenciales por caída de escombros.

Tabla 1

Combinaciones de niveles de desempeño

Niveles de desempeño	Niveles de desempeño estructural					
	SP-1	SP-2	SP-3	SP-4	SP-5	SP-6
Operacional	Ocupación inmediata	Control daño	Seguridad de vida	Seguridad limitada	Estabilidad estructural	No considerado
NP-A	1-A	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B	1-B	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C	1-C	2-C	3-C	4-C	5-C	6-C
NP-D	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E	NR	NR	3-E	4-E	5-E	no aplica
No considera					estabilidad estructural	

Nota. 1-A, 1-B, 3-C, 5-E representan los niveles de desempeño comúnmente utilizados, NR presenta combinaciones no recomendadas de SP-NP y el resto representa otras posibles combinaciones de SP-NP. Tomado de ATC 40 (1996).

2.2.3.3. Según ASCE/SEI 41-17

Según la Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles / Instituto de Ingeniería Estructural 41-17 (ASCE/SEI 41-17, 2017), el nivel de desempeño del edificio objetivo se designa mediante la combinación de un nivel de desempeño estructural con un nivel de desempeño no estructural. En la Tabla 2 muestra algunas combinaciones de niveles de desempeño, a continuación, se presenta aquellos con mayor probabilidad de ser seleccionados como base para el diseño.

Operacional (1-A). Se espera daños insignificantes o nulos en los componentes estructurales y solo daños ligeros a los componentes no estructurales. El riesgo de lesiones potencialmente mortales como resultado de daños estructurales es muy bajo. En este nivel de desempeño, la mayoría de los sistemas no estructurales requeridos para el uso del edificio son funcionales.

Ocupación Inmediata (1-B). Se espera daños insignificantes o nulos en los componentes estructurales y solo daños ligeros a los componentes no estructurales. Las personas pueden ocupar la edificación de manera segura, podría ser necesaria un poco de limpieza y podría justificarse alguna inspección. No obstante, algunos componentes pueden desconfigurarse, sufrir daños internos y dejar de funcionar.

Seguridad de Vida (3-C). Se define a un estado posterior al sismo donde se ha producido daños en la estructura, pero queda cierto margen de seguridad contra el colapso estructural parcial o total. Algunos componentes estructurales y no estructurales pueden resultar dañados posterior al sismo, sin embargo, el daño consecuente no es una amenaza para la seguridad de vida.

Prevención de Colapso (5-D). En este nivel el daño estructural posterior al sismo es de colapso parcial o total. Se ha producido un daño importante a los componentes estructurales y no estructurales. No obstante, todos los componentes importantes del sistema estructural que resisten cargas de gravedad deben continuar soportando sus cargas. Es posible que exista un riesgo elevado de lesiones causadas por caídas de escombros estructurales, pero se evita la caída de elementos grandes y pesados que representen peligro a una gran cantidad de personas.

Tabla 2*Niveles de desempeño objetivo del edificio*

Niveles de desempeño no estructural	Niveles de desempeño estructural					
	Ocupación Inmediata (S-1)	Control de daño (S-2)	Seguridad de vida (S-3)	Seguridad limitada (S-4)	Prevención de colapso (S-5)	No considera (S-6)
Operacional (N-A)	operacional (1-A)	2-A	NR ^a	NR ^a	NR ^a	NR ^a
Retención de posición (N-B)	ocupación inmediata (1-B)	2-B	3-B	4-B	NR ^a	NR ^a
Seguridad de vida (N-C)	1-C	2-C	seguridad de vida 3-C	4-C	5-C	6-C
Peligros reducidos (N-D)	NR ^a	NR ^a	3-D	4-D	prevención colapso 5-D	6-D
No considera (N-E)	NR ^a	NR ^a	3-E	4-E	5-E	-

Nota. ^a. No recomendado, no se recomienda combinar un bajo nivel de desempeño estructural con un alto nivel de desempeño no estructural, o lo contrario. Tomado de ASCE/SEI 41-17 (2017).

2.2.4. Peligro Sísmico

El peligro sísmico causado por el movimiento del suelo se basa en la ubicación del edificio con respecto a las fallas geológicas, la región y en las características geológicas y geotécnicas de lugar. El peligro sísmico debe ser definido como espectros de respuesta de aceleración o registros de tiempo-historia determinados sobre una base probabilística o determinista (ASCE/SEI 41-17, 2017).

2.2.4.1. Niveles de Peligro Sísmico Según Comité VISION 2000

La SEAOC (1995) propone cuatro niveles de sismo: sismo frecuente, sismo ocasional, sismo raro y sismo muy raro, tal como se detalla en la Tabla 3. El período de retorno se puede calcular con la Ecuación (1).

$$T_R = \frac{t}{\ln(1 - p_e)} \quad (1)$$

Donde:

T_R = Período de retorno (años)

t = Tiempo de exposición (años)

p_e = Probabilidad de excedencia

Tabla 3

Niveles de peligro sísmico según comité VISION 2000

Nivel de peligro sísmico	Período medio de retorno T (años)	Probabilidad de excedencia
Frecuente	43	50 % en 30 años
Ocasional	72	50 % en 50 años
Raro	475	10 % en 50 años
Muy raro	970	10 % en 100 años

Nota. Tomado de SEAOC (1995).

2.2.4.2. Niveles de Peligro Sísmico Según ATC 40

El ATC 40 (1996), define el movimiento del suelo en tres niveles de peligro sísmico los cuales se mencionan a continuación.

Sismo de Servicio (SE). El sismo de servicio representa los sismos frecuentes que es probable que experimente la edificación durante su vida útil. Tiene un período de retorno medio de aproximadamente 75 años. Se define probabilísticamente como el nivel de movimiento del suelo que tiene un 50 % de probabilidad de excedencia en 50 años. Este nivel de movimiento del suelo por sismo es igual a 0,5 veces al sismo de diseño.

Sismo de Diseño (DE). El sismo de diseño representa los sismos poco frecuentes que es probable que experimente la edificación durante su vida útil. Tiene un período medio de retorno de aproximadamente 500 años. Se define probabilísticamente como el nivel de movimiento del suelo que tiene un 10 % de probabilidad de excedencia en 50 años. El sismo de diseño tiene la misma definición que el nivel de sismo que se utiliza actualmente como base para el diseño sísmico.

Sismo Máximo (ME). Se define determinística mente como el nivel máximo de movimiento del suelo por sismo que se puede esperar en la ubicación de la edificación considerando las características geológicas. Este nivel de movimiento del suelo por sismo limita de 1,25 a 1,5 veces el nivel de movimiento del suelo por el sismo de diseño. En términos probabilísticos el sismo máximo tiene un período de retorno de aproximadamente 1000 años (5 % de probabilidad de excedencia en 50 años), mientras que el sismo máximo considerado tiene un período de retorno de 2500 años (2 % de probabilidad de excedencia en 50 años).

2.2.4.3. Niveles de Peligro Sísmico Según ASCE/SEI 41-17

El ASCE/SEI 41-17 (2017) establece 5 niveles de peligro sísmico que se muestran en la Tabla 4, se usan para la determinación de los objetivos de desempeño de una edificación.

Tabla 4

Niveles de sismo según ASCE/SEI 41-17

Nivel de peligro sísmico	Período medio de retorno (años)	Probabilidad de excedencia (% en 50 años)	Descripción
-	72	50	Equivalente al sismo ocasional
BSE-1E	225	20	-
BSE-2E	975	5	-
BSE-1N	475	10	Corresponde a 2/3 del BSE-2N.
BSE-2N	2475	2	Es 1,5 veces el sismo de diseño

2.2.5. Objetivos de Desempeño

2.2.5.1. Objetivo de Desempeño Según Comité VISION 2000

En la Tabla 5 se muestra los niveles recomendados de desempeño sísmico esperados de una edificación de acuerdo a la importancia. En la situación de edificaciones que ya existen, los niveles recomendados, desde un criterio o enfoque práctico, pueden requerir montos económicos elevados. Cumplir con un nivel de

desempeño en un nivel de peligro no indica que se cumpla el objetivo de desempeño especificado. Se debe verificar el desempeño en cada nivel de peligro. Los objetivos de desempeño de la Tabla 5 indican los mismos objetivos de desempeño para los sistemas estructurales y no estructurales (SEAOC , 1995).

Tabla 5

Niveles recomendados de desempeños esperados

Nivel del peligro sísmico	Nivel de desempeño sísmico			
	Totalmente operacional	Operacional	Seguridad de vida	Cerca colapso
Frecuente (T=43 años)	1	0	0	0
Ocasional (T= 72 años)	2	1	0	0
Raro (T=475 años)	3	2	1	0
Muy raro (T=970 años)	-	3	2	1

Nota. La tabla muestra los objetivos de desempeño según la categoría de la edificación: 1. Instalaciones básicas, 2. Instalaciones esenciales, 3. Instalaciones de seguridad crítica, 0. Desempeño inaceptable. Tomado de SEAOC (1995).

2.2.5.2. Objetivos de Desempeño Según ATC-40

Un objetivo de desempeño especifica el desempeño sísmico esperado del edificio. El desempeño sísmico se describe designando el estado de daño máximo permitido (nivel de desempeño) para un peligro sísmico identificado (nivel de sismo). Un objetivo de desempeño puede designar estados de daño para varios niveles de peligro sísmico, estos son objetivos de desempeño múltiples (ATC 40, 1996). En la Tabla 6 se muestra el objetivo de desempeño de seguridad básica para edificaciones convencionales.

Tabla 6

Nivel de desempeño esperado: criterio de seguridad básica

Nivel del Movimiento del terreno	Nivel de desempeño de la edificación			
	Operacional	Inmediata ocupación	Seguridad vital	Estabilidad estructural
Servicio (SS)	-	-	-	-
Diseño (SD)	-	-	X	-
Máximo (SM)	-	-	-	X

Nota. La tabla muestra el nivel de desempeño básico para edificaciones. Tomado de ATC 40 (1996).

2.2.5.3. Objetivos de Desempeño Según ASCE/SEI 41-17

El BPOE es el objetivo de desempeño más utilizado y es aplicable a todos los tipos de edificios. Se pueden elegir objetivos de desempeño alternativos en aquellos casos en los que se desea un mayor desempeño o en los que se puede tolerar un desempeño inferior en función de los recursos de adaptación disponibles. En la Tabla 7 se muestran tres tipos de objetivos:

- Objetivo de desempeño básico (BPOE) :g y l
- Objetivos mejorados se tiene: g y i, j, m, n, o, ó p
l & e ó f
g & l & a, ó b
k, m, n, ó solamente o
- Objetivos limitados: solamente g
solamente l
c, d, e, ó f.

El BPOE varía según la categoría de riesgo. El ASCE/SEI 41-17 no especifica cómo asignar un edificio a una categoría de riesgo. Las categorías de riesgo se utilizan para facilitar la coordinación con las regulaciones, los códigos de construcción y las políticas. La intención es que las regulaciones, los códigos de construcción y las políticas deben cubrir todas las categorías de riesgo.

Tabla 7*Objetivos de desempeño según ASCE/SEI 41-17*

Nivel de peligro sísmico	Niveles de desempeño del edificio objetivo			
	Operacional (1-A)	Ocupación inmediata (1-B)	Seguridad de vida (3-C)	Prevención de colapso (5-D)
50 %/20 años	a	b	c	d
BSE-1E (20 %/50 años)	e	f	g	h
BSE-2E (5 %/ 50 años)	i	j	k	l
BSE-2N (ASCE 7 MCER)	m	n	o	p

Nota. La tabla muestra que cada celda en la matriz representa un objetivo de desempeño discreto. Tomado de ASCE/SEI 41-17 (2017).

Objetivo de desempeño básico equivalente a los nuevos estándares de construcción. El objetivo de BPON es proporcionar un desempeño equivalente al que está previsto para edificios nuevos diseñados según ASCE 7-16. Este Objetivo de desempeño se clasifica como un caso especial del objetivo de desempeño mejorado porque es mayor que el BPOE. La Tabla 8 presenta los objetivos de desempeño para una edificación nueva en función de la categoría de riesgo y el nivel de amenaza que establece el ASCE 7-16 (ASCE/SEI 41-17, 2017).

Tabla 8*Objetivo de desempeño básico equivalente*

Categoría de riesgo	Nivel de peligro sísmico	
	BSE-1N	BSE-2N
I y II	Seguridad de vida	Prevención de colapso
	Retención de posición (3-B)	Peligros reducidos (5-D)
III	Control de daño	Seguridad limitada
	Retención de posición (2-B)	Peligros reducidos (4-D)
IV	Ocupación inmediata	Seguridad de vida
	Operacional (1-A)	Peligros reducidos (3-D)

Nota. La tabla muestra el Objetivo de Desempeño Básico equivalente a los nuevos estándares de construcción. Tomado de ASCE/SEI 41-17 (2017).

2.2.6. Peligro Sísmico Según Norma Técnica E.030

El Perú está comprendido entre una de las regiones de más alta peligrosidad sísmica que existe en la tierra, por consiguiente, está expuesto a este peligro, una forma de conocer el probable comportamiento sísmico de un lugar es prediciendo las posibles aceleraciones que podrían ocurrir en un lugar determinado.

2.2.6.1. Peligro Sísmico

El peligro sísmico debido a la sacudida del suelo se define como espectros de respuesta de aceleración o teorías de tiempo de aceleración sobre una base probabilística o determinista (Agencia Federal para el Manejo de Emergencias [FEMA 356], 2000).

Zonificación. La Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente (2018) considera la división del territorio nacional en cuatro zonas según la Tabla 9 , esta zonificación se basa en las características generales de los movimientos sísmicos, en la distribución espacial de la sismicidad observada y la atenuación de los sismos con la distancia epicentral y la información geotectónica.

Tabla 9

Factor de zonificación sísmica según Norma Técnica E.030

Factores de zona "Z"	
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Nota. El factor "Z" se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad, y se interpreta como la máxima aceleración horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. Tomado de NTE E.030 (2018).

Condiciones Geotécnicas. Para establecer el tipo de perfil de suelo se deben obtener las propiedades de los estratos que están 30 m por debajo del nivel de fondo de la cimentación. Se establece el tipo de perfil *S* empleando el número de golpes del ensayo de S.P.T, la velocidad de ondas de corte y la resistencia a corte no drenada según la Tabla 10 (Muños, 2020).

Tabla 10*Clasificación de los perfiles de suelo*

Perfil	\bar{V}_s	\bar{N}_{60}	\bar{S}_u	Descripción
S_0	> 1500 m/s	-	-	Roca dura
S_1	500 m/s a 1500 m/s	> 50	> 100 kPa	Suelos muy rígidos
S_2	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa	Suelos intermedios
S_3	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa	Suelos blandos
S_4	Clasificación basada en el EMS			Condiciones excepcionales

Nota. Tomado de NTE E.030 (2018).

Parámetros de Sitio (S , T_p y T_L). La Norma define el espectro elástico para 4 tipos de perfil empleando, el factor Z , el factor S y los períodos del espectro T_p y T_L . El factor S es un factor de modificación de la aceleración pico del suelo para un perfil determinado respecto al Perfil Tipo S_1 ; por tanto, el producto ZS es la aceleración máxima en la superficie para cada zona sísmica y tipo de perfil de suelo definido (Muños, 2020). El factor de suelo S es definido con la Tabla 11 de acuerdo al factor de zonificación sísmica, T_p y T_L se definen de acuerdo a la Tabla 12.

Tabla 11*Factor de suelo "S"*

Zona	S_0	S_1	S_2	S_3
Z_4	0,80	1,00	1,05	1,10
Z_3	0,80	1,00	1,15	1,20
Z_2	0,80	1,00	1,20	1,40
Z_1	0,80	1,00	1,60	2,00

Nota. Tomado de NTE E.030 (2018).

Tabla 12*Períodos T_p y T_L*

	Perfil de suelo			
	S_0	S_1	S_2	S_3
$T_p(s)$	0,3	0,4	0,6	1,0
$T_L(s)$	3,0	2,5	2,0	1,6

Nota. Tomado de NTE E.030 (2018).

Factor de Amplificación Sísmica (C). Se estima el factor de amplificación en función del período de la estructura y de los períodos T_p y T_L mediante las siguientes ecuaciones.

$$T < T_p \quad C = 2,5 \quad (2)$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \left(\frac{T_p}{T} \right) \quad (3)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2} \right) \quad (4)$$

Donde:

T = Período fundamental de vibración

T_p = Período corto de la estructura

T_L = Período largo de la estructura

2.2.6.2. Espectro de Diseño Según la Norma Técnica E.030

La Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente (2018) define un espectro inelástico de pseudo-aceleración mediante la ecuación (5). En esta ecuación “C” está en función del período de la estructura y los factores Z , U y S . El factor de reducción R , varía para cada dirección dependiendo de los sistemas estructurales.

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot C}{R} \cdot g \quad (5)$$

Donde:

Z = factor de zona

U = factor de uso

S = factor de suelo

C = factor de amplificación sísmica

R = coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas

g = gravedad

Relación entre Aceleraciones del Suelo y Períodos de Retorno. El peligro sísmico causado por un sismo se define para cualquier nivel de amenaza sísmica utilizando un espectro de respuesta con un amortiguamiento de 5 %. Para determinar distintos niveles de sismo se puede usar la ecuación (6). Se puede determinar el valor aceleración a_2 con los valores de a_1, T_1 y T_2 con la siguiente ecuación donde k es igual a 0,4:

$$\frac{a_2}{a_1} = \left(\frac{T_2}{T_1}\right)^k \quad (6)$$

Donde:

T_1 = Período de retorno medio del sismo de diseño

T_2 = Período de retorno medio del sismo objetivo

k = varía entre 0,3 y 0,4

2.2.7. Criterios de Aceptabilidad de Desempeño

La suma del desempeño de los componentes estructurales (propiedades de los materiales) representa el desempeño global del sistema estructural. Es por esta razón que las distintas normas disponen criterios tanto globales como locales para cada componente estructural para la medición del desempeño.

2.2.7.1. Criterios de Aceptación Global

Las distintas normativas internacionales, miden a nivel global el desempeño de la edificación a través de los desplazamientos laterales relativos de entresijos o derivas. En la Tabla 13 se presenta un resumen de las normativas con sus respectivos límites de aceptación global.

$$\theta_i = \frac{(\Delta_{i+1} - \Delta_i)}{(x_{i+1} - x_i)} \quad (7)$$

Donde:

θ_i = deriva máxima

Δ_i = máximo desplazamiento en el nivel i

$(x_{i+1} - x_i)$ = altura del entrepiso

Tabla 13

Criterios de aceptación global

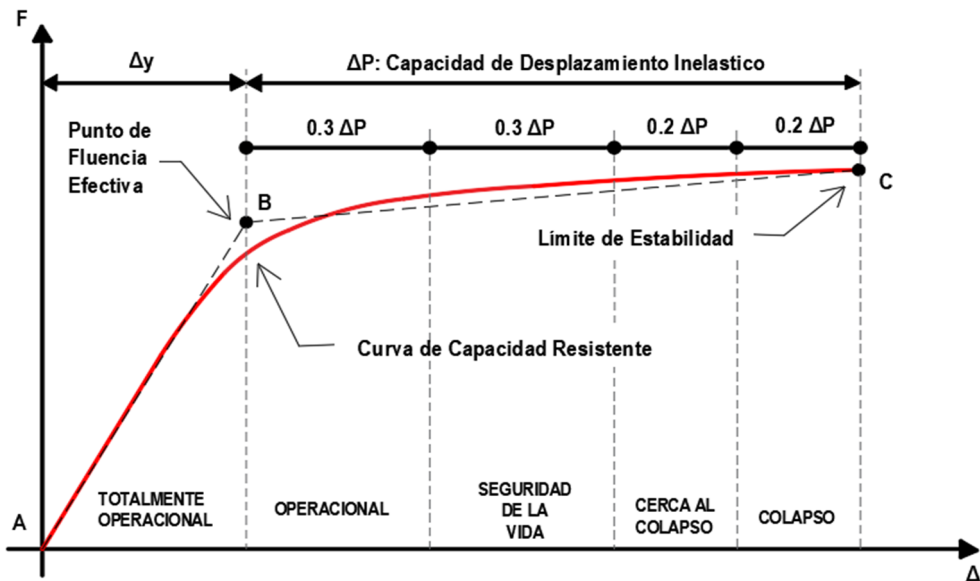
Nivel desempeño	Deriva	VISION 2000	ATC-40	FEMA 273/356	ASCE 41-17 (Marcos/ Muros de concreto)
		1995	1996	1997	2017
Operacional	Transitorio	<0,2% (+/-)	1 %	-	-
	Permanente	Nada	0,50 %	-	-
Ocupación inmediata	Transitorio	< 0,5% (+/-)	1% - 2%	1 %	Daño no estructural menor o nulo.
	Permanente	Nada	0,5% - 1,5%	Despreciable	Despreciable.
Seguridad de vida	Transitorio	< 1,5% (+/-)	2 %	2 %	Suficiente para causar daño no estructural.
	Permanente	< 0,5% (+/-)	Sin limite	1 %	Incapaz.
Prevención de colapso	Transitorio	< 2,5% (+/-)	0,33 (Vi/Pi)	4 %	Suficiente para causar gran daño no estructural.
	Permanente	< 2,5% (+/-)	Sin limite	4 %	Extenso.
	Perdida de Resistencia	-	20 %	-	-

Nota. La tabla muestra los límites de deriva para evaluar el desempeño global.

Sectorización de la curva de capacidad. El Comité VISION 2000 desde el punto de vista estructural divide la curva de capacidad en sectores asociados a niveles de desempeño como se muestra en la Figura 4.

Figura 4

Sectorización propuesta por el comité VISION 2000



Nota. Tomado de SEAOC (1995).

2.2.7.2. Criterios de Aceptación Local

Antes de seleccionar los criterios de aceptación de los componentes, cada componente debe clasificarse como primario o secundario y cada acción se clasificará como deformación controlada (dúctil) o fuerza controlada (no dúctil). Las verificaciones locales se definen comparando las demandas calculadas con los criterios de aceptación de los componentes según la Tabla 14.

Tabla 14

Criterios de aceptación de rótulas plásticas

Elemento Estructural	ATC-40	FEMA 273/356	ASCE 41-17
Vigas	Ir a Tabla 11-3	Ir a Tabla 6-7	Ir a Tabla 10-7
Vigas de Acople	Ir a Tabla 11-9	Ir a Tabla 6-19	Ir a Tabla 10-20
Muros de Corte	Ir a Tabla 11-7	Ir a Tabla 6-19	Ir a Tabla 10-19
Columnas	Ir a Tabla 11-4	Ir a Tabla 6-9	Ir a Tabla 10-8

Nota. La variable de medición más utilizada por las normativas es la rotación en las rótulas plásticas.

2.2.8. Comportamiento no Lineal de Estructuras de Concreto Armado

El comportamiento de estructuras de concreto armado desde la perspectiva fuerza-desplazamiento es intrínsecamente no lineal, esto se debe fundamentalmente a la no linealidad geométrica y la no linealidad de la ley constitutiva de los materiales (No linealidad mecánica) (Recuero,1981).

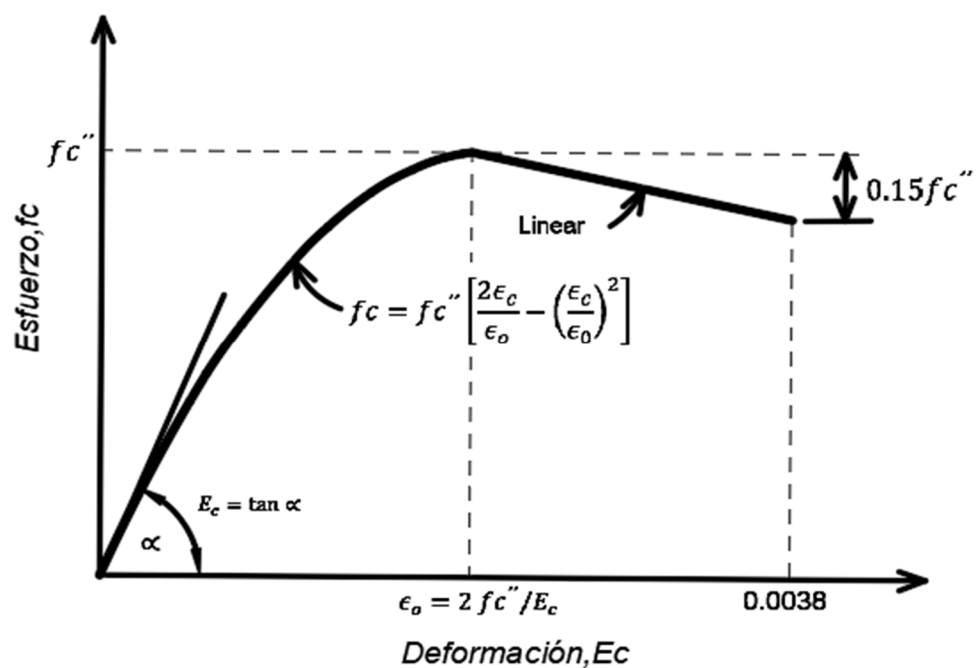
2.2.9. Modelos Esfuerzo - Deformación para el Concreto

2.2.9.1. Modelo de Hognestad

El modelo de Hognestad data a partir del año 1951, en este modelo se suele tomar un valor de $\epsilon_0 = 0,002$ y un valor de E_{cu} entre 0,003 y 0,004. El modelo de Hognestad es uno de los más usados para representar el comportamiento del concreto no confinado (Ottazzi, 2004).

Figura 5

Modelo de esfuerzo- deformación del concreto de Hognestad



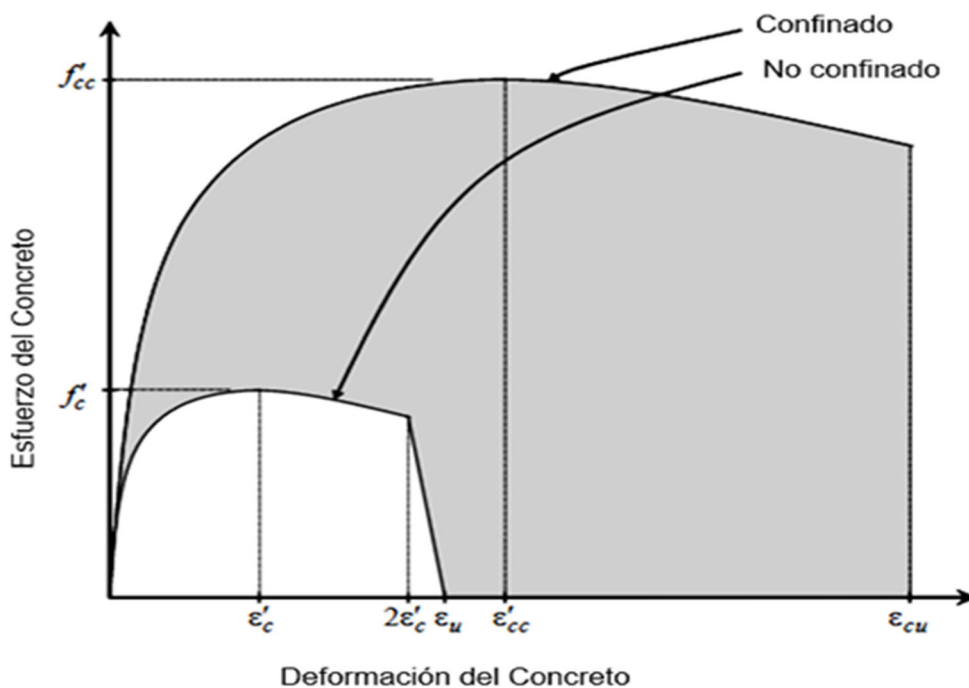
Nota. La figura muestra el Modelo de curva idealizada esfuerzo deformación para concreto no confinado de Hognestad. Tomado de Park y Paulay (1975).

2.2.9.2. Modelo de Mander

Es un modelo aplicable para elementos con variables específicas como el nivel de confinamiento, espaciamiento de refuerzos transversales, es aplicable a elementos circulares y rectangulares. La capacidad máxima de deformación del concreto confinado de Mander es una función del acero de confinamiento. La Figura 6 muestra las curvas de tensión-deformación de Mander para concreto confinado y no confinado. La diferencia entre las curvas confinadas y no confinadas se muestra sombreada. El área sombreada representa la capacidad adicional proporcionada por el acero de confinamiento para almacenar energía de deformación.

Figura 6

Modelo esfuerzo-deformación Mander



Nota. La figura muestra que hay un aumento de la resistencia y la ductilidad en la curva de concreto confinado. Tomado de Mander (1983).

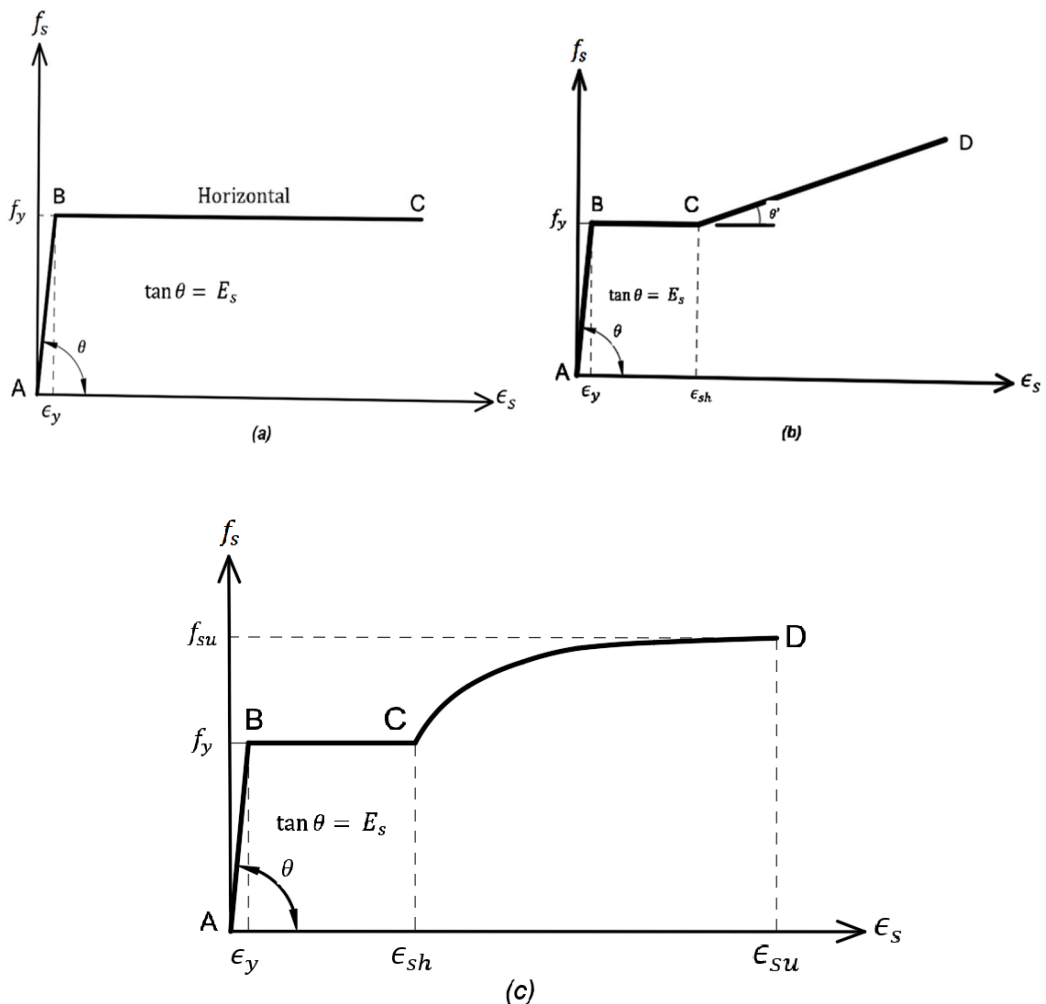
2.2.10. Modelos Esfuerzo - Deformación para Acero de Refuerzo

Se puede determinar la curva esfuerzo-deformación de una manera simplificada idealizándola como dos tamos rectos (modelo elastoplástico), como se muestra en la Figura 7a, ignorando el aumento en el esfuerzo a causa del endurecimiento por deformación y la resistencia superior de cedencia. A veces es

necesario determinar el esfuerzo del acero a deformaciones superiores que la cedencia, para así poder calcular con precisión la resistencia de los componentes bajo estas deformaciones. Esto es cierto en el diseño sísmico en donde los requerimientos de ductilidad generan la posibilidad de lograr deformaciones superiores que la deformación de cedencia. En la Figura 7b y Figura 7c se observan idealizaciones más precisas utilizables para la curva de esfuerzo-deformación. Para usar estas idealizaciones son necesarios los valores de esfuerzo y deformación en la ruptura, endurecimiento por deformación y al comienzo de la cedencia (Park y Paulay, 1975).

Figura 7

Idealizaciones de la curva esfuerzo-deformación del acero



Nota. La figura muestra: (a) modelo elastoplástico, (b) modelo trilineal y (c) curva completa. Tomado de Park y Paulay (1975).

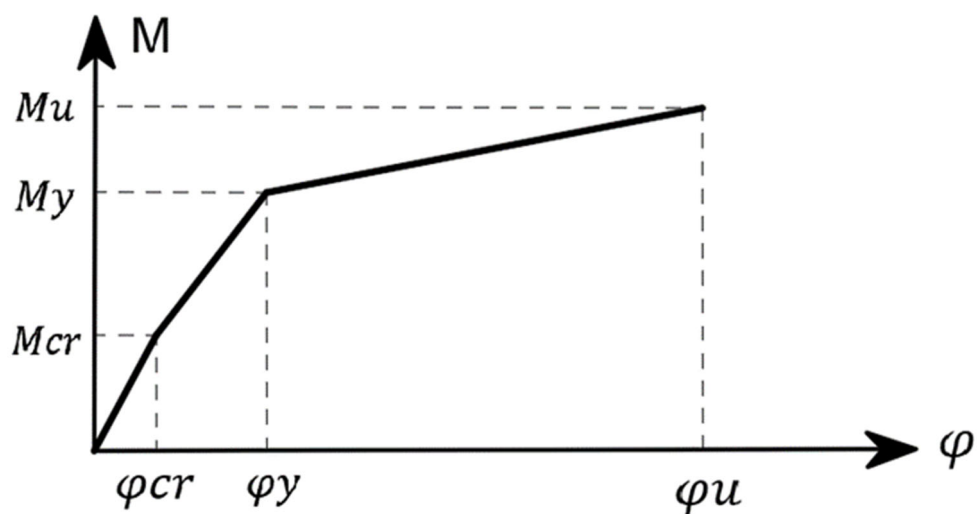
2.2.11. Modelo no Lineal para Secciones y Elementos

2.2.11.1. Diagrama Momento-Curvatura

Es esencial conocer la relación momento-curvatura de las secciones de los componentes estructurales, como se muestra en la Figura 8, con el objetivo de determinar cuál es la máxima capacidad a flexión y la capacidad de ductilidad de curvatura, para comparar estos valores y las demandas obtenidas en el diseño sismorresistente. Para el análisis no lineal, es importante comprender la relación momento-curvatura para así hallar la rigidez de cada rama del diagrama histerético que es necesario para precisar la no linealidad del material. La relación momento-curvatura es el cimiento fundamental del análisis estático no lineal y del análisis dinámico no lineal (Medina , 2012).

Figura 8

Diagrama momento-curvatura típica



Nota. La figura muestra el diagrama momento-curvatura típica de una sección rectangular. Tomado de Ottazzi (2004).

2.2.11.2. Diagrama Momento-Rotación

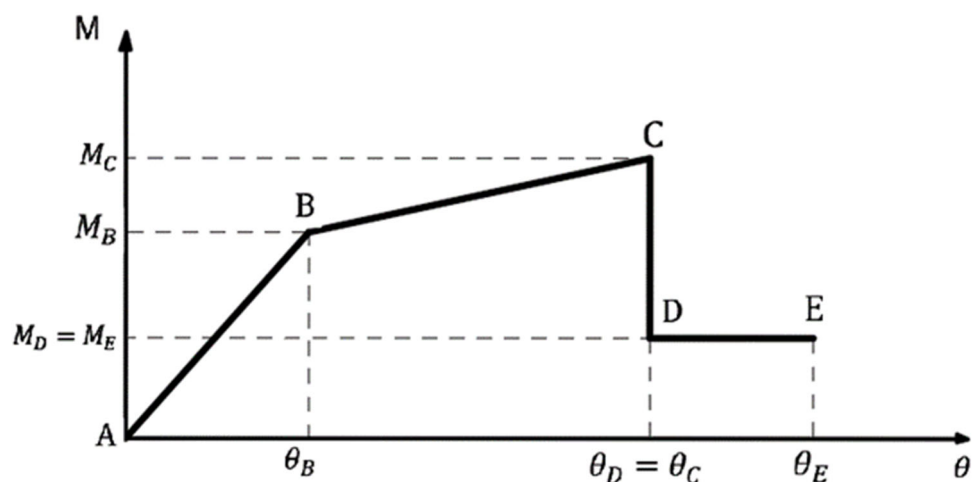
Es fundamental distinguir la diferencia entre el diagrama momento-rotación y momento-curvatura para la zona plastificada de una viga. El diagrama momento-rotación pertenece a una porción o zona del elemento, generalmente la zona donde

se forma la articulación plástica y el diagrama momento-curvatura pertenece a una sección (teóricamente de longitud nula) fisurada de concreto armado (Ottazzi, 2004).

Por lo mencionado anteriormente es difícil el cálculo de la rotación inelástica, por ello normas internacionales como el FEMA 440, ATC-40 y ASCE/SEI 41 establecen un diagrama momento-rotación simplificado y normalizado como se muestra en la Figura 9 , el cual se construye calculando algunos parámetros.

Figura 9

Diagrama momento-rotación simplificado



Nota. La figura muestra el diagrama momento-rotación normalizado simplificado. Tomado de ASCE/SEI 41-17 (2017).

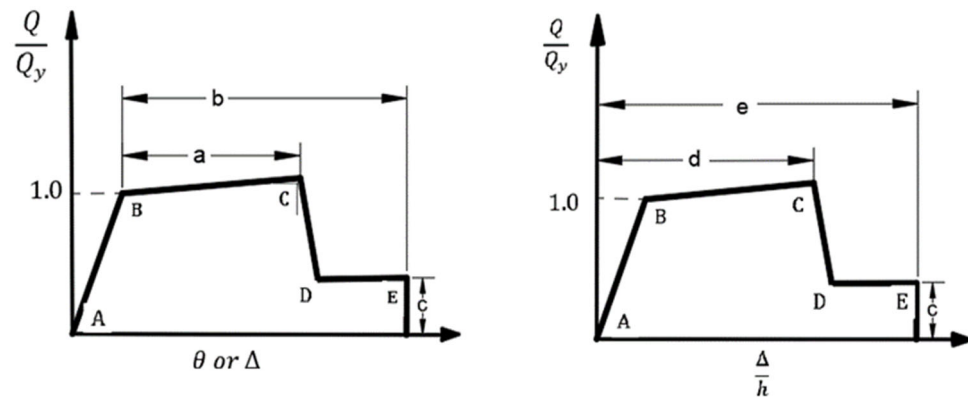
2.2.12. Relaciones Generalizadas Fuerza-Deformación

Según el ASCE/SEI 41-17 (2017) para el análisis estático no lineal, se permite la relación fuerza-deformación generalizada que se muestra en la Figura 10 u otras curvas que definan el comportamiento bajo una deformación que aumenta monótonamente. La respuesta de los componentes más allá del rango lineal se representa por valores obtenidos mediante ensayos experimentales o tomados a partir de las Tablas del ASCE/SEI 41.

La Figura 10 muestra la relación fuerza-deformación generalizada para elementos de concreto. En el punto B tenemos el rendimiento efectivo, en el punto C tenemos la resistencia máxima, en el punto D la resistencia residual y en el punto E la deformación última

Figura 10

Relación fuerza-deformación generalizada



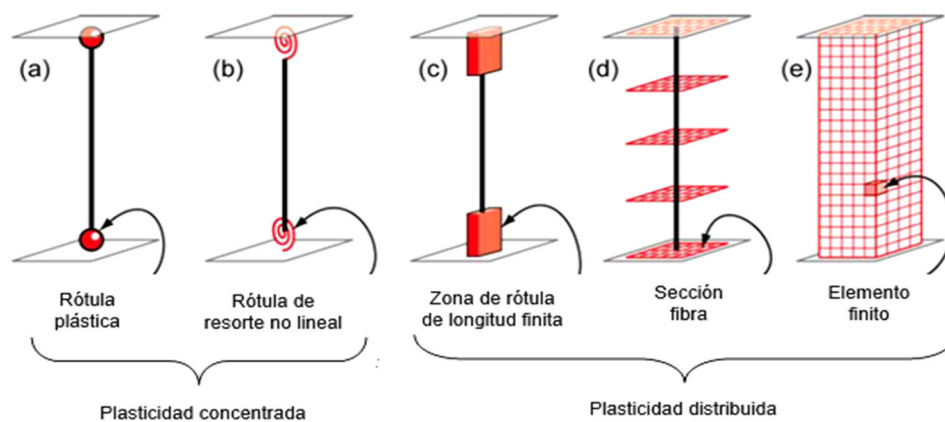
Nota. Tomado de ASCE/SEI 41-17 (2017).

2.2.13. Modelos de no Linealidad

Los modelos inelásticos de componentes estructurales se diferencian por la forma en que la plasticidad se distribuye a lo largo de su longitud y de las secciones transversales del componente. Por ejemplo, en la Figura 11 se muestra tipos de modelos idealizados para simular la respuesta inelástica de columnas y vigas. Se pueden modelar varios tipos de miembros estructurales utilizando los conceptos ilustrados en la Figura 11 (Deierlein, Reinhorn y Willford, 2010).

Figura 11

Modelos idealizados de vigas y columnas



Nota. La figura muestra tipos de modelos idealizados para representar la respuesta inelástica de vigas y columnas. Tomado de Deierlein, Reinhorn y Willford (2010).

2.2.13.1. Rótulas plásticas

Las rótulas plásticas se forman en las estructuras de barras durante las vibraciones sísmicas basadas en la suposición de que el comportamiento no lineal del sistema que transporta cargas sísmicas se concentra en los extremos de los elementos de carga: vigas y columnas. Las propiedades de las rótulas plásticas son importantes para determinar los modos de respuesta no lineal de la respuesta estructural global bajo excitaciones sísmicas. (Köroğlu, Arslan, & Körez, 2014)

Como ya se indicó, la plasticidad concentrada es el enfoque más utilizado en el diseño sísmico moderno. Una rótula plástica concentrada y adecuadamente desarrollada aparece dependiendo de varios factores: propiedades mecánicas del refuerzo y sus detalles, relación de refuerzo, resistencia a la compresión del concreto, forma de sección transversal y nivel de confinamiento (Inel & Ozmen, 2006).

Para desarrollar el modelo analítico se considera una zona de daño equivalente donde se concentra la deformación inelástica esta zona es llamada longitud plástica L_p cómo se observa en la Figura 12, hay varias propuestas para calcular la longitud plástica, la forma más simple es la ecuación (8) propuesta por Park y Paulay, otra propuesta es la ecuación (9) propuesto por Priestley et al. y se ha utilizado en algunas directrices como el ATC-32.

$$LP = 0,5H \quad (8)$$

$$LP = 0,08L + 0,15 f_{ye} d_{bl} \geq 0,3 f_{ye} d_{bl} \quad (9)$$

Donde:

H = peralte de la sección.

L = distancia desde la sección crítica de la rótula hasta el punto de contra flexión.

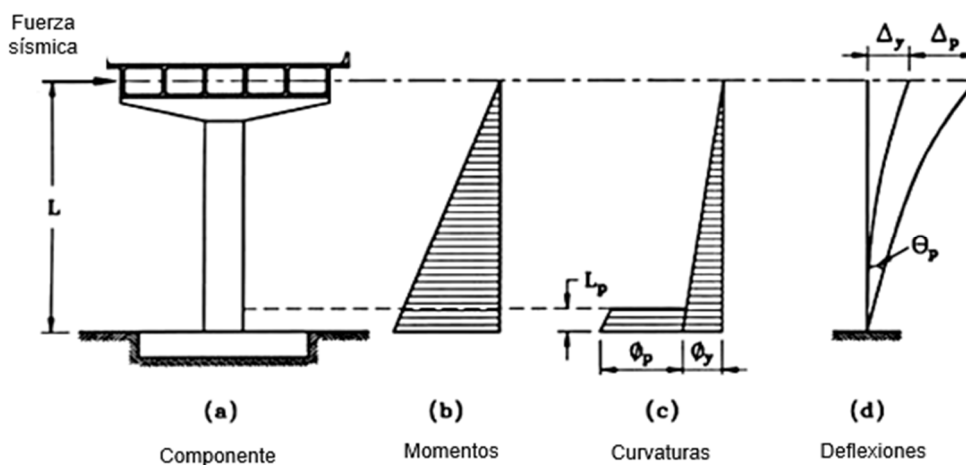
f_{ye} = fluencia efectiva del refuerzo longitudinal, en Ksi.

d_{bl} = diámetro del refuerzo longitudinal.

Las rótulas plásticas necesitan el concepto de una curva de fuerza-desplazamiento o momento-rotación el cual define puntos de control esenciales para su construcción. En la Figura 10 se mostró una generalización del comportamiento fuerza-deformación o momento rotación donde se observa los diferentes estados de fuerza y deformación para una rótula plástica. El ASCE/SEI 41-17, establece en la Tabla 15 y Tabla 16 los respectivos valores pertenecientes a los 5 puntos (A, B, C, D y E) que se muestran para estructuras a base de pórticos de concreto armado.

Figura 12

Deformación inelástica de una columna de puente



Nota. La figura muestra la formación de rótulas plásticas en la base de columna. Tomado de Priestley, Seible y Calvi (1996).

Tabla 15

Parámetros de modelado y criterios de aceptación de columnas

Angulo de rotación plástica, a y b (radianes) Relación de resistencia residual, c	Criterios de aceptación		
	Angulo de rotación plástica (radianes)		
	Nivel de desempeño		
	IO	LS	CP
Columnas no controladas			
$a = (0,042 - 0,043 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} + 0,63 \rho t - 0,023 \frac{V_{yE}}{V_{colOE}}) \geq 0,0$	0,15 a ≤ 0,005	0,5b	0,7b
$\text{For } \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} \leq 0,5 \left\{ b = \frac{0,5}{5 + \frac{N_{UD}}{0,8 A_g f'_{cE}} \frac{1}{\rho t} \frac{f'_{cE}}{V_{ytE}}} - 0,01 \geq a^a \right\}$			
$c = 0,24 - 0,4 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} \geq 0,0$			
Columnas controladas			
$a = \left(\frac{1 \rho t f_{ytE}}{8 \rho t f_{ytE}} \right) \geq 0,0 \leq 0,025^d$	0,0	0,5b	0,7b
$b = \left(0,012 - 0,085 \frac{N_{UD}}{A_g f'_{cE}} + 12 \rho t^e \right) \geq 0,0 \geq a$ $\leq 0,06$			
$c = 0,15 + 36 \rho t \leq 0,4$			

Nota. Tomado de ASCE/SEI 41-17 (2017).

Tabla 16*Parámetros de modelado no lineales de vigas*

Condiciones	Parámetros de modelado				
			Angulo de rotación plástica (radianes)	Relación de resistencia residual	
			a	b	c
I. Vigas controladas por flexión					
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Refuerzo transversal	$\frac{V^d}{bd\sqrt{f'cE}}$			
≤0,0	C	≤3 (0,25)	0,025	0,05	0,2
≤0,0	C	≥6 (0,5)	0,02	0,04	0,2
≥0,5	C	≤3 (0,25)	0,02	0,03	0,2
≥0,5	C	≥6 (0,5)	0,015	0,02	0,2
≤0,0	NC	≤3 (0,25)	0,02	0,03	0,2
≤0,0	NC	≥6 (0,5)	0,01	0,015	0,2
≥0,5	NC	≤3 (0,25)	0,01	0,015	0,2
≥0,5	NC	≥6 (0,5)	0,005	0,01	0,2
II. Vigas controladas por corte					
espaciado de estribos ≤ d/2			0,0030	0,02	0,2
espaciado de estribos > d/2			0,0030	0,01	0,2
III. Vigas controladas por un desarrollo inadecuado o empalmes a lo largo del tramo					
espaciado de estribos ≤ d/2			0,0030	0,02	0,0
espaciado de estribos > d/2			0,0030	0,01	0,0
IV. Vigas controladas por empotramiento inadecuado en la junta viga-columna					
			0,015	0,03	0,2

Nota. La tabla muestra los parámetros de modelado y criterios de aceptación para procedimientos no lineales en vigas. Tomado de ASCE/SEI 41-17 (2017).

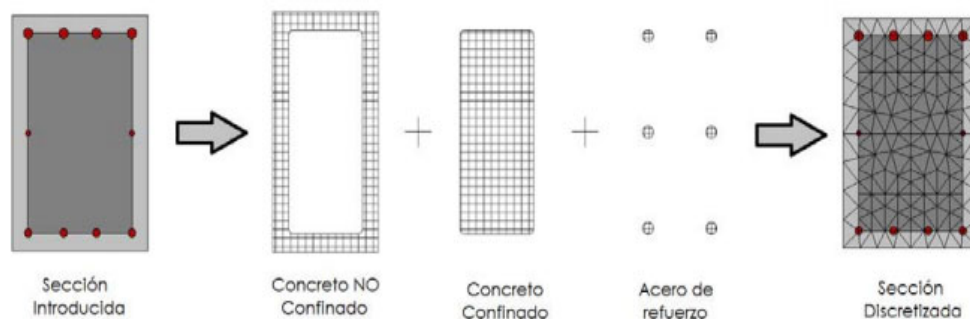
2.2.13.2. Plasticidad distribuida

La ventaja de emplear estos tipos de plasticidad es que la respuesta de la rótula plástica se define a través de modelos de esfuerzo deformación de los mismos materiales, permitiendo un cambio gradual a nivel de secciones entre el rango elástico, plástico y rotura. Asimismo, este modelado concede la interacción directa entre los esfuerzos normales, permite directamente evaluar las tensiones en las fibras y brinda excelentes resultados (Cabrero, 2014).

Tipo fibra. Las rótulas tipo fibra son elásticas y están compuestas por un conjunto de puntos de material, cada uno de los cuales representa una parte de la sección transversal del marco con el mismo material como se muestra en Figura 13. Las curvas fuerza-deflexión y momento-rotación no se especifican, sino que se calculan durante el análisis a partir de las curvas esfuerzo-deformación de los materiales (Computers & Structures, Inc, 2017).

Figura 13

Discretización transversal de una sección de concreto armado



Nota. Tomado de Cabrero (2014).

2.2.14. No Linealidad de Albañilería Confinada

En pórticos de concreto armado, el comportamiento no-lineal se considera concentrado en rótulas plásticas que se ubican en los extremos de vigas y columnas donde se considera que fallan por flexión. Pero en muros de albañilería confinada, los efectos de corte son fundamentales y deben considerarse durante su modelado analítico. El análisis no-lineal de las estructuras considera dos tipos de no linealidad: la no linealidad geométrica y la no linealidad del material. En el caso de las

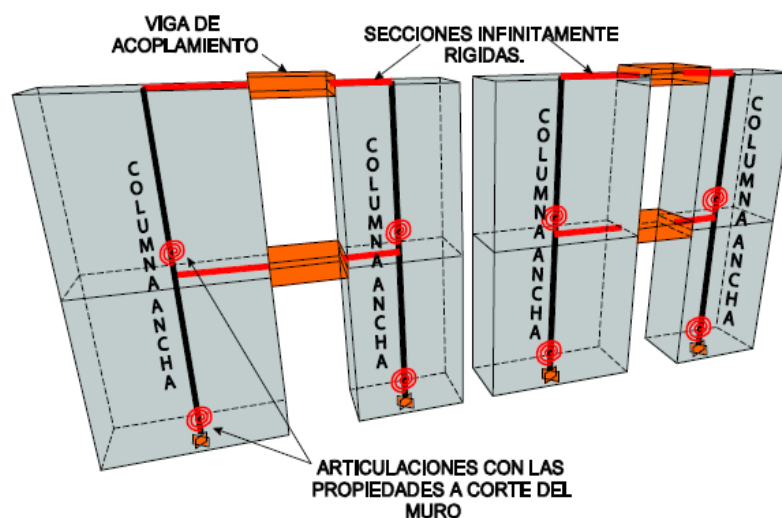
estructuras de albañilería, se puede despreciar el primer tipo de no linealidad ya que el límite de desplazamiento asociado a su estado máximo de utilidad suele ser pequeño. Por lo que solo se considera la no linealidad de la albañilería (Rangel José, 2012).

2.2.14.1. Método de Columna Ancha

Este modelo es una buena opción para modelar el comportamiento elástico de los muros de albañilería. Las deformaciones que presentan los muros, en el rango no-lineal, tienden a estar regidas por corte (Rangel José, 2012).

Figura 14

Modelo de columna ancha



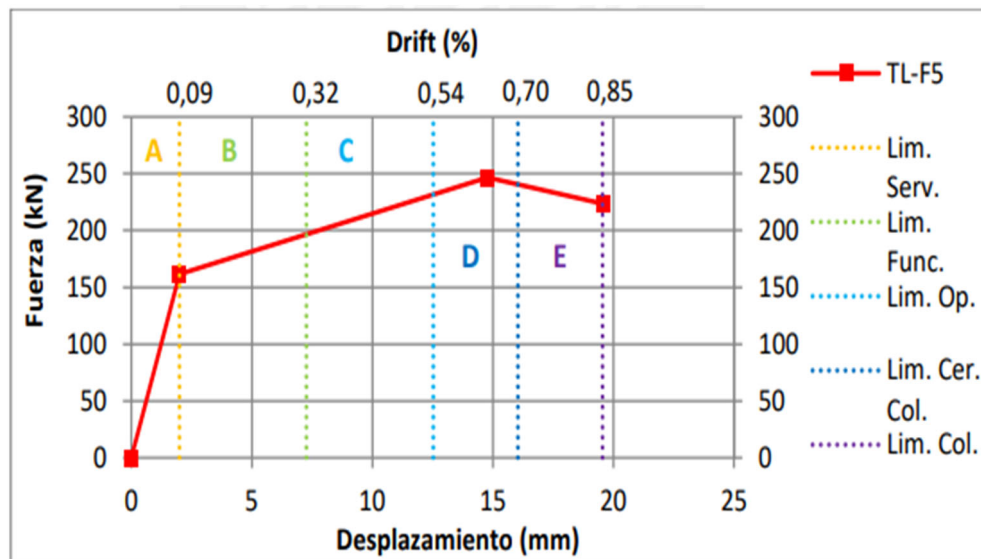
Nota. Las propiedades que definen el comportamiento no lineal de la albañilería se asignan mediante una rótula. Tomado de Rangel José (2012).

2.2.14.2. Curva de fuerza-desplazamiento

La curva de fuerza-desplazamiento de un muro de albañilería confinada se puede obtener por medio de ensayos, las cuales se representan de una manera idealizada como se muestra en la Figura 15. Tomando como base un ensayo se puede simular mediante una rótula de corte en la columna ancha el comportamiento no lineal de un muro de albañilería confinada.

Figura 15

Curva trilineal con los límites de los niveles de daño



Nota. La figura muestra los límites de desempeño de la albañilería confinada. Tomado de Coral Alva (2017).

Resistencia al Agrietamiento Diagonal. Según la Norma Técnica E.070 Albañilería (2006), la resistencia al corte V_m de los muros de albañilería de unidades de arcilla y de concreto se calcula en cada entrepiso mediante la ecuación (10):

$$V_m = 0,5 v'_m \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0,23 P_g \quad (10)$$

Donde:

v'_m = resistencia característica a corte de la albañilería.

P_g = carga gravitacional de servicio (NTE E.030 Diseño Sismorresistente)

t = espesor efectivo del muro.

L = longitud total del muro (incluyendo a las columnas en el caso de muros confinados).

α = factor de reducción de resistencia al corte por efectos de esbeltez,

calculado como: $\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{V_e \cdot L}{M_e} \leq 1$

Donde:

V_e = fuerza cortante del muro obtenida del análisis elástico

M_e = momento flector del muro obtenido del análisis elástico

2.2.15. Análisis Estático no Lineal (Pushover)

El análisis estático no lineal (Pushover) se utiliza para cuantificar la resistencia de la estructura a la deformación lateral y para medir el modo de deformación y la intensidad de las demandas locales. Se han recomendado varias técnicas, incluido el uso de patrones de fuerza lateral constante y el uso de enfoques adaptativos y multimodales. Las técnicas del análisis Pushover facilitan información útil sobre las características del sistema estructural y pueden usarse para identificar algunos (pero no necesariamente todos) los posibles mecanismos de falla. Debido a que el patrón de carga lateral utilizado en los análisis Pushover no puede representar el rango potencial de carga experimentado en la respuesta dinámica, los resultados obtenidos por los análisis Pushover representan en el mejor de los casos una aproximación del comportamiento no lineal que se espera que se desarrolle en la estructura ante un sismo.

Este procedimiento estático no lineal es adecuado para edificaciones regulares de poca altura, donde el modo fundamental de vibración domina la respuesta de la estructura. Y menos adecuado para edificaciones irregulares y de gran altura, donde múltiples modos de vibración afectan el comportamiento de la estructura (Deierlein, Reinhorn y Willford, 2010).

2.2.15.1. Limitaciones

- La medida de extensión de la no linealidad (tasa de resistencia $\mu_{strength}$) será menor que la medida de la degradación del sistema (valor máximo μ_{max}). (ASCE/SEI 41-17, 2017).
- Los superiores modos de vibración no tienen que ser significativos en la respuesta total de la estructura. Para verificar, primero se tiene que realizar un análisis modal considerando los suficientes modos de vibración para sumar 90 % de la masa participativa, luego se realiza un análisis modal pero solamente se considera el primer modo. Se consideran significativos los modos superiores si el cortante en cualquier nivel obtenido a partir del primer análisis supera en un 130 % al cortante obtenido en el segundo análisis (ASCE/SEI 41-17, 2017).

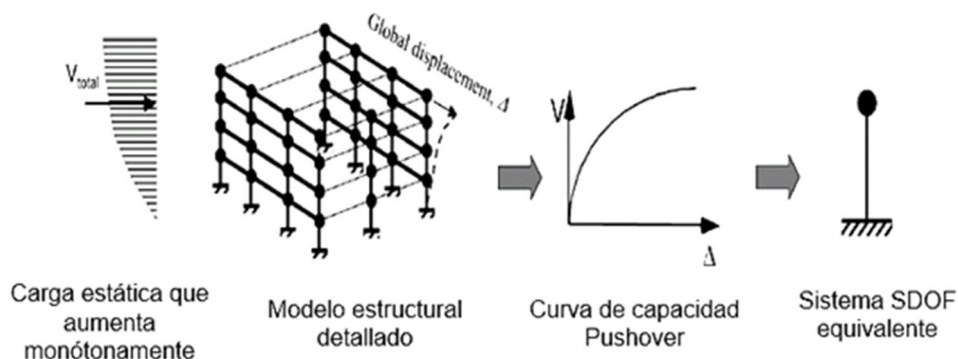
2.2.15.2. Método de análisis, modelado y resultado

El principio básico del análisis es someter los pisos de un modelo estructural inelástico a un patrón de fuerza lateral incremental como se muestra en la Figura 16, las cargas de gravedad de los componentes son incluidas en el modelo matemático. El patrón de fuerzas laterales se aplica tanto en la dirección positiva y negativa, estas fuerzas representan una distribución simplificada de las fuerzas inducidas por sismo. El nodo de control se ubica en el centro de masa del techo. El objetivo es obtener las estimaciones de la fuerza lateral global, la ductilidad del desplazamiento global y el mecanismo de falla de una estructura bajo fuerzas laterales inducidas por sismo.

En comparación con los métodos de análisis lineales, el análisis estático no lineal Pushover tiene como ventaja su capacidad para dar cuenta de la redistribución de las fuerzas internas a medida que los componentes estructurales experimentan la no linealidad bajo patrones de fuerzas laterales incrementales. (Najam, 2018).

Figura 16

Representación esquemática del AENL (Pushover)



Nota. Tomado de FEMA 440 (2005).

2.2.15.3. Patrones de Carga Lateral

Según el FEMA 356 (2000), en el plano de cada diafragma de piso se colocarán las cargas laterales al modelo matemático en proporción a la distribución de las fuerzas de inercia. Para los análisis, se aplicarán mínimo dos distribuciones verticales de carga lateral.

El ATC-40 (1996) recomienda usar el primer modo como patrón de carga lateral. Sin embargo, también se pueden usar los siguientes patrones: carga

concentrada, primer modo, distribución por código, Pushover multimodal y adaptativa.

Según el ASCE/SEI 41-17 (2017), los patrones de cargas laterales se deben aplicar al modelo matemático en proporción a la distribución de masa de cada diafragma de piso. El patrón de cargas laterales será proporcional a la forma del modo fundamental en la dirección considerada. El siguiente componente de las fuerzas de gravedad, Q_G , deberá ser considerado antes de someter a la estructura a fuerzas sísmicas.

$$Q_G = Q_D + Q_L + Q_S \quad (11)$$

Donde:

Q_D = Carga muerta.

Q_L = Carga viva efectiva, igual al 25 % de la carga viva de diseño no reducida.

Q_S = Carga de nieve.

Según FEMA 440 (2005) las investigaciones han demostrado que los patrones de fuerzas múltiples hacen poco para mejorar la precisión de los procedimientos estáticos no lineales y que se recomienda un patrón único basado en la forma del primer modo.

2.2.15.4. Curva de capacidad

La curva de Capacidad relaciona la cortante basal V y desplazamiento en el techo. Se construye para representar la respuesta del primer modo de la estructura basada en la suposición de que el modo fundamental de vibración es la respuesta predominante de la estructura. Esto es válido para edificios con períodos fundamentales de hasta aproximadamente un segundo. Para edificios más flexibles con un período fundamental mayor que un segundo, el análisis debe considerar abordar los efectos de modos más altos (ASCE/SEI 41-17, 2017).

2.2.15.5. Representación Idealizada de la Curva de Capacidad

La relación no lineal fuerza-desplazamiento entre el cortante en la base y el desplazamiento en el techo se representa por una relación idealizada para obtener la rigidez lateral efectiva, K_e , y el límite elástico efectivo, V_y , de la edificación, como se muestra en la Figura 17 (ASCE/SEI 41-17, 2017).

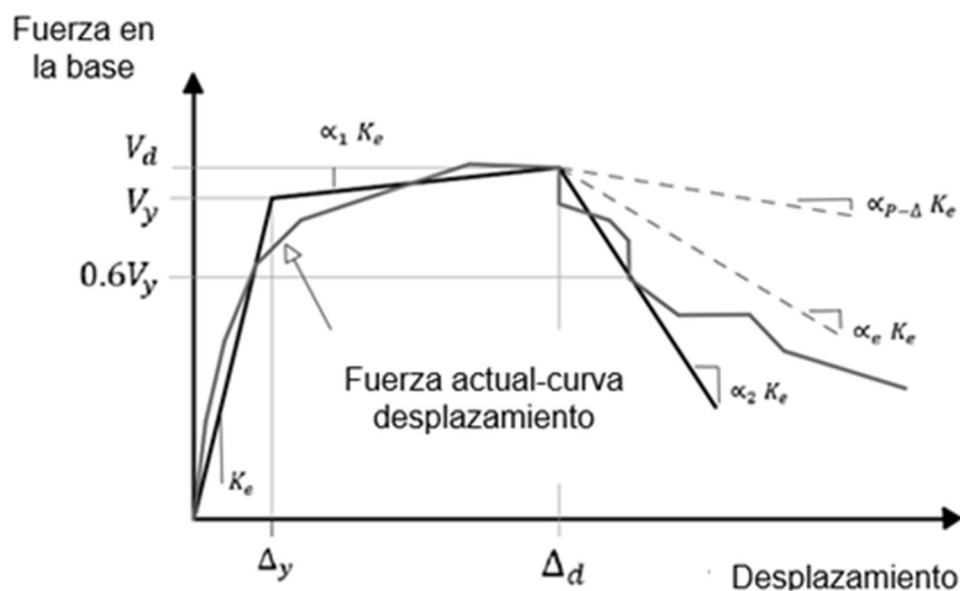
El primer tramo de línea de la curva idealizada debe comenzar en el origen y tener una pendiente igual a la rigidez lateral efectiva, K_e . La rigidez lateral efectiva, K_e , se tomará como la rigidez secante calculada con una cortante basal igual al 60 % del límite elástico efectivo de la estructura. El límite elástico efectivo, V_y , no debe ser mayor que la fuerza cortante basal máxima en ningún punto a lo largo de la curva fuerza-desplazamiento (ASCE/SEI 41-17, 2017).

El segundo tramo representa la pendiente positiva posterior a la fluencia ($\alpha_1 K_e$), determinada por el punto (V_d, Δ_d) y un punto en la intersección con el primer tramo, de modo que las áreas formadas por encima y debajo de la curva real sean aproximadamente iguales. (V_d, Δ_d) será un punto en la curva de capacidad real en el desplazamiento objetivo calculado, o en el desplazamiento correspondiente al cortante basal máximo, el que sea menor (ASCE/SEI 41-17, 2017).

El tercer tramo de línea representará la pendiente negativa posterior a la fluencia ($\alpha_1 K_e$), determinada por el punto al final de la pendiente positiva posterior a la fluencia (V_d, Δ_d) y el punto en el que la cortante basal se reduce al 60 % del límite elástico efectivo (ASCE/SEI 41-17, 2017).

Figura 17

Curva de capacidad (curva Pushover)



Nota. La figura muestra la curva de capacidad y una representación idealizada. Tomado de ASCE/SEI 41-17 (2017).

2.2.15.6. Período efectivo

El período fundamental efectivo en la dirección considerada será basado en la curva de fuerza-desplazamiento idealizada. El período fundamental efectivo, T_e , se calculará de acuerdo a la ecuación (12):

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (12)$$

Dónde:

T_i = Período fundamental elástico calculado por análisis dinámico elástico.

K_i = Rigidez lateral elástica del edificio.

K_e = Rigidez lateral efectiva del edificio.

2.2.15.7. No Linealidad Geométrica

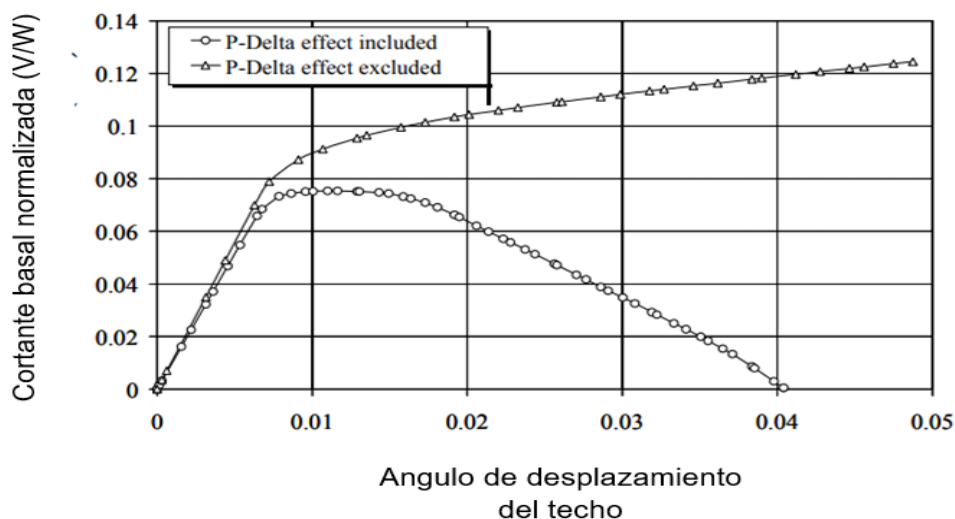
Los efectos P-Delta son causados por cargas que actúan sobre la configuración deformada de la estructura. P-delta se ocupa de los efectos locales de las cargas que actúan sobre la forma deformada de un miembro entre los nudos, mientras que P-Delta se ocupa de los efectos globales de las cargas de gravedad que actúan sobre la ubicación desplazada de los nudos. Los efectos P-delta de los miembros locales rara vez son importantes en el análisis de respuesta sísmica. (Centro de Investigación de Ingeniería de Terremotos del Pacífico [PEER]; Consejo de Tecnología Aplicada [ATC] 72-1, 2010)

Desde el punto de vista dinámico, P-Delta puede conducir a una amplificación significativa en la respuesta de desplazamiento si las demandas de desplazamiento en un terremoto son lo suficientemente grandes como para entrar en el rango de rigidez tangente negativa desde el punto de vista estático, P-Delta se puede visualizar como una carga lateral adicional que aumenta las fuerzas de los miembros y las deflexiones laterales, reduce la resistencia a la carga lateral de la estructura y provoca una pendiente negativa en la relación carga lateral-desplazamiento en grandes desplazamientos (PEER/ATC 72-1,2010).

Un análisis Pushover es útil para comprender el comportamiento de una estructura e identificar la sensibilidad P-Delta. Este tipo de análisis proporciona una estimación de los niveles de deriva a los que se alcanza una rigidez posterior a la fluencia negativa. Esto se ilustra en la Figura 18, que muestra las curvas de empuje global de un edificio.

Figura 18

Influencia del efecto P-Delta en la curva de capacidad



Nota. La figura muestra la curva de capacidad del edificio Los Ángeles de 20 pisos, con y sin consideración de los efectos P-Delta. Tomado de PEER/ATC 72-1 (2010).

2.2.16. Método para Encontrar Punto de Desempeño

Para conocer la capacidad de la edificación frente a un nivel de peligro sísmico, existen métodos de análisis no lineales estáticos:

- El método del coeficiente de desplazamiento; determina de manera numérica el punto de desempeño sísmico de una edificación usando factores o coeficientes de corrección apropiados y una representación bilineal idealizada de la curva de capacidad
- El método del espectro de capacidad-demanda; determina de manera gráfica e iterativa el punto de desempeño sísmico de una edificación mediante la superposición en un mismo gráfico el espectro de capacidad con el espectro de demanda (ATC 40, 1996).

2.2.16.1. Método de Coeficientes de desplazamiento según ASCE/SEI 41-17

El desplazamiento objetivo, δ_t , en cada nivel del piso se calculará de acuerdo con la ecuación (13):

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_\alpha \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (13)$$

Donde:

S_α = Aceleración del espectro de respuesta en el período fundamental efectivo y la relación de amortiguación del edificio en el sentido considerado.

g = Aceleración de la gravedad.

C_0 = Factor que relaciona el desplazamiento de un sistema de múltiples grados de libertad (MDOF) con el desplazamiento de techo de un sistema equivalente de un solo grado de libertad (SDOF) mediante uno de los siguientes procedimientos:

- El factor de participación de masa del primer modo multiplicado por la ordenada de la forma del primer modo en el nodo de control.
- El factor de participación de masa calculado usando un vector de forma correspondiente a la forma deformada del edificio en el desplazamiento objetivo multiplicado por la ordenada del vector de forma en el nodo de control o el valor apropiado de la Tabla 7-5 del ASCE/SEI 41-17.

C_1 = Factor de modificación para relacionar los desplazamientos máximos inelásticos esperados con los desplazamientos calculados para la respuesta elástica lineal calculada por ecuación (14). Para períodos inferiores a 0,2 s, no es necesario tomar C_1 como mayor que el valor en $T = 0,2$ s. Para períodos superiores a 1,0 s, $C_1 = 1,0$.

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{\alpha T_e^2} \quad (14)$$

Dónde

α = factor de clase de sitio según la norma ASCE 7.

T_e = Período fundamental efectivo del edificio, en segundos.

$\mu_{strength}$ = Relación entre la demanda de resistencia elástica y el coeficiente de límite elástico calculado de acuerdo con la ecuación (16).

C_2 = Factor de modificación para representar el efecto de la forma de histéresis estrangulada, la degradación de la rigidez cíclica y el deterioro de la resistencia en la respuesta de desplazamiento máximo calculado por la ecuación (15). Para períodos superiores a 0,7 s, $C_2 = 1,0$;

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{\mu_{strength} - 1}{T_e} \right)^2 \quad (15)$$

La relación de resistencia $\mu_{strength}$ se calculará de acuerdo con la ecuación siguiente:

$$\mu_{strength} = \frac{S_{\alpha}}{V_y/W} \cdot C_m \quad (16)$$

Donde:

V_y = Límite elástico del edificio calculado utilizando la curva de capacidad idealizada.

W = Peso sísmico efectivo.

C_m = Factor de masa efectiva de la Tabla 7-4 del ASCE/SEI 41-17. Alternativamente, se permitirá C_m : tomado como el factor de participación de masa modal efectivo calculado para el modo fundamental utilizando un análisis de valor propio. C_m : se tomará como 1,0 si el período fundamental, T , es mayor que 1,0 s.

Para edificios con rigidez post-fluencia negativa, la relación máxima de resistencia μ_{max} se calcula con la ecuación (17):

$$\mu_{max} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} + \frac{|\alpha_e|^{-h}}{4} \quad (17)$$

2.2.16.2. Método del Espectro de Capacidad del ATC-40

Este método de espectro de capacidad-demanda fue introducido por Freeman en los años 1970, siendo este un método gráfico en donde se relaciona la capacidad de una estructura y la demanda exigida por un sismo y es utilizado principalmente para evaluar la vulnerabilidad sísmica de una edificación y el diseño sísmico de estructuras basado en el desempeño (Fajfar, 1999).

Este método tiene un proceso iterativo de ensayo y error ya que busca hallar un punto sobre el espectro de capacidad que concuerde en el espectro de respuesta de demanda apropiado, el cual ha sido reducido por efectos de no linealidad. El punto representa la condición en la cual la capacidad sísmica de la estructura es igual a la demanda sísmica impuesta por un determinado movimiento del terreno (ATC 40, 1996).

Conversión de la Curva de Capacidad a la Curva de Espectro de Capacidad. Para convertir los términos de cortante en la base y desplazamiento en el último nivel de la curva de capacidad (V y Δ_{roof}) a coordenadas que estén en función de aceleración y desplazamiento espectral ADRS (Acceleration Displacement Response Spectrum) se usa la ecuación (20) y ecuación (21). En términos generales primero se calcula el factor de participación modal para el primer modo fundamental con la ecuación (18), luego el coeficiente de masa modal con la ecuación (19) (ATC 40, 1996).

$$PF_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N \frac{(w_i \phi_{i1})}{g} \right]}{\left[\sum_{i=1}^N \frac{(w_i \phi_{i1}^2)}{g} \right]} \quad (18)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N \frac{(w_i \phi_{i1})}{g} \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i}{g} \right] \left[\sum_{i=1}^N \frac{(w_i \phi_{i1}^2)}{g} \right]} \quad (19)$$

$$S_\alpha = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (20)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \phi_{roof.1}} \quad (21)$$

Donde:

PF_1 = factor de participación modal para el primer modo natural

α_1 = coeficiente de masa modal para el primer modo natural

w_i/g = masa asignada al nivel i

ϕ_{i1} = amplitud del primer modo en el nivel i

N = nivel N, el nivel más alto en la parte principal de la estructura

V = cortante en la base

W = peso muerto de la estructura más la carga viva probable (Peso sísmico)

Δ_{roof} = desplazamiento del ultimo nivel

S_α = aceleración espectral

S_d = desplazamiento espectral

Conversión del Espectro de Demanda Tradicional a Formato ADRS. el período T puede calcularse con la ecuación (22) para cualquier punto sobre el espectro (ADRS). De igual manera el desplazamiento espectral S_d para cada punto del espectro tradicional puede ser calculado con la ecuación (23).

$$T = 2\pi \sqrt{(S_d/S_\alpha)} \quad (22)$$

$$S_\alpha = \frac{S_d T^2}{4\pi^2} \quad (23)$$

Donde:

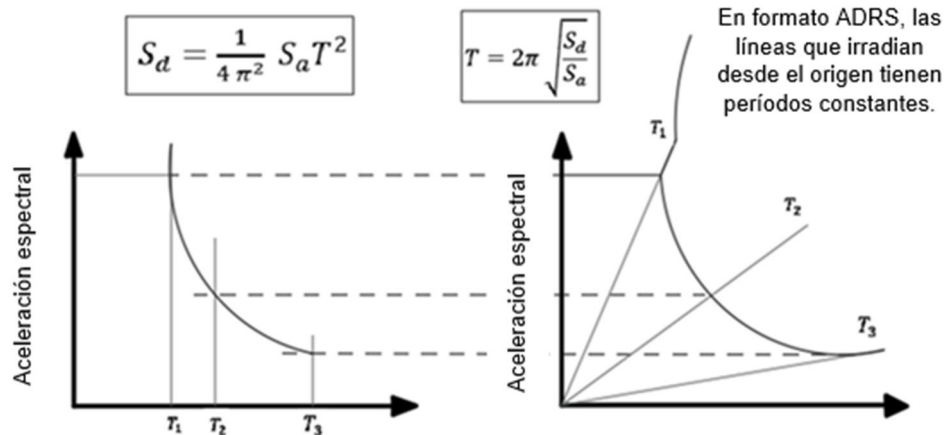
T = Período

S_α = Desplazamiento espectral

S_α = Pseudo-aceleración

Figura 19

Espectros de respuesta en formatos tradicionales y ADRS



Nota. Tomado de ATC 40 (1996).

La Figura 20 muestra el mismo espectro de capacidad superpuesto en las dos formas de graficar el espectro de respuesta que se muestran en la Figura 19. Observando el espectro de capacidad, el período T_1 es constante hasta el punto A. Cuando llega al punto B, el período es T_2 . Esto indica que a medida que una estructura sufre desplazamiento inelástico, el período se alarga. El aumento del período es más evidente en la gráfica de espectro tradicional (S_a, T), pero también es claro en la gráfica ADRS, ya que las líneas de período surgen desde el origen de coordenadas (S_a, S_d) (ATC 40, 1996).

Teniendo el período T_i de una estructura se puede calcular la aceleración y desplazamiento espectral del formato ADRS con la ecuación (24) y ecuación (25).

$$S_{ai}g = \frac{2\pi}{T_i} S_v \quad (24)$$

$$S_{di} = \frac{T_i}{2\pi} S_v \quad (25)$$

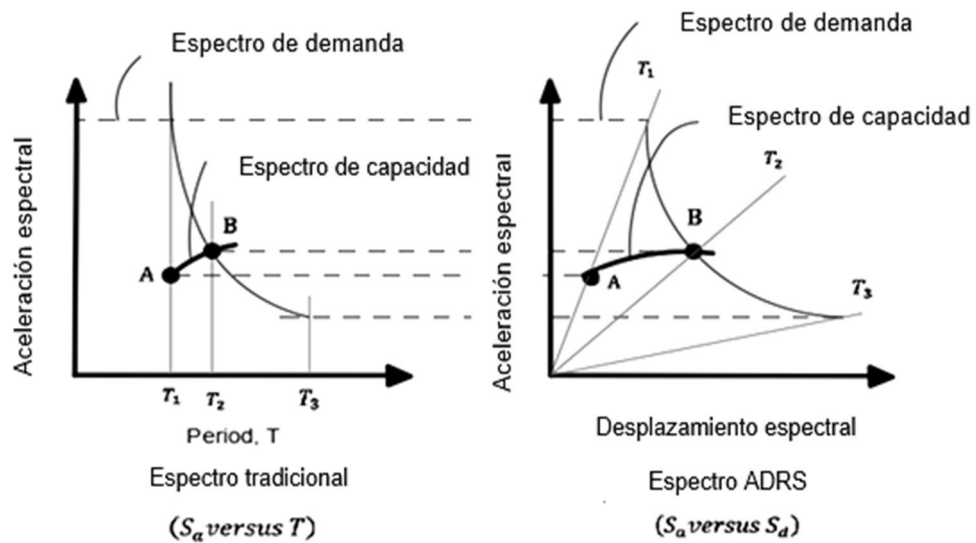
Donde:

S_v = velocidad espectral

T_i = período

Figura 20

Espectro de capacidad superpuesto sobre espectros de respuesta

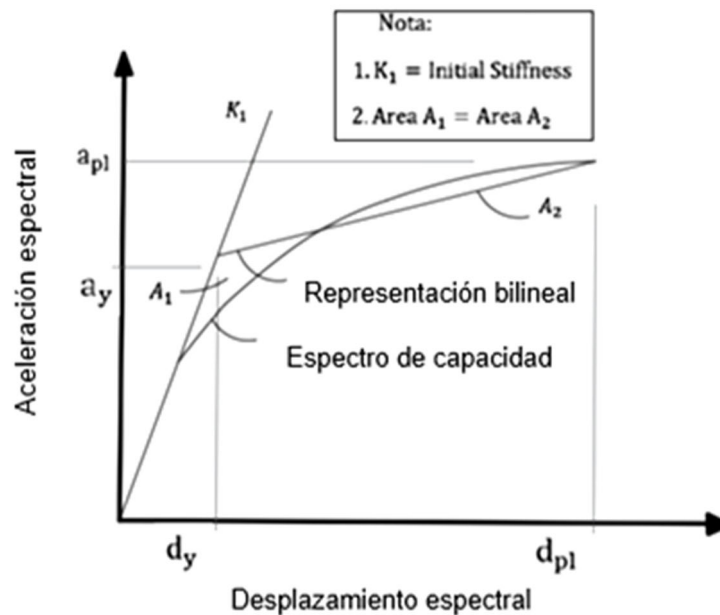


Nota. En la figura muestra cuando la estructura entra en el rango no lineal el período aumenta ya que la estructura es cada vez más flexible. Tomado de ATC-40 (1996).

Construcción Bilineal del Espectro de Capacidad. Para estimar la reducción adecuada del espectro de demanda y el amortiguamiento efectivo de una edificación es importante construir una representación bilineal del espectro de capacidad como se muestra en la Figura 21. Esta construcción requiere definir el punto a_{pi}, d_{pi} el cual también se usa para iniciar el proceso iterativo de creación del espectro reducido de demanda. El espectro de capacidad y el espectro de demanda deben interceptarse, por lo tanto, se puede decir que el punto a_{pi}, d_{pi} es el punto de intersección o punto de desempeño con la técnica de “Aproximación de igual desplazamiento”, se estima los puntos a_{p1}, d_{p1} hasta que las áreas A_1 y A_2 , sean iguales para que el espectro de capacidad y su representación bilineal tengan energía equivalente. En el formato bilineal El punto A_1 representa la fluencia de la edificación (ATC-40 ,1996).

Figura 21

Representación bilineal del espectro de capacidad



Nota. La figura muestra la curva bilineal del espectro de capacidad para el método de espectro de capacidad. Tomado de ATC 40 (1996).

Estimación del Amortiguamiento y Reducción del Espectro de Demanda.

El amortiguamiento que se produce cuando una estructura incursiona al rango inelástico por un sismo puede ser representado como una combinación de amortiguamiento viscoso, propio a la estructura, y un amortiguamiento histerético. El amortiguamiento histerético está relacionado con el área bajo los loops (bucle) que se forman cuando la cortante basal es graficada versus el desplazamiento del punto de control de la edificación. El amortiguamiento histerético es representado como un amortiguamiento viscoso equivalente β_{eq} calculado por la ecuación (26), asociado con un desplazamiento máximo d_{pi} (ATC-40, 1996).

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0,05 \quad (26)$$

Donde:

β_0 = amortiguamiento viscoso equivalente (Amortiguamiento histerético)

0,05 = amortiguamiento viscoso inherente en la estructura (constante)

El término β_0 puede ser calculado según Chopra con la ecuación (27) :

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}} \quad (27)$$

Donde:

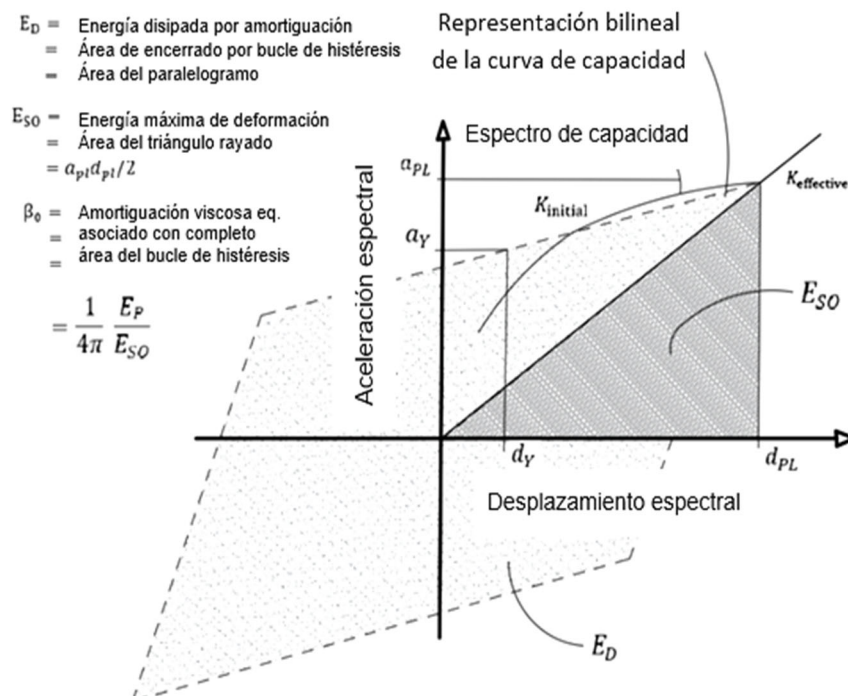
E_D = energía disipada por amortiguamiento

E_{S0} = energía de deformación máxima

La energía disipada por amortiguamiento E_D es la energía disipada en un loop simple de histéresis, es decir, el área del paralelogramo de la Figura 22. Este lazo histérico idealizado es una aproximación para un edificio diseñado dúctilmente sujeto a un sismo de corta duración o sujeto a suficientes ciclos que no produzcan una degradación importante a sus elementos. E_{S0} es la energía máxima de deformación asociada con ese ciclo de movimiento, es decir, el área del triángulo sombreado. Para hallar el área del paralelogramo se tiene la simplificación de la Figura 23 para luego determinar el área de E_D y E_{S0} (ATC-40 ,1996).

Figura 22

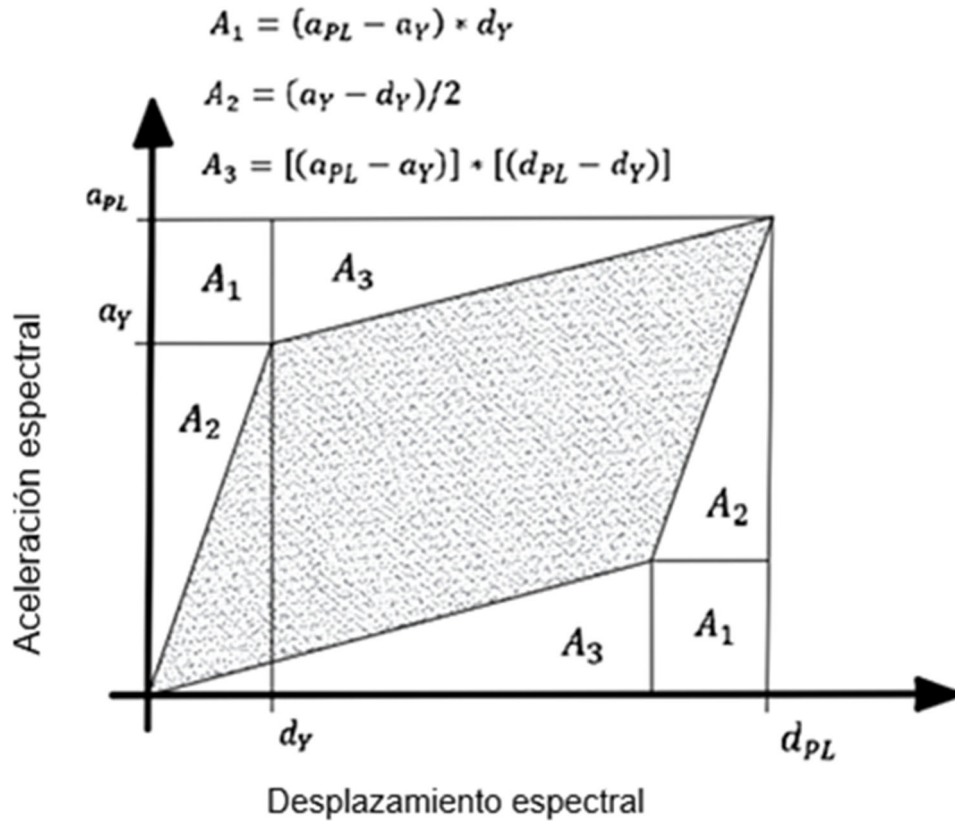
Derivación del amortiguamiento β_0 para la reducción espectral



Nota. Tomado de ATC 40 (1996).

Figura 23

Derivación de energía disipada por amortiguación, E_D



Nota. La figura muestra cómo se puede determinar el área de E_D y E_{S_0} . Tomado de ATC 40 (1996).

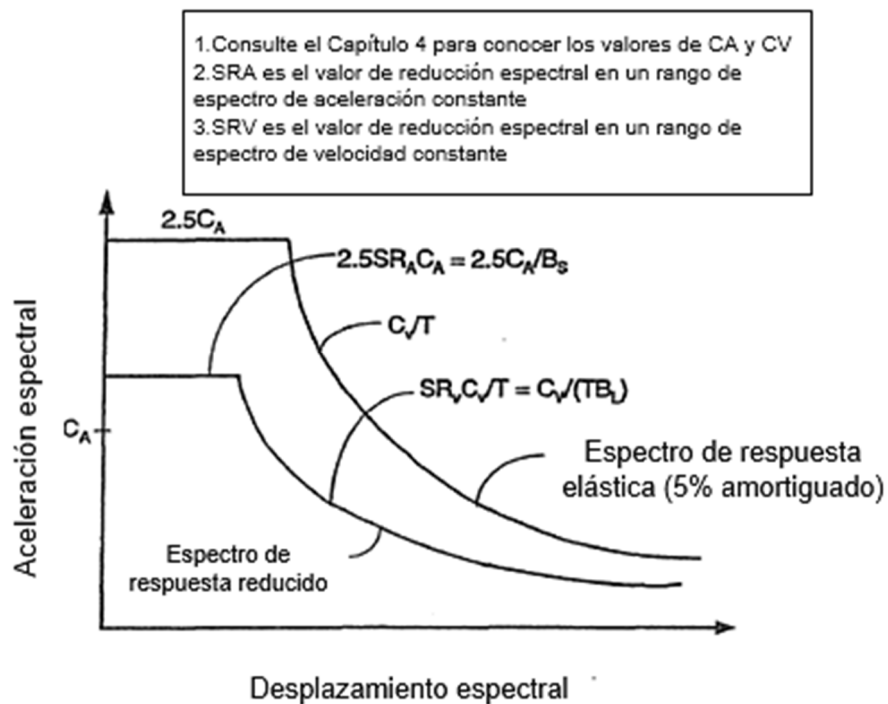
Escribiendo en términos de porcentaje de amortiguamiento crítico como se observa en la ecuación (28) obtenemos el amortiguamiento viscoso equivalente β_0 :

$$\beta_0 = \frac{63,7(\alpha_Y d_{pi} - d_Y \alpha_{pi})}{\alpha_{pi} d_{pi}} + 5 \quad (28)$$

Este valor β_0 es usado para estimar los factores con el cual se reduce el espectro de demanda como se muestra en la Figura 24, (SR_A, SR_V) son factores de reducción espectral que se utilizan para reducir el espectro de respuesta elástica (5 % amortiguado) a un espectro de respuesta reducido con amortiguación mayor al 5 % de la amortiguación crítica (ATC-40 ,1996).

Figura 24

Espectro de respuesta reducido



Nota. Tomado de ATC 40 (1996).

El ciclo de histéresis mostrado en la Figura 22 es una aproximación aceptable para edificios dúctiles sujetos a movimientos relativamente cortos y con un amortiguamiento viscoso equivalente menor que 30 %. En algunos casos se puede sobrestimar el amortiguamiento real de las edificaciones de concreto armado por ello se define el amortiguamiento viscoso efectivo β_{eff} , aplicando un factor k a la ecuación (28) y dando como resultado la ecuación (29) (ATC 40 ,1996):

$$\beta_{eff} = \frac{63,7k(\alpha_y d_{pi} - d_y \alpha_{pi})}{\alpha_{pi} d_{pi}} + 5 \quad (29)$$

El factor k depende del comportamiento estructural de la edificación, resistencia del edificio y la duración del sismo. El ATC 40 define tres tipos de comportamiento estructural con valores de k como se muestra en la Tabla 17.

Tabla 17

Valores para el factor de modificación del amortiguamiento, k

Tipo de comportamiento estructural	β_0 (%)	k
Tipo A	$\leq 16,25$	1,0
	$> 16,25$	$1,13 - \frac{0,51(\alpha_y d_{pi} - d_y \alpha_{pi})}{\alpha_{pi} d_{pi}}$
Tipo B	≤ 25	0,67
	> 25	$0,845 - \frac{0,446(\alpha_y d_{pi} - d_y \alpha_{pi})}{\alpha_{pi} d_{pi}}$
Tipo C	Cualquier valor	0,33

Nota. La tabla muestra como el Tipo A representa un lazo de histéresis razonable y estable, el Tipo B representa una reducción moderada de los lazos y el Tipo C representa un pobre lazo de histéresis. Tomado de ATC 40 (1996).

El factor de reducción de la demanda sísmica de la Figura 24 se determina con las ecuaciones (30) y (31). Los valores de SR_A y SR_V deben ser mayores o iguales a los valores de la Tabla 18.

$$SR_A = \frac{3,21 - 0,68 \ln \left[\frac{63,7k(\alpha_y d_{pi} - d_y \alpha_{pi})}{\alpha_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{2,12} \quad (30)$$

$$SR_V = \frac{2,31 - 0,41 \ln \left[\frac{63,7k(\alpha_y d_{pi} - d_y \alpha_{pi})}{\alpha_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{1,65} \quad (31)$$

Tabla 18

Valores mínimos permitidos de SR_A y SR_V

Tipo de comportamiento estructural	SR_A	SR_V
Tipo A	0,33	0,50
Tipo B	0,44	0,56
Tipo C	0,56	0,67

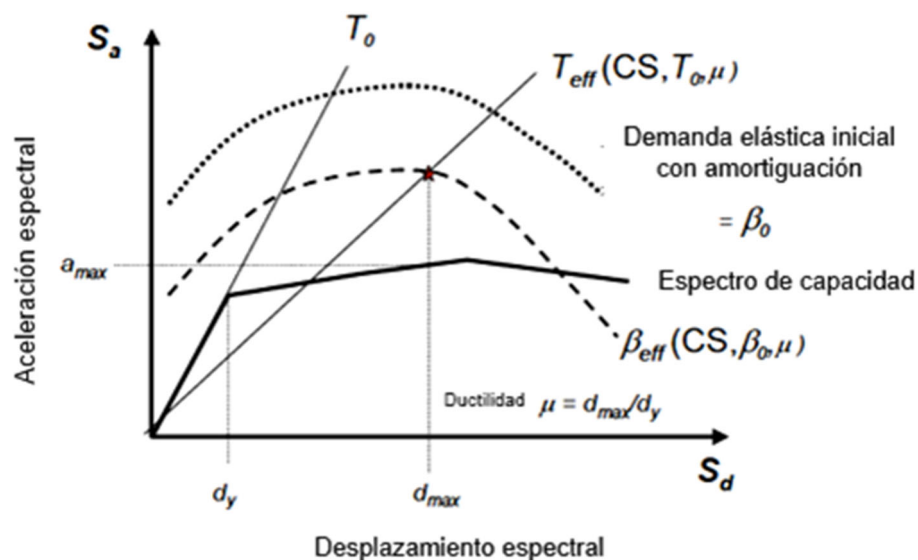
Nota. Tomado de ATC-40 (1996).

Método mejorado para la linealización equivalente FEMA 440. El FEMA 440 propone una aproximación bilineal más eficiente de la curva de capacidad. Propone una mejora en las expresiones para estimar el período y el amortiguamiento viscoso efectivo para reducir el espectro elástico a un espectro de demanda (Najam, 2018).

Se utiliza la linealización equivalente ya que convierte el sistema no lineal a un sistema lineal “equivalente” con el objetivo de estimar la respuesta de desplazamiento máximo utilizando un período efectivo y una amortiguación efectiva (Agencia Federal para el Manejo de Emergencias [FEMA 440], 2005).

Figura 25

Espectro ADRS con parámetros de linealización equivalente



Nota. La figura muestra los parámetros de período y amortiguación efectiva, junto con el espectro de capacidad. Tomado de FEMA 440 (2005).

Parámetros básicos de linealización equivalente. Los parámetros efectivos para la linealización equivalente (β_{eff} , T_{eff}) se calculan con un análisis estadístico para reducir la diferencia entre el sistema inelástico real y el sistema lineal equivalente. Estos parámetros se determinan en función a la ductilidad, este se define como el desplazamiento de respuesta inelástica máxima dividido por el desplazamiento de fluencia. Los parámetros de linealización proporcionan una mejora significativa con respecto a los empleados en ATC-40, a juzgar por las medidas de amplitud de respuesta o de error de punto de rendimiento (FEMA 440, 2005).

Amortiguación efectiva y Período efectivo

Para edificios reales, que están compuestos por muchos elementos con resistencia y rigidez diferentes, se proponen ecuaciones generales optimizadas para cuando no se conozca el comportamiento histerético de la estructura, se pueden usar para cualquier curva de capacidad, independientemente del tipo de modelo histórico o valor de rigidez post-fluencia utilizado para el estudio (FEMA 440, 2005). A continuación, se presenta las ecuaciones para hallar el amortiguamiento efectivo y el período efectivo según la ductilidad.

Para $1,0 < \mu < 4,0$:

$$\beta_{eff} = 4,9(\mu - 1)^2 - 1,1(\mu - 1)^3 + \beta_0 \quad (32)$$

$$T_{eff} = \{0,20(\mu - 1)^2 - 0,038(\mu - 1)^3 + 1\}T_0 \quad (33)$$

Para $4,0 < \mu < 6,5$:

$$\beta_{eff} = 14,0 + 0,32(\mu - 1) + \beta_0 \quad (34)$$

$$T_{eff} = [0,28 + 0,13(\mu - 1) + 1]T_0 \quad (35)$$

Para $\mu > 6,5$:

$$\beta_{eff} = 19 \left[\frac{0,64(\mu - 1) - 1}{[0,64(\mu - 1) - 1]^2} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 + \beta_0 \quad (36)$$

$$T_{eff} = \left\{ 0,89 \left[\sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + 0,05(\mu - 2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0 \quad (37)$$

2.3. Definición de Términos

- **Ductilidad:** capacidad propia de un componente, elemento o sistema estructural de soportar deformaciones más allá de su punto de fluencia, sin pérdida considerable en su capacidad.
- **Niveles de Desempeño:** se define como un estado límite de los daños. El cual representa una condición tolerable o una condición límite establecida en función de aspectos fundamentales como el peligro a la vida de los ocupantes y la funcionalidad de la edificación después de una demanda sísmica (ATC, 1996).
- **Capacidad Estructural:** se define como la representación de la habilidad que posee una estructura para soportar los movimientos sísmicos. Esta capacidad va depender de deformación de los elementos y de la resistencia de la estructura (ATC, 1996. p.8-3).
- **Análisis Lineal:** es un análisis en el cual la fuerza es proporcional a la deformación. donde las propiedades de la estructura serán constantes y no tendrán variación.
- **Deriva:** desplazamiento relativo que existe entre dos niveles consecutivos.
- **Componente:** una parte de la arquitectura, mecánica, eléctrica, o sistema estructural de un edificio (ASCE/SEI 41-17, 2017).
- **Elemento:** conjunto de componentes estructurales que actúan juntos para resistir fuerzas, incluidos pórticos, pórticos resistentes a momentos, pórticos reforzados, muros de corte y diafragmas (ASCE/SEI 41-17, 2017).
- **Resistencia:** la capacidad de una estructura, componente o conexión para resistir los efectos de las cargas.
- **Controlado por fuerza:** componentes, elementos que no pueden exceder sus límites elásticos. Experimentan una degradación importante después de una deformación post-fluencia limitada (ATC, 1996).
- **Degradación:** pérdida de resistencia que puede sufrir un componente o estructura cuando se somete a más de un ciclo de deformación más allá de su límite elástico (ATC, 1996).
- **Amortiguamiento efectivo:** energía disipada por el edificio, o elemento del mismo, durante un ciclo de respuesta (FEMA 356, 2000).
- **Criterios de aceptación:** valores límite de propiedades como la deriva, la demanda de resistencia y la deformación inelástica utilizados para determinar la aceptabilidad de un componente a un nivel de desempeño dado (FEMA 356, 2000).

CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO

3.1. Tipo y Diseño de Investigación

3.1.1. Tipo de Investigación

Esta es una investigación de tipo básica según el propósito. Según el nivel es una investigación del tipo descriptiva, porque se evalúa el desempeño sísmico del Módulo III de la comisaría de Ciudad Nueva.

3.1.2. Diseño de Investigación

Esta investigación es de diseño documental, ya que la obtención de información y datos se realiza a partir de documentos obtenidos.

3.2. Población y/o Muestra de Estudio

3.2.1. Población

La población para la presente investigación es la comisaría de Ciudad Nueva.

3.2.2. Muestra

La muestra es el Módulo III de la comisaría de Ciudad Nueva.

3.3. Operacionalización de Variables

Tabla 19*Cuadro de operacionalización de variables*

Variable	Definición Operacional	Dimensiones	Indicador
V.I. Análisis estático no lineal Pushover	El análisis Pushover, es una técnica que emplea un patrón de cargas laterales, que incrementa en cada iteración, llevando al edificio a una deformación máxima o al colapso.	-Patrón de cargas laterales -Rótulas plásticas -Curva de capacidad	-Patrón de carga lateral -En columnas -En vigas -Fuerza cortante -Desplazamientos laterales máximos
V.D. Desempeño Sísmico	Es el comportamiento de un edificio en función a su capacidad estructural y peligro sísmico. Para conocer el desempeño se considera el estado de daño límite, la funcionalidad y la seguridad de sus ocupantes luego del sismo.	-Niveles de desempeño -Niveles de peligro sísmico -Punto de desempeño	-Totalmente operacional -Operacional -Seguridad de vida -Cerca al colapso -Colapso -Sismo frecuente -Sismo ocasional -Sismo raro -Sismo muy raro -Desplazamiento lateral -Fuerza cortante

3.4. Técnicas de Procesamiento y Análisis de Datos

3.4.1. Recopilación de Datos

La técnica que se utilizó para la recolección de datos fue la recopilación documental. Se realizó trabajo en campo y trabajo en gabinete. Para el trabajo en gabinete se usó una “ficha de gabinete” donde se examinan las especificaciones técnicas, características de materiales empleados y parámetros sísmicos. Para el trabajo en campo se utilizó una “ficha de inspección” que permitió verificar las medidas de los elementos estructurales de la edificación con los planos de construcción: planos de arquitectura, planos de estructuras.

3.4.1.1. Descripción General del Módulo III

Se encuentra ubicado en la asociación 28 de Agosto del distrito de Ciudad Nueva como se muestra en la Figura 26, sobre un perfil de suelo blando. La edificación se terminó de construir en el año 2021. El módulo III de estudio (Oficinas) cuenta con tres niveles y azotea, la altura total es de 10,00 m con una planta típica de 14,95 m por 18,95 m. La estructuración consiste en pórticos de concreto armado y muros de albañilería confinada junto con losas aligeradas actuando como diafragma rígido.

Figura 26

Ubicación de la edificación



3.4.1.2. Revisión de Planos

Se procedió a revisar detalladamente la información de las propiedades de los elementos, resistencia de los materiales, medidas de las vigas, columnas, muros de albañilería, espesor de losa y especificaciones técnicas indicada en los planos para de esa manera definir y seleccionar toda la información necesaria para la realización de nuestro análisis. En la Figura 27, Figura 28 y Figura 29 se muestra la estructuración de cada nivel de la edificación en donde se puede observar que se usó columnas en forma de T, L, rectangulares y muros de albañilería confinada.

En ambas direcciones se cuenta con muros de albañilería confinada y pórticos, los muros tienen un espesor de 0,14 m y están contruidos con ladrillos de arcilla, se tiene 6 tipos de columnas como se muestra en la Tabla 23 distribuidos en ambas direcciones como se muestras en la Figura 27. En el caso de los elementos estructurales horizontales se tiene losas aligeradas de un espesor de 0,20 m y vigas peraltadas de concreto armado, para este último se tiene 4 tipos de vigas que se repiten en todos los niveles.

Según los estudios de mecánica de suelos (EMS), se tiene las siguientes características y propiedades mecánicas del terreno de fundación:

- Nivel Freático : No encontrado
- Tipo de suelo : SM
- Profundidad de la cimentación : 2,75 m. (Según E.M.S.)
- Esfuerzo admisible del terreno : 0,76-0,99 kg/cm²

Figura 27

Distribución arquitectónica del primer nivel

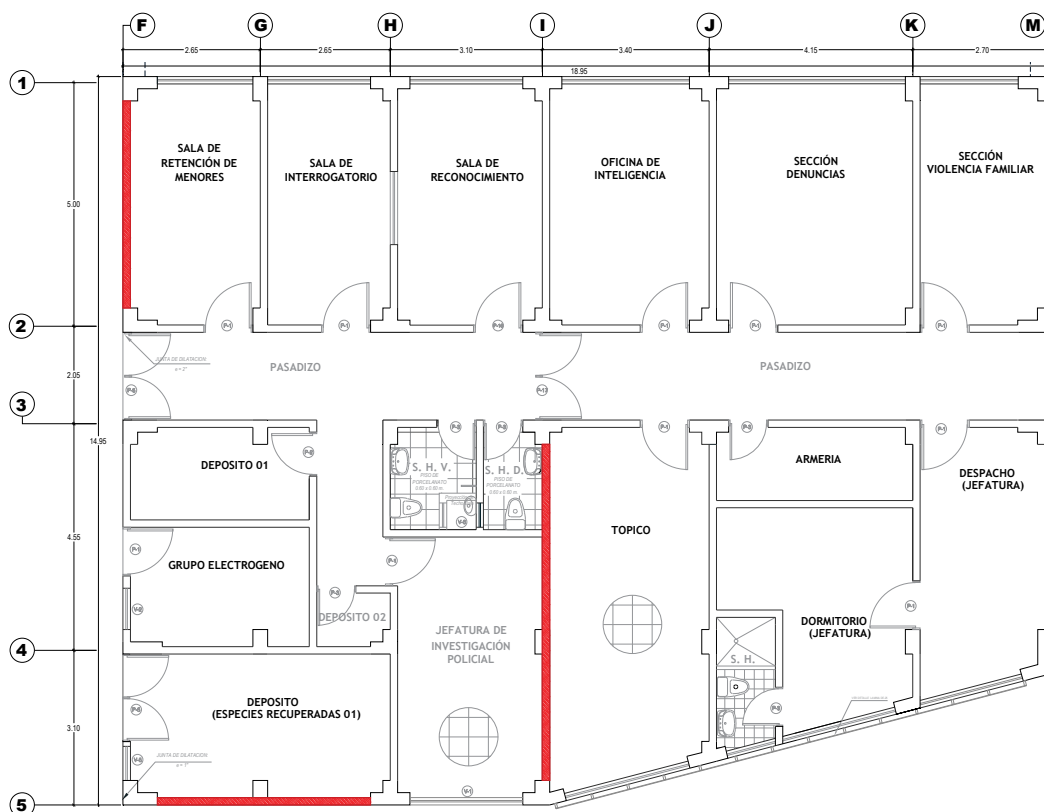


Figura 28

Distribución arquitectónica del segundo nivel

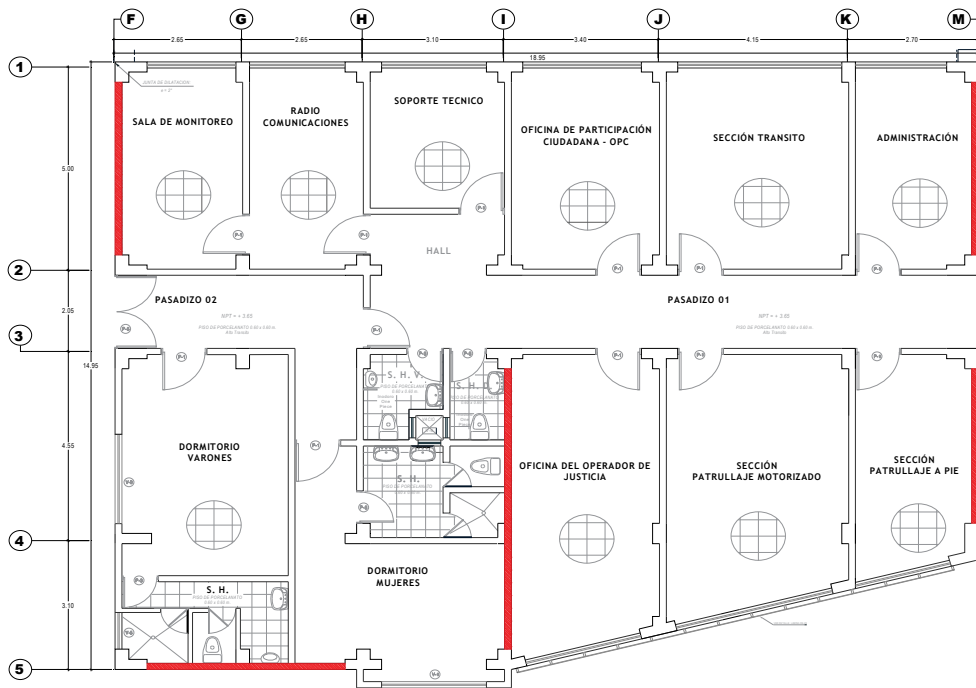
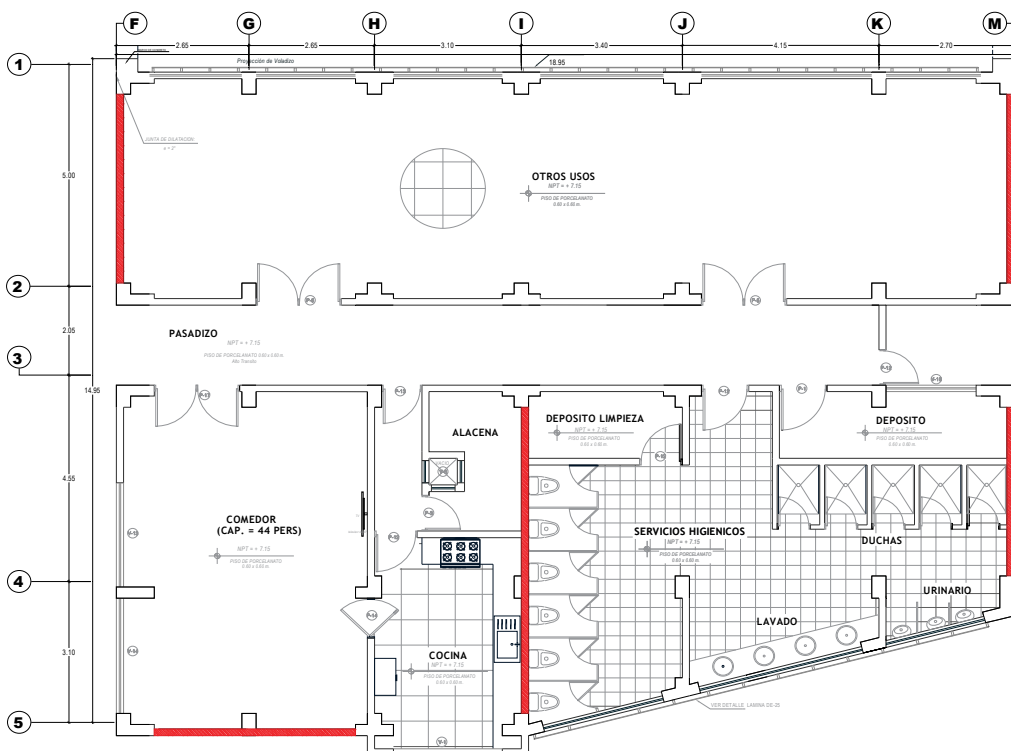


Figura 29

Distribución arquitectónica del tercer nivel



Para determinar la cuantía de acero de refuerzo y resistencia a la compresión del concreto de los elementos estructurales, se tomó los datos de los planos estructurales y especificaciones técnicas del expediente técnico. La Tabla 20 muestra las propiedades mecánicas del concreto, acero y albañilería. En la Tabla 21 se muestra la resistencia a compresión del concreto de los componentes estructurales.

Tabla 20

Propiedades mecánicas del concreto, acero y albañilería

Concreto	
Resistencia a la compresión del concreto (kg/cm ²)	$f'c = 210$
Módulo de elasticidad del concreto (kg/cm ²)	$E_c = 15000 \sqrt{f'c}$
Módulo de Poisson	$n = 0,20$
Peso específico (kg/m ³)	$\gamma_c = 2400$
Acero	
Límite de fluencia del acero (kg/cm ²)	$f'y = 4200$
Módulo de elasticidad (kg/cm ²)	$E_s = 2000000,00$
Módulo de Poisson	$n = 0,27$
Peso específico (kg/m ³)	$\gamma_s = 7850,00$
Albañilería	
Resistencia a la compresión (kg/cm ²)	$f'm = 65$
Resistencia al corte puro (kg/cm ²)	$v'm = 8,10$
Módulo de elasticidad de la albañilería (kg/cm ²)	$E_m = 500 f'm$
Módulo de Poisson	$n = 0,25$
Peso específico (kg/m ³)	$\gamma_m = 1800$
Módulo de corte (kg/cm ²)	$G_m = 13000,00$

Tabla 21

Resistencia del concreto de los componentes estructurales

Resistencia del concreto (kg/cm ²)	
Sobrecimiento armado	$f'c = 175,00$
Columnas	$f'c = 210,00$
Columnas de amarre	$f'c = 175,00$
Vigas y Losas	$f'c = 210,00$

Los refuerzos de acero longitudinal y acero transversal que poseen las vigas y columnas fueron tomados de los planos estructurales. Se presenta en la Tabla 22 los diferentes tipos de vigas con sus respectivos aceros de refuerzo longitudinal. De igual manera en la Tabla 23 se detalla los tipos de las columnas y su refuerzo longitudinal. Para los tipos de columnas y vigas se usó estribos de 3/8".

Tabla 22*Características principales de las vigas*

Sección	b (m)	h (m)	Refuerzo	
			Superior	Inferior
V-101	0,30	0,45	3 \emptyset 5/8"	3 \emptyset 5/8"
V-102	0,25	0,45	3 \emptyset 5/8"	3 \emptyset 5/8"
V-201	0,30	0,45	3 \emptyset 5/8"	3 \emptyset 5/8"
V-202	0,25	0,45	3 \emptyset 5/8"	3 \emptyset 5/8"
V-203	0,30	0,60	2 \emptyset 5/8" + 1 \emptyset 1/2"	3 \emptyset 3/4"
V-204	0,25	0,45	2 \emptyset 5/8" + 1 \emptyset 1/2"	3 \emptyset 5/8"
V-301	0,30	0,45	3 \emptyset 5/8"	3 \emptyset 5/8"
V-302	0,25	0,45	3 \emptyset 5/8"	3 \emptyset 5/8"
V-303	0,25	0,60	2 \emptyset 5/8" + 1 \emptyset 1/2"	2 \emptyset 3/4" + 1 \emptyset 5/8"
V-304	0,25	0,45	2 \emptyset 5/8" + 1 \emptyset 1/2"	3 \emptyset 5/8"

Nota. La b representa la base y la h el peralte de la viga.

Tabla 23*Características principales de las columnas*

Sección	b (m)	h (m)	Refuerzo
C-1	0,30	0,50	10 \emptyset 5/8"
C-2	0,25	0,80	10 \emptyset 5/8" + 02 \emptyset 1/2"
PL-1	-	(T)	14 \emptyset 5/8" + 04 \emptyset 1/2"
PL-2	-	(L)	12 \emptyset 5/8" + 02 \emptyset 1/2"
PL-1'	-	irregular	14 \emptyset 5/8" + 04 \emptyset 1/2"
PL-3	-	irregular	18 \emptyset 5/8"

3.4.1.3. Descripción del Trabajo en Campo

Con fecha 23 de agosto del 2021 se visitó la edificación de estudio la cual está ubicada en el distrito de Ciudad Nueva con dirección en asociación 28 de Agosto Mz 345 Lote 65 II Etapa. Se ingresó a todos los ambientes del módulo III, como son el primer, segundo y tercer nivel donde, se realizó una inspección como se muestra en la Figura 30 para verificar lo siguiente: geometría de la edificación, sistema estructural, posición de los elementos estructurales, dimensiones de los elementos estructurales. Se realizaron las mediciones respectivas a los elementos estructurales como son las vigas, columnas, losa, etc. y de esa manera se corroboró que las medidas de los planos y en campo coinciden. La recopilación de datos se realizó utilizando las siguientes herramientas y equipos de protección personal:

- Planos estructurales y arquitectónicos.
- Flexómetro.
- Ficha de inspección y lapiceros.
- Cámara fotográfica.
- Equipos de protección personal (Casco, chaleco y zapatos de seguridad).

Figura 30

Inspección del módulo III



A continuación, en la Figura 31 se muestra la ficha de inspección que se usó para la verificación de las medidas de los elementos estructurales principales como son columnas y vigas y losa aligerada.

Figura 31

Ficha de inspección

FICHA DE INSPECCIÓN MODULO III				
RESPONSABLES:	Bach. Mery Cristina Cahuana Cáceres Bach. Gian Carlos Ccaso Huacca			
FECHA DE INSPECCION	23/08/2021			
GENERALIDADES				
NOMBRE DE LA EDIFICACIÓN	Comisaría 28 de Agosto			
DIRECCIÓN	Asociación 28 de agosto Mz 345 Lote 65 II Etapa			
NUMERO DE PISOS	3			
MÓDULO	III			
MEDICIONES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES				
COLUMNAS				
ELEMENTO	CANTIDAD	MEDIDAS		
		LADO 01 (m)	LADO 02 (m)	LONGITUD (m)
C-1	12,0	0,50	0,30	3,00
C-2	1,0	0,80	0,25	3,00
PL-1	11,0	Área		0,28
PL-2	7,0	Área		0,28
PL-3	1,0	Área		0,37
PL-1'	2,0	Área		0,27
VIGAS				
ELEMENTO	CANTIDAD	MEDIDAS		
		LARGO (m)	ANCHO (m)	PERALTE (m)
PRIMER PISO				
V-101 Eje F, Tramo 1-7	1,0	12,70	0,30	0,45
V-102 Eje 1, Tramo F-M	1,0	14,35	0,25	0,45
V-CH' Eje G/H, Tramo 4-6	1,0	4,30	0,35	0,20
SEGUNDO PISO				
V-201 Eje F, Tramo 1-7	1,0	12,70	0,30	0,45
V-202 Eje 1, Tramo F-M	1,0	14,35	0,25	0,45
V-CH Eje 2, Tramo H-I	1,0	2,80	0,25	0,20
TERCER PISO				
V-301 Eje F, Tramo 1-7	1,0	12,70	0,30	0,45
V-302 Eje 1, Tramo F-M	1,0	14,35	0,25	0,45
LOSA ALIGERADA				
ELEMENTO	CANTIDAD	MEDIDAS		
		LARGO	ANCHO	ESPELOR (m)
PRIMER PISO	1,0	-	-	0,20
SEGUNDO PISO	1,0	-	-	0,20
TERCER PISO	1,0	-	-	0,20

3.4.2. Análisis de Datos

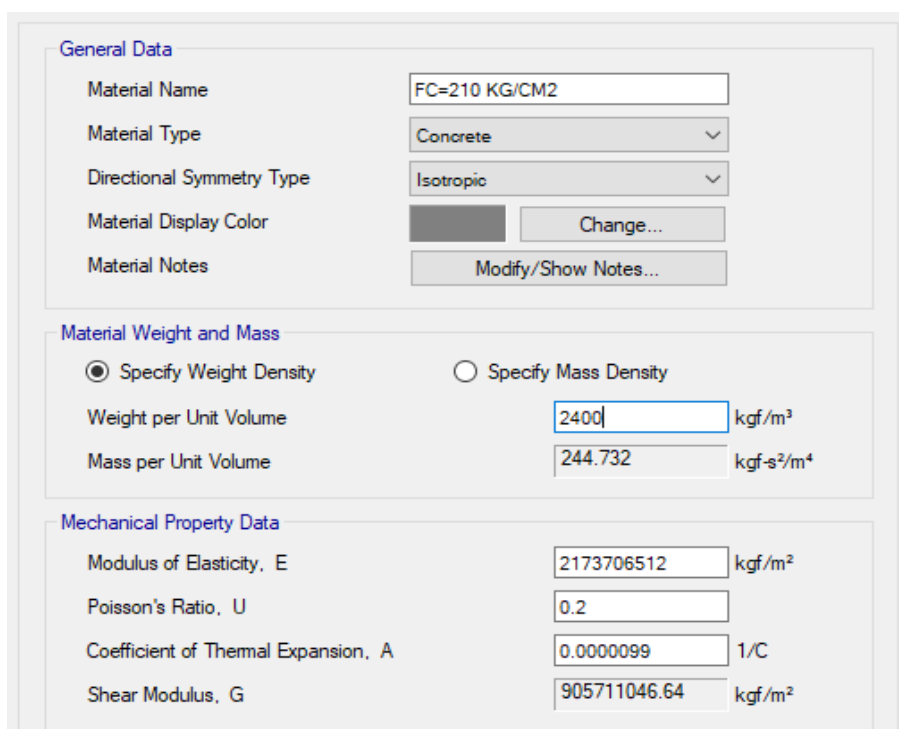
Se realizó un modelo estructural de la edificación en el programa ETABS (Versión 19,1,0), en primer lugar, se realizó los análisis lineales que establece la Norma Técnica E.030, luego se realizó el análisis estático no lineal (Pushover) donde se sometió al modelo estructural a un patrón de carga lateral que aumenta monoatómicamente hasta llegar al colapso de la edificación.

3.4.2.1. Modelado del Módulo III en el programa Etabs

Se definió los materiales a utilizar (concreto, acero estructural y albañilería) de acuerdo a la Tabla 20, en la Figura 32 se puede observar la definición del concreto, también se definió las secciones de columnas y vigas con sus respectivos refuerzos de acuerdo a la Tabla 22 y Tabla 23, en la Figura 33, Figura 34 se puede observar el modelado de las columnas mediante la opción Section Designer del programa Etabs, donde se considera la cuantía de acero real (acero longitudinal y acero transversal). En el modelado, se asumió que el soporte de la base era empotrado, la losa aligerada se definió como una membrana y los muros como elementos Shell.

Figura 32

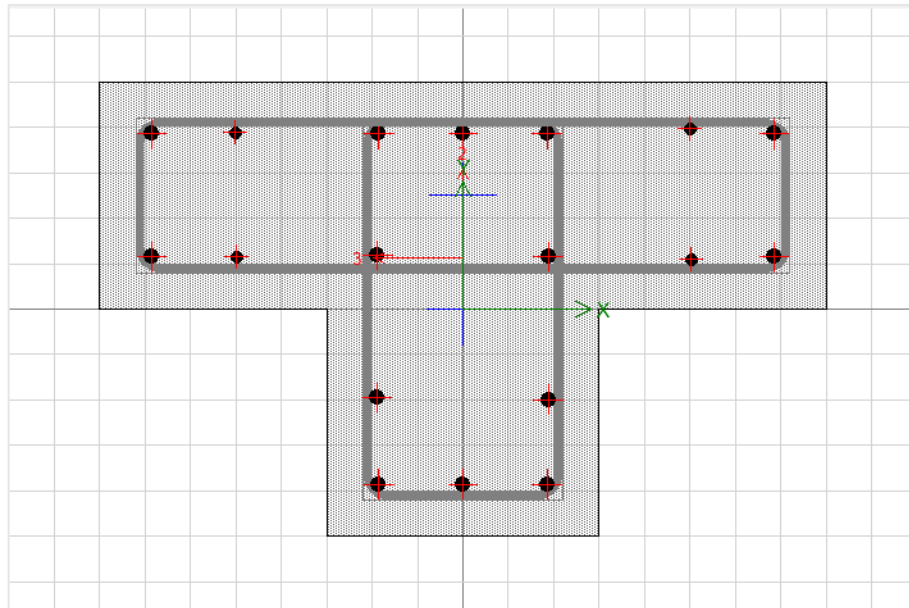
Definición de propiedades del concreto



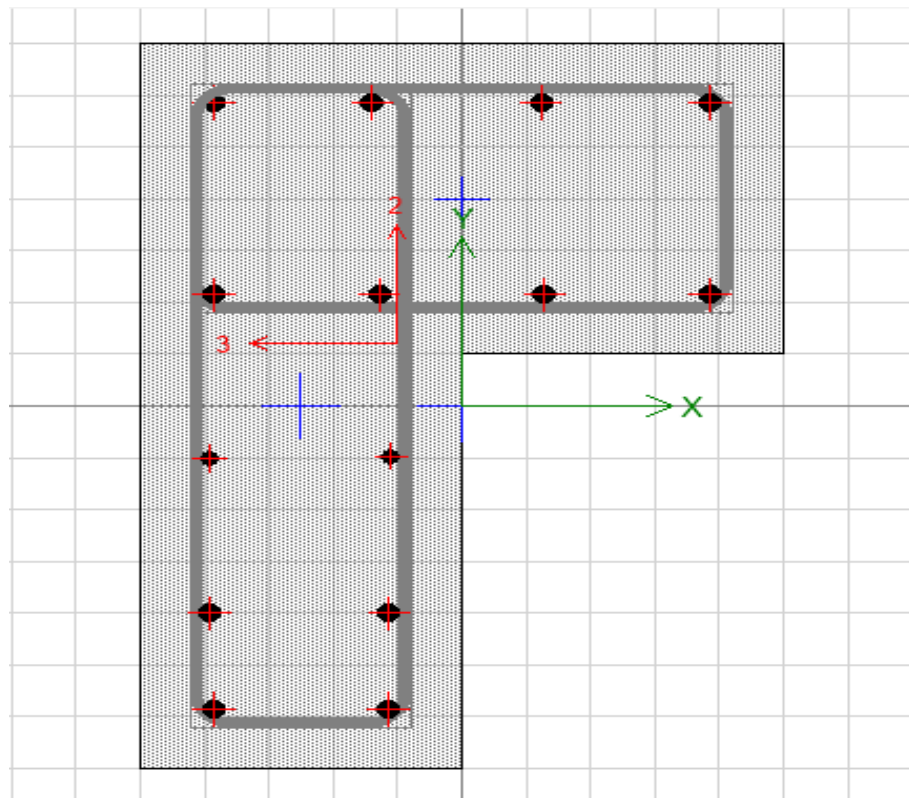
General Data	
Material Name	FC=210 KG/CM2
Material Type	Concrete
Directional Symmetry Type	Isotropic
Material Display Color	Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...
Material Weight and Mass	
<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density	<input type="radio"/> Specify Mass Density
Weight per Unit Volume	2400 kgf/m ³
Mass per Unit Volume	244.732 kgf-s ² /m ⁴
Mechanical Property Data	
Modulus of Elasticity, E	2173706512 kgf/m ²
Poisson's Ratio, U	0.2
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000099 1/C
Shear Modulus, G	905711046.64 kgf/m ²

Figura 33

Características de la columna PL-1 en Section Designer

**Figura 34**

Características de la columna PL-2 en Section Designer



En la Figura 35 y Figura 36 se observa cómo se definió el refuerzo de acero longitudinal superior e inferior de las vigas, se consideró una cubierta al centroide longitudinal de 0,06 m. Se procedió de igual manera en todos los tipos de viga.

Figura 35

Características de viga V-101

The screenshot shows the design parameters for beam V-101. It is configured for 'M3 Design Only (Beam)' with a rebar material of 'FY=4200 KG/CM2'. The cover to the longitudinal rebar group centroid is set to 6 cm for both top and bottom bars. The reinforcement area overwrites for ductile beams are: Top Bars at I-End (5.97 cm²), Top Bars at J-End (5.97 cm²), Bottom Bars at I-End (5.97 cm²), and Bottom Bars at J-End (5.97 cm²).

Design Type	Rebar Material
<input type="radio"/> P-M2-M3 Design (Column)	Longitudinal Bars: FY=4200 KG/CM2
<input checked="" type="radio"/> M3 Design Only (Beam)	Confinement Bars (Ties): FY=4200 KG/CM2

Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid	Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams
Top Bars: 6 cm	Top Bars at I-End: 5.97 cm²
Bottom Bars: 6 cm	Top Bars at J-End: 5.97 cm²
	Bottom Bars at I-End: 5.97 cm²
	Bottom Bars at J-End: 5.97 cm²

Figura 36

Características de viga V-303

The screenshot shows the design parameters for beam V-303. It is configured for 'M3 Design Only (Beam)' with a rebar material of 'FY=4200 KG/CM2'. The cover to the longitudinal rebar group centroid is set to 6 cm for both top and bottom bars. The reinforcement area overwrites for ductile beams are: Top Bars at I-End (5.27 cm²), Top Bars at J-End (5.27 cm²), Bottom Bars at I-End (7.67 cm²), and Bottom Bars at J-End (7.67 cm²).

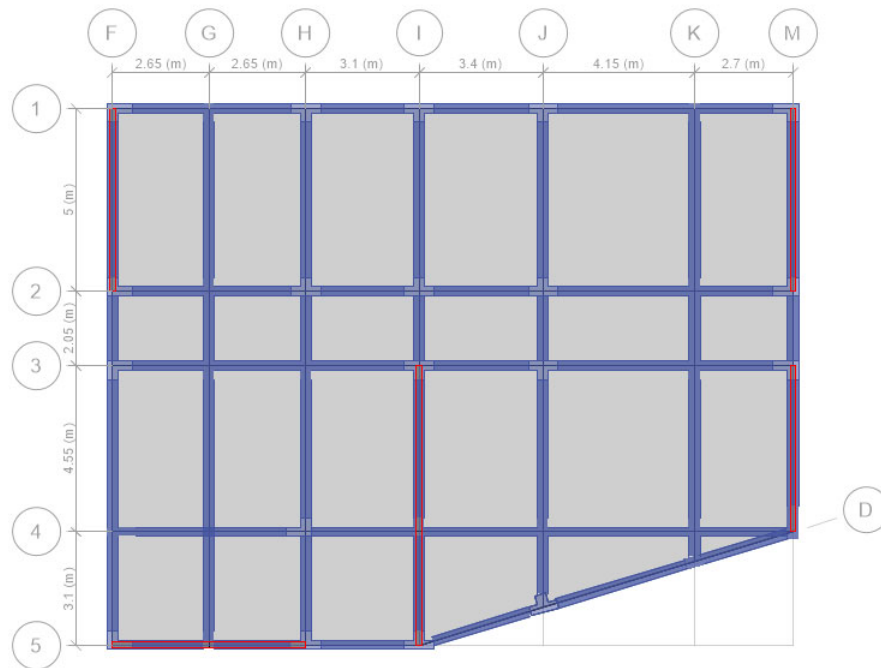
Design Type	Rebar Material
<input type="radio"/> P-M2-M3 Design (Column)	Longitudinal Bars: FY=4200 KG/CM2
<input checked="" type="radio"/> M3 Design Only (Beam)	Confinement Bars (Ties): FY=4200 KG/CM2

Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid	Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams
Top Bars: 6 cm	Top Bars at I-End: 5.27 cm²
Bottom Bars: 6 cm	Top Bars at J-End: 5.27 cm²
	Bottom Bars at I-End: 7.67 cm²
	Bottom Bars at J-End: 7.67 cm²

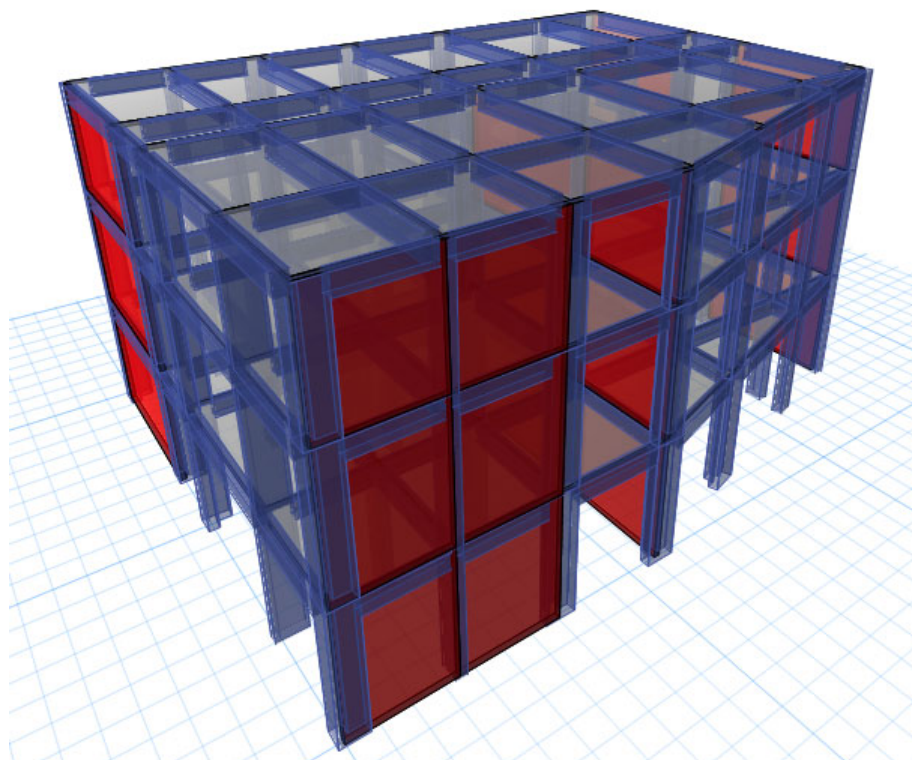
En la Figura 37 y Figura 38 se puede observar cómo fueron asignados los elementos de losa en cada uno de los paños, también se puede apreciar los elementos estructurales como vigas, columnas y muros de albañilería modelados de acuerdo a los planos estructurales.

Figura 37

Vista en planta del nivel 1 del modelo

**Figura 38**

Vista 3D del modelo



3.4.2.2. Análisis de cargas de gravedad

Las cargas vivas son aplicadas sobre todas las losas de entrepiso, según indica la Tabla 1 de la Norma Técnica E.020 Cargas (2006), las cargas vivas son determinadas de acuerdo al uso del nivel. A continuación, se muestran los valores correspondientes para la edificación evaluada.

Carga muerta

- Peso de acabados de techo = 100 kgf/m²
- Peso de tabiquería = 150 kgf/m²
- Peso de ladrillo = 90 kgf/m²

Carga Viva

- Sobrecarga segundo nivel (Oficinas) = 250 kgf/m²
- Sobrecarga tercer nivel (dormitorio) = 200 kgf/m²
- Sobrecarga pasadizos corredores 2do y 3er nivel = 400 kgf/m²
- Sobrecargas en azoteas = 100 kgf/m²

Según la NTE E.020 el peso sísmico se calcula adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva, en edificaciones de Categoría A2 se tomará el 50 % de carga viva más el 25 % de la carga viva en el techo. El peso sísmico de la edificación se calculó directamente en el programa Etabs, en la Tabla 24 se muestra los pesos sísmicos correspondientes a cada nivel.

En el módulo III, existe una excentricidad ya que las coordenadas del centro de masas no coinciden con el centro de rigidez como se muestra en la Tabla 24, se genera mayores esfuerzos por torsión y se incrementa esfuerzos en cada componente estructural.

Tabla 24

Centro de masa y centro de rigidez

Nivel	Altura (m)	Masa YY (kg)	Centro de masa (m)		Centro de rigidez (m)	
			x	y	x	y
Azotea	3,00	194108,74	8,91	7,57	10,45	4,42
Nivel 3	3,50	298808,68	8,93	7,57	10,43	5,47
Nivel 2	3,50	310060,85	8,92	7,57	10,49	4,58
Total	10,00	802978,27	-	-	-	-

3.4.2.3. Análisis estático

Los análisis sísmicos lineales se realizaron con la rigidez inicial de los elementos estructurales. El cortante basal estático se calcula a partir del artículo 28,2 de la NTE E.030. Según los datos obtenidos en los planos de la edificación se tomó como coeficiente de reducción sísmica para ambas direcciones $R = 7$, ya que existe irregularidad en la dirección Y el coeficiente de reducción se multiplica por 0,75. Los parámetros sísmicos de la Tabla 25 son establecidos de acuerdo a la NTE E.030.

Tabla 25

Parámetros sísmicos de la edificación según la NTE E.030

Parámetros sísmicos	Factor
Zona sísmica	$Z = 0,45$
Factor de uso	$U = 1,5$
Factor de Suelo	$S = 1,1$
Período corto	$T_p = 1,0$
Período largo	$T_L = 1,6$
Factor de amplificación sísmica	$C = 2,5$
Coeficiente de reducción dirección X	$R_x = 7,0$
Coeficiente de reducción dirección Y	$R_y = 5,25$
Elementos resistentes dirección X	$C_{tx} = 35$
Elementos resistentes dirección Y	$C_{ty} = 60$

El período se estimó de acuerdo con la expresión del artículo 28,4 de la Norma Técnica E.030, el período en la dirección X es de 0,285 s y en la dirección Y es de 0,167 s, siendo los períodos menores que T_p el valor de factor de amplificación sísmica es 2,5 para ambas direcciones de análisis.

El peso sísmico de la edificación calculado por el programa Etabs es de 802978,27 kg, teniendo los parámetros sísmicos de la Tabla 25 se procedió a calcular la cortante basal para las direcciones X e Y.

$$V_x = \frac{(0,45)(1,5)(2,5)(1,1)}{7} (802978,27) = 212\,932,63 \text{ kgf}$$

$$V_y = \frac{(0,45)(1,5)(2,5)(1,1)}{5,25} (802978,27) = 283\,910,17 \text{ kgf}$$

Según la Norma Técnica E.030 la distribución de fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel i , correspondientes a la dirección considerada, se calcularán mediante el artículo 28,3 (distribución de fuerzas sísmicas en altura). La distribución de las fuerzas horizontales se define en el programa Etabs ingresado de forma manual los valores de la Tabla 26.

Tabla 26

Distribución de fuerzas horizontales en las direcciones X e Y

Nivel	Peso (kg)	h (m)	α	Fx (kgf)	Fy (kgf)
Azotea	194 108,74	10,00	0,3681	78 384,51	104 512,68
Nivel 3	298 808,68	7,00	0,3967	84 464,92	112 619,90
Nivel 2	310 060,85	4,00	0,2352	50 083,20	66 777,60
Total	802978,27	10,00	1,0000	212 932,63	283 910,17

Desplazamientos laterales según Norma Técnica E.030. para hallar los desplazamientos inelásticos en la dirección X se multiplicó por $0,75R$ los desplazamientos elásticos como se muestra en la Tabla 27, para la dirección Y se multiplicó los desplazamientos elásticos por $0,85R$ como se muestra en la Tabla 28. El desplazamiento inelástico de la edificación en la dirección X para una cortante de 212 932,63 kgf es de 0,049 m y el desplazamiento inelástico de la edificación en la dirección Y para una cortante de 283 910,17 kgf es de 0,021 m.

En las Tabla 27 y Tabla 28 se observa que en la dirección X se obtienen distorsiones angulares mayores que en la dirección Y, esto se debe a la presencia de 5 muros de albañilería confinada en la dirección Y, el control de distorsiones que se tomo fue el de la albañilería confinada ya que es el elemento estructural crítico.

Tabla 27

Desplazamientos laterales por el sismo estático X

Nivel	Altura (m)	Desplazamientos (m)		Desplazamientos Relativos	Control NTE E.030
		elástico	inelásticos		
Azotea	3,00	0,009	0,049	0,004	0,005
Nivel 3	3,50	0,007	0,037	0,006	0,005
Nivel 2	3,50	0,003	0,016	0,005	0,005

Nota. La tabla muestra que las distorsiones angulares no cumplen con la norma.

Tabla 28*Desplazamientos laterales por el sismo estático Y*

Nivel	Altura (m)	Desplazamientos (m)		Desplazamientos Relativos	Control NTE E.030
		elástico	inelásticos		
Azotea	3,00	0,005	0,021	0,002	0,005
Nivel 3	3,50	0,004	0,017	0,003	0,005
Nivel 2	3,60	0,002	0,008	0,002	0,005

Nota. La tabla muestra que las distorsiones angulares cumplen con la norma.

3.4.2.4. Análisis Dinámico Modal Espectral

Para los análisis se consideró diagramas rígidos y 3 modos de vibración por piso como lo establece la Norma Técnica E.030 ya que la edificación analizada cuenta con 3 pisos se consideró 9 modos. El análisis modal se realizó utilizando vectores Ritz ya que es recomendable para análisis dinámicos.

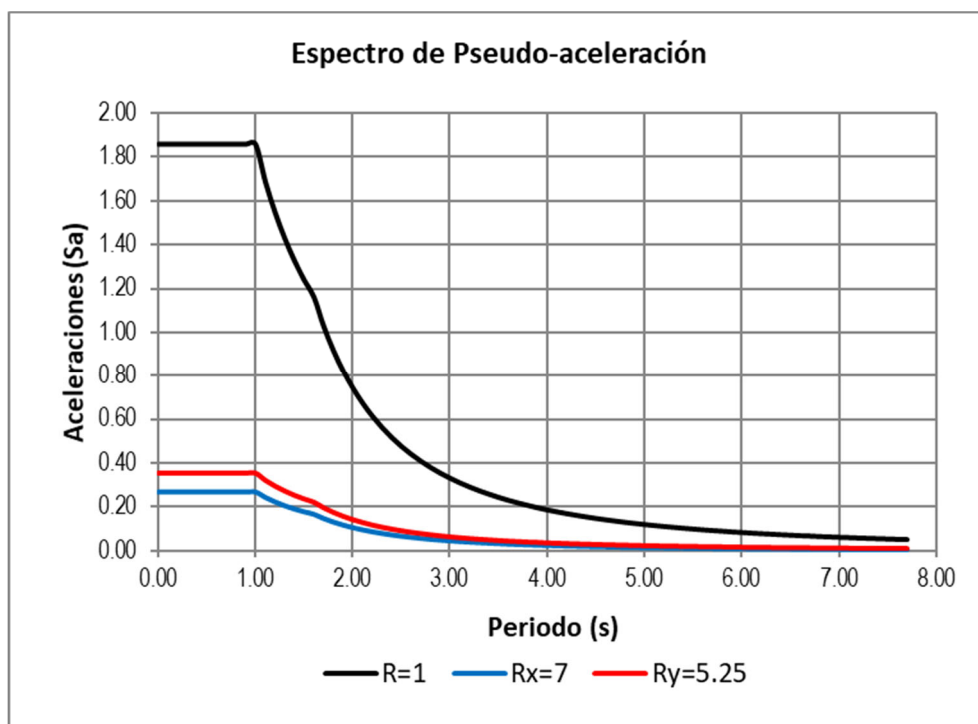
En la Tabla 29 se puede observar los modos con sus respectivos periodos, el primer modo de la edificación es en la dirección X con un período de 0,285 s. con un porcentaje de participación de masa efectiva de 80,28 %, esto nos quiere decir que la edificación tiene menor rigidez en la dirección X, el segundo se da en la dirección Y con un período de 0,193 s. con un porcentaje de participación de masa efectiva de 71,09 % y el tercer modo es rotacional con un período de 0,153 s. con una participación de masa efectiva de 68,39 %. La estructura cumple con el criterio de tener sus dos primeros modos traslacionales y el tercero rotacional, pero en la dirección Y se tiene un porcentaje de masa participativa rotacional de 14,70 % debido a la influencia de los muros de albañilería que además de rigidizar también generan excentricidad torsional en la edificación.

Definición del espectro de diseño. En primer lugar, se definió el espectro elástico de pseudo-aceleración según la ecuación del artículo 29,2 de la Norma Técnica E.030 (2018) considerando los valores de los parámetros que se muestran en la Tabla 25 pero tomando como coeficiente de reducción $R=1$ y sin considerar la gravedad. Luego para definir los espectros de pseudo-aceleraciones que se muestran en la figura 41 se sustituyó el coeficiente de reducción por 7 para la dirección X y por 5,25 para la dirección Y.

Tabla 29*Períodos y porcentaje de participación de masa modal*

Modo	Período (s)	Masa Efectiva			Masa Acumulada (%)		
		UX	UY	RZ	Sum X	Sum Y	Sum RZ
1	0,285	0,8028	0,0040	0,0453	0,8028	0,0040	0,0453
2	0,193	0,0216	0,7109	0,1470	0,8244	0,7149	0,1924
3	0,153	0,0274	0,1673	0,6839	0,8518	0,8822	0,8763
4	0,084	0,1190	0,0005	0,0061	0,9708	0,8827	0,8824
5	0,064	0,0031	0,0883	0,0172	0,9739	0,9710	0,8996
6	0,051	0,0045	0,0186	0,0863	0,9784	0,9897	0,9859
7	0,048	0,0208	0,0000	0,0028	0,9992	0,9897	0,9887
8	0,041	0,0006	0,0088	0,0018	0,9997	0,9984	0,9906
9	0,032	0,0003	0,0016	0,0094	1,0000	1,0000	1,0000

Nota. El porcentaje de masa participativa en las direcciones X, Y y Z superan el 90% por lo que se cumple con la norma NTE 0.30.

Figura 39*Espectro de diseño según la Norma Técnica E.030*

Nota. La figura muestra que en la dirección Y la pseudo-aceleración máxima es de 0,3536 y en la dirección X la pseudo-aceleración es de 0,2652.

Luego de haber definido los espectros de diseño se procedió a definir los casos de sismos dinámicos en la dirección X e Y considerando 5 % de excentricidad accidental y una fracción del amortiguamiento crítico constante para todos los modos de 5 %. Una vez definido los casos de sismo se obtienen las fuerzas cortantes como se muestra en la Tabla 30.

Tabla 30

Fuerzas cortantes del análisis dinámico modal espectral

Nivel	Elevación (m)	Vx (kgf)	Vy (kgf)
Azotea	10,00	67087,29	78853,11
Nivel 3	7,00	138565,63	168534,86
Nivel 2	3,50	173686,53	216393,92

Desplazamientos laterales según Norma Técnica E.030. En la Tabla 31 y Tabla 32 se calculó los desplazamientos inelásticos multiplicando por 0,75R los desplazamientos elásticos. El desplazamiento inelástico de la edificación en la dirección X para una cortante de 173686,53 kgf es de 0,044 m y el desplazamiento inelástico de la edificación en la dirección Y para una cortante de 216393,92 kgf es de 0,026. En la Tabla 33 se realizó el escalamiento de la fuerza cortante según lo que establece la Norma Técnica E.030.

Tabla 31

Desplazamientos laterales por el sismo dinámico X

Nivel	Altura (m)	Desplazamientos (m)		Desplazamientos Relativos	Control NTE E.030
		elástico	inelásticos		
Azotea	3,00	0,008	0,044	0,003	0,005
Nivel 3	3,50	0,006	0,033	0,005	0,005
Nivel 2	3,50	0,003	0,015	0,004	0,005

Nota. La tabla muestra que la distorsión angular se encuentra en el límite.

Tabla 32*Desplazamientos laterales por el sismo dinámico Y*

Nivel	Altura (m)	Desplazamientos (m)		Desplazamientos Relativos	Control NTE E.030
		elástico	inelásticos		
Azotea	3,00	0,006	0,026	0,002	0,005
Nivel 3	3,50	0,005	0,020	0,003	0,005
Nivel 2	3,50	0,002	0,010	0,003	0,005

Nota. La tabla muestra que la distorsión angular de la edificación cumple con la norma.

Tabla 33*Fuerza cortante mínima*

Dirección	Cortante basal estático (kgf)	Cortante basal dinámico (kgf)	Fuerza cortante mínima (kgf)	Factor de escala
X-X	212932,63	173686,53	170346,10	1,00
Y-Y	283910,17	216393,92	255519,16	1,18

3.4.2.5. Verificación de irregularidades

Irregularidad en altura. En la dirección X no existe irregularidad de rigidez como se muestra en la Tabla 34, en la dirección Y la edificación no presenta irregularidad de rigidez como se muestra en la Tabla 35. En la Tabla 36 se muestra el peso sísmico de cada nivel, la relación de pesos está en el límite por lo que no existe irregularidad de peso.

Tabla 34*Irregularidad de rigidez-piso blando dirección X*

Nivel	Sismo	K (kgf/m)	K _i /K _{i+1}	K _i /K _{i+1} <0,70
Azotea	Sismo X	40912167,04	-	-
Nivel 3	Sismo X	47201930,96	1,154	Regular
Nivel 2	Sismo X	77506509,02	1,642	Regular

Tabla 35*Irregularidad de rigidez-piso blando dirección Y*

Nivel	Sismo	K (kgf/m)	Ki/Ki+1	Ki/Ki+1<0,70
Azotea	Sismo Y	87203215,70	-	-
Nivel 3	Sismo Y	95689685,62	1,097	Regular
Nivel 2	Sismo Y	131594295,16	1,375	Regular

Tabla 36*Irregularidad de masa o peso*

Nivel	Peso sísmico (kgf)	Mi/Mi +1	Control Mi/Mi+1>1,5	Mi+1/Mi	Control Mi+1/Mi>1,5
Azotea	194108,74	-	-	-	-
Nivel 3	298808,68	-	-	0,96	Regular
Nivel 2	310060,85	1,04	Regular	-	-

Irregularidad en planta. Se verificó la irregularidad torsional en la dirección X cuyos resultados en la Tabla 37 muestran que es regular. En la dirección Y se verificó la irregularidad torsional como se muestra en la Tabla 38 donde se encontró que existe irregularidad por lo que la Norma Técnica E.030 establece que se debe multiplicar el coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas por 0,75. La edificación no tiene irregularidad por esquina entrante debido a que solo en la dirección Y se sobrepasa el límite de 20 %.

Tabla 37*Irregularidad torsional dirección X*

Nivel	Fuerza	Deriva promedio	Deriva máxima	Deriva máxima/ Deriva promedio	Control <1,3
Azotea	Sismo X	0,003	0,003	1,21	Regular
Nivel 3	Sismo X	0,004	0,005	1,23	Regular
Nivel 2	Sismo X	0,003	0,004	1,23	Regular

Tabla 38*Irregularidad torsional dirección Y*

Nivel	Fuerza	Deriva promedio	Deriva máxima	Deriva máxima/ Deriva promedio	Control <1,3
Azotea	Sismo Y	0,001	0,002	1,33	No Regular
Nivel 3	Sismo Y	0,002	0,003	1,34	No Regular
Nivel 2	Sismo Y	0,002	0,003	1,34	No Regular

3.4.2.6. Verificación de sistema estructural.

En la Tabla 39 se verificó el sistema estructural ya que la edificación presenta muros de albañilería confinada en ambas direcciones. En la dirección X los muros de albañilería soportan el 26 % de la fuerza cortante por lo que el sistema estructural es dual con muros estructurales de albañilería, en la dirección Y los muros soportan 77 % de la fuerza cortante por lo que el sistema estructural es de albañilería confinada, esto no concuerda con los planos ya que el coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas con el que se diseñó la edificación fue de $R=7$ para ambas direcciones.

Tabla 39*Verificación de sistema estructural*

Dirección	Cortantes de Muros	Cortante Basal	Porcentaje
Dirección X	44753,78	173 686,53	26 %
Dirección Y	195945,29	255 520,45	77 %

3.4.2.7. Verificación de la resistencia al agrietamiento

Para realizar la verificación de la resistencia al agrietamiento diagonal de los muros según la norma NTE E.070 se definió el sismo moderado con un coeficiente de reducción de $R_x=14$ y $R_y=10,5$. En la Tabla 40 se muestra las resistencias al agrietamiento diagonal de los muros y en la 0 se hace la verificación y se observa que hay muros que no cumplen con la resistencia al agrietamiento diagonal para sismos moderados.

Tabla 40*Resistencia diagonal de muros de albañilería*

Nivel	Muro	vm (kg/cm ²)	L (m)	a	t (m)	Pg (kg)	Vm (kgf)
Azotea	MX1	8,10	2,65	1,00	0,14	2002,49	15486,07
	MX2	8,10	2,65	1,00	0,14	2102,74	15509,13
	MY1	8,10	5,00	1,00	0,14	3641,85	29187,63
	MY2	8,10	5,00	1,00	0,14	3708,88	29203,04
	MY3	8,10	4,55	1,00	0,14	3289,55	26555,10
	MY4	8,10	4,55	1,00	0,14	4615,86	26860,15
	MY5	8,10	3,10	1,00	0,14	2879,27	18239,23
Nivel 3	MX1	8,10	2,65	1,00	0,14	3752,78	15888,64
	MX2	8,10	2,65	1,00	0,14	3980,98	15941,13
	MY1	8,10	5,00	1,00	0,14	6817,35	29917,99
	MY2	8,10	5,00	1,00	0,14	6965,31	29952,02
	MY3	8,10	4,55	1,00	0,14	6154,13	27213,95
	MY4	8,10	4,55	1,00	0,14	9288,24	27934,80
	MY5	8,10	3,10	1,00	0,14	5703,19	18888,73
Nivel 2	MX1	8,10	2,65	1,00	0,14	5114,60	16201,86
	MX2	8,10	2,65	1,00	0,14	5489,01	16287,97
	MY1	8,10	5,00	1,00	0,14	9763,75	30595,66
	MY2	8,10	5,00	1,00	0,14	9976,65	30644,63
	MY3	8,10	4,55	1,00	0,14	8783,16	27818,63
	MY4	8,10	4,55	1,00	0,14	14198,23	29064,09
	MY5	8,10	3,10	1,00	0,14	8634,23	19562,87

Tabla 41*Verificación de agrietamiento diagonal*

Nivel	Muro	Ve (kgf)	0,55 Vm (kgf)	Ve<0,55Vm
Azotea	MX1-3P	5192,61	8517,34	Si
	MX2-3P	5683,87	8530,02	Si
	MY1-3P	11336,05	16053,19	Si
	MY2-3P	6124,07	16061,67	Si
	MY3-3P	5230,89	14605,30	Si
	MY4-3P	9479,56	14773,08	Si
	MY5-3P	4904,02	10031,58	Si

Tabla 41 (continuación)

Nivel	Muro	Ve (kgf)	0,55 Vm (kgf)	Ve<0,55Vm
Nivel 3	MX1-2P	11992,79	8738,75	No
	MX2-2P	12366,35	8767,62	No
	MY1-2P	28638,58	16454,89	No
	MY2-2P	14194,27	16473,61	Si
	MY3-2P	12465,15	14967,67	Si
	MY4-2P	19513,70	15364,14	No
	MY5-2P	11952,27	10388,80	No
Nivel 2	MX1-1P	11110,58	8911,02	No
	MX2-1P	11266,32	8958,38	No
	MY1-1P	32572,02	16827,61	No
	MY2-1P	16487,90	16854,55	Si
	MY3-1P	14752,35	15300,24	Si
	MY4-1P	20666,85	15985,25	No
	MY5-1P	13493,53	10759,58	No

3.4.2.8. Evaluación del Desempeño Sísmico

La edificación evaluada fue diseñada con la Norma Técnica E.030 donde expresa que las edificaciones esenciales deberían mantenerse operativas luego de un evento sísmico severo. Por lo tanto, para la evaluación se empleó los objetivos de desempeño recomendados por el comité VISION 2000 ya que tienen relación con la Norma Técnica E.030. El módulo III de la comisaría debería cumplir con el objetivo de desempeño para edificaciones esenciales como se muestra en la Tabla 42.

Tabla 42

Objetivo de desempeño esperado de la edificación

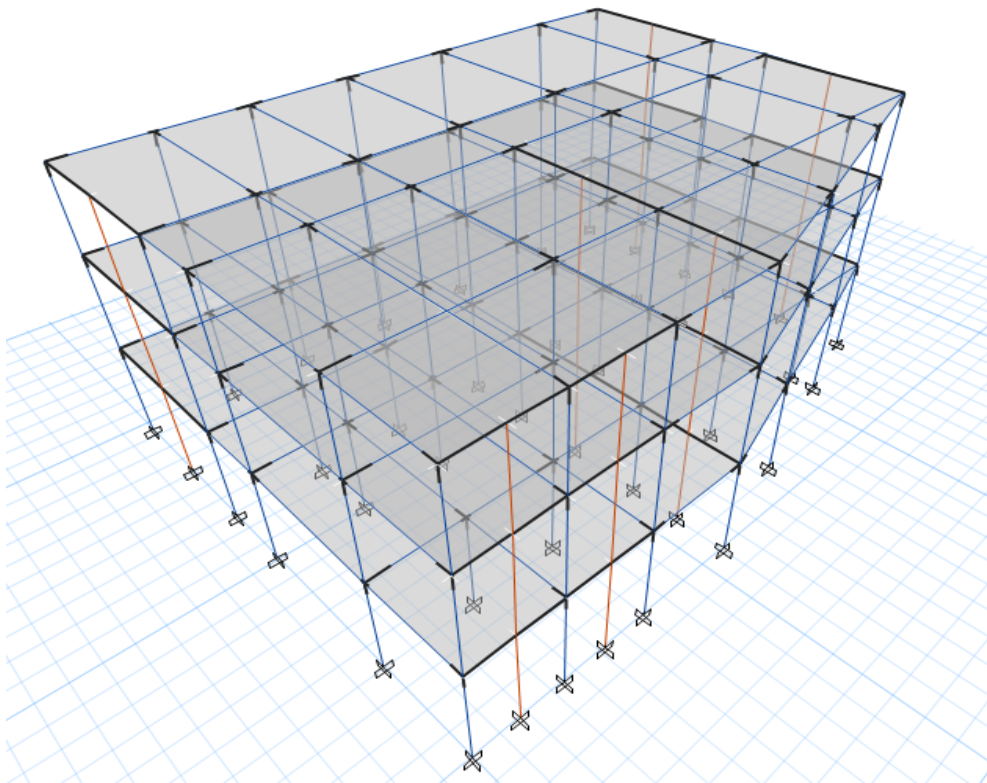
Nivel de peligro sísmico	Período medio de retorno (años)	Operacional	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Cerca al colapso
Frecuente	43	-	-	-	-
Ocasional	72	X	-	-	-
Raro	475	-	X	-	-
Muy raro	970	-	-	X	-

3.4.2.9. Análisis Estático No Lineal – Pushover

El análisis estático no lineal se realizó en las cuatro direcciones +X, +Y, -X, -Y del módulo III sin considerar los efectos P-Delta por tratarse de una edificación de poca altura, la no linealidad de los componentes primarios como las vigas se definieron con rótulas plásticas concentradas, en las columnas se definieron a través de rótulas tipo fibra, para los muros de albañilería confinada que se tiene en ambas direcciones se sustituyeron los elementos Shell por columnas anchas como se muestra en la Figura 40, se definió la no linealidad en las columnas anchas con rótulas concentradas.

Figura 40

Modelo columna ancha



En el modelo que se usó para realizar los análisis lineales se sustituyeron los elementos Shell por columnas anchas los cuales se definieron como se muestra en la Figura 41, las vigas que están sobre los muros se consideraron como infinitamente rígidos para ello aplicamos brazos rígidos, para que las vigas no puedan absorber momentos se liberaron los extremos como se observa en la Figura 42.

Figura 41*Definición de columnas ancha*

General Data

Property Name: ALB_500X15YY

Material: Fm=65KG/CM2

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

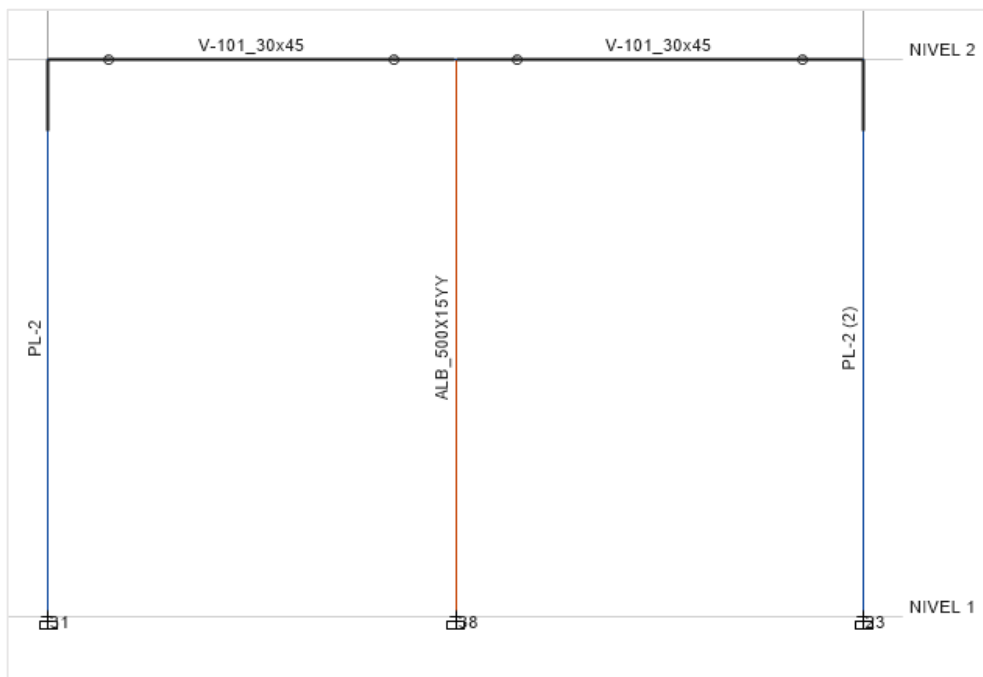
Depth: 0.14 m

Width: 5 m

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

The 3D diagram on the right shows a horizontal grey bar representing the column. A red arrow labeled '2' points upwards from the center of the bar. A red arrow labeled '3' points to the left from the center of the bar.

Figura 42*Liberación de momentos en vigas*

3.4.2.9.1. Modelos de Comportamiento No Lineal del Material.

Concreto. Se usó el modelo de Mander para definir el comportamiento no lineal del concreto confinado y no confinado de los componentes estructurales. A continuación, se muestra en la Figura 43 la definición de los parámetros no lineales en el programa Etabs.

Los criterios de aceptación se definieron de la siguiente manera, para el nivel de operacional se estableció una deformación de 0,003 que corresponde al límite antes del desprendimiento del recubrimiento no confinado; para el nivel de seguridad de vida se estableció un valor cercano a la deformación correspondiente al esfuerzo máximo del concreto confinado; y para el nivel de cerca al colapso se estableció a dos veces la deformación de seguridad de vida, previo a la rotura del núcleo de concreto confinado.

Figura 43

Parámetros no lineales para concreto

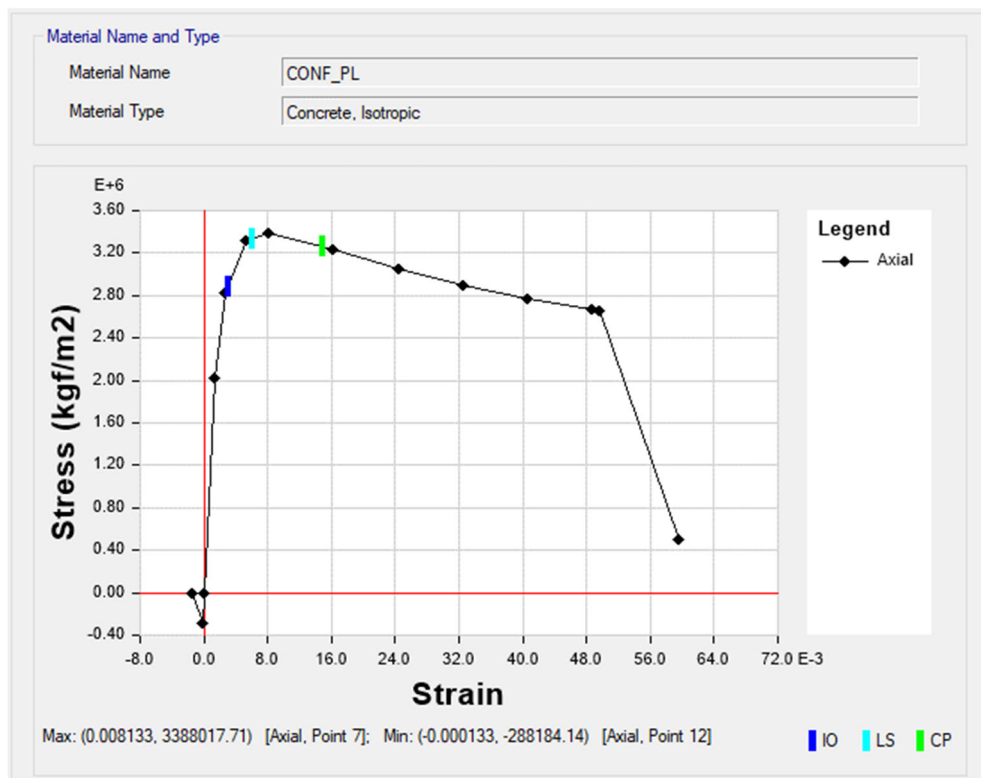
The screenshot shows the 'Material Properties' dialog box for concrete. The 'Material Name and Type' section has 'Material Name' set to 'FC=210 KG/CM2' and 'Material Type' set to 'Concrete, Isotropic'. The 'Acceptance Criteria Strains' section has a table with columns for 'Tension' and 'Compression' and rows for 'IO', 'LS', and 'CP'. The 'Parametric Strain Data' section has three input fields: 'Strain at Unconfined Compressive Strength, f_c' (0.002), 'Ultimate Unconfined Strain Capacity' (0.005), and 'Final Compression Slope (Multiplier on E)' (-0.1). The 'Miscellaneous Parameters' section has 'Hysteresis Type' set to 'Concrete', 'Friction Angle' (0 deg), and 'Dilatational Angle' (0 deg). The 'Stress Strain Curve Definition Options' section has 'Parametric' selected and 'Mander' chosen as the model. A 'Show Stress-Strain Plot...' button is at the bottom.

	Tension	Compression	Unit
IO	0.01	-0.003	cm/cm
LS	0.02	-0.006	cm/cm
CP	0.05	-0.015	cm/cm

Nota. La figura muestra que se consideró 0,002 para la deformación unitaria máxima y 0,005 para deformación unitaria ultima para el concreto no confinado.

Figura 44

Modelo de esfuerzo-deformación para concreto confinado



Nota. La figura muestra que la resistencia máxima del concreto confinado es de 338,80 kgf/cm² con una deformación unitaria de 0,008.

Acero de refuerzo. Según la Tabla 18 el límite de fluencia del acero longitudinal y transversal usado en el módulo III es de $f_y=4200$ kgf/cm². Se usó el modelo de Park para definir el comportamiento no lineal del acero de refuerzo de los componentes estructurales ya que considera el endurecimiento por deformación después de la fluencia. En la Figura 45 se muestra la definición de los parámetros no lineales en el programa Etabs.

El límite de deformación para el nivel operacional se estableció en 0,010 correspondiente al inicio del endurecimiento post fluencia; para el nivel de seguridad de vida se limitó a 0,020 que corresponde al inicio del posible pandeo en las varillas longitudinales; y para cerca al colapso, una deformación equivalente al 60 % de la deformación de rotura.

Figura 45

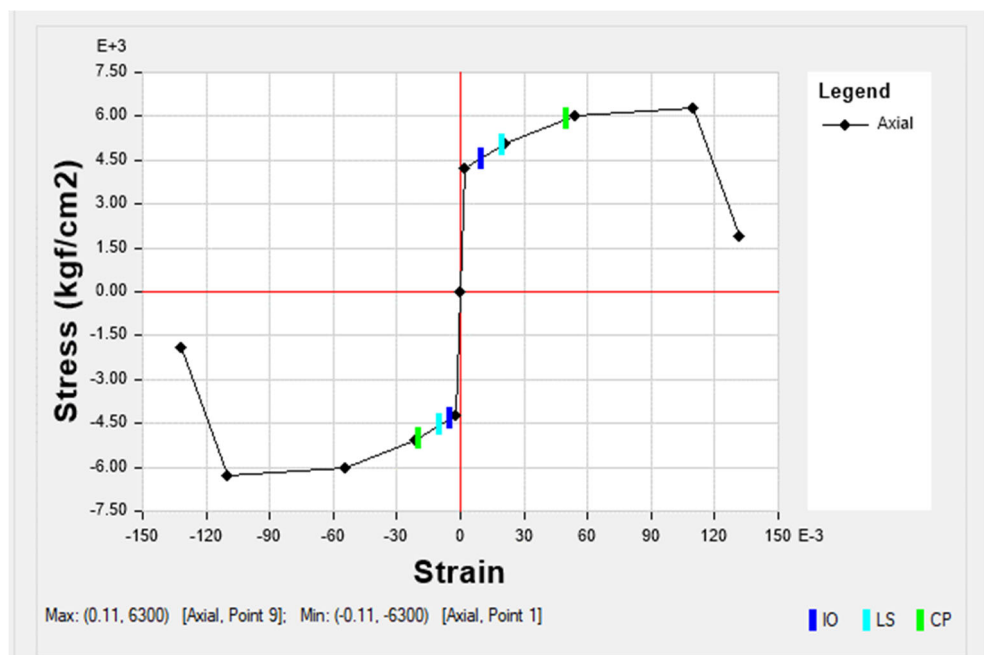
Parámetros no lineales para acero de refuerzo

Material Name and Type			Miscellaneous Parameters	
Material Name	FY=4200 KG/CM2		Hysteresis Type	Kinematic
Material Type	Rebar, Uniaxial			
Acceptance Criteria Strains				
	Tension	Compression		
IO	0.01	-0.005	m/m	
LS	0.02	-0.01	m/m	
CP	0.05	-0.02	m/m	
Stress Strain Curve Definition Options				
<input checked="" type="radio"/> Parametric		Park		
<input type="radio"/> User Defined		Convert to User Defined		
Parametric Strain Data				
Strain at Onset of Strain Hardening			0.01	
Ultimate Strain Capacity			0.11	
Final Slope (Multiplier on E)			-0.1	
Show Stress-Strain Plot...				

Nota. La figura muestra que el valor de la deformación unitaria al inicio de endurecimiento es $\varepsilon_{sh} = 0,01$ y la deformación unitaria del punto máximo es de $\varepsilon_{su} = 0,11$.

Figura 46

Modelo de esfuerzo-deformación según Park



Nota. El valor de la deformación unitaria en el inicio de fluencia es 0,0021.

3.4.2.9.2. Definición de no linealidad en columnas

Para definir las rótulas tipo fibra en columnas se tuvo que calcular la longitud plástica según la ecuación (9), se tomó una longitud plástica de 0,30 m como se observa en la Tabla 43.

Tabla 43

Longitud pastica en columnas

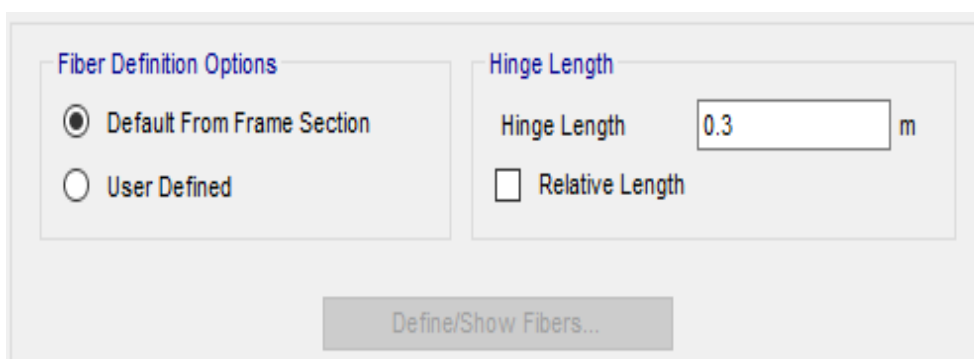
Nivel	L (m)	fy (kg/cm ²)	Dbi (m)	Lp (m)	Lp (m)
Segundo Nivel	3,05	4200	0,016	0,40	0,30
Tercer Nivel	3,05	4200	0,016	0,40	0,30
Azotea	2,55	4200	0,016	0,30	0,30

Nota. La tabla muestra que el diámetro de acero longitudinal es de 5/8 de pulgada.

Después de calcular la longitud plástica se procedió a generar las fibras de forma automática en el programa Etabs 2019, en la Figura 47 se muestra cómo se definió la rótula tipo fibra para la columna C1, luego se procedió a asignar las rótulas tipo fibra en las columnas. El programa Etabs de forma automática no coloca concreto “no confinado” en la zona perteneciente al recubrimiento, lo cual es incorrecto y se modificó para tener un modelo real por lo que se procedió a editar la rótula tipo fibra como se observa en la Figura 48. Luego se procedió a asignar nuevamente las rótulas editadas en la mitad de la longitud plástica como se observa en la Figura 49.

Figura 47

Definición automática de fibra



Nota. La figura muestra que se dio una longitud de plastificación de 0,30 m según los cálculos de la Tabla 43.

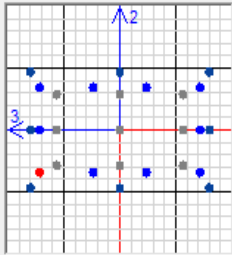
Figura 48*Rótulas tipo fibra en columna*

Control

Overlay Frame Section on Plot

Section

Make All Fibers Gray



Fiber Definition Data

Fiber	Area m ²	Coord3 m	Coord2 m	Material /// Stress Strain Curve
13	0.0069	0.21536	0.12675	FC=210 KG/CM2 /// SSC1
14	0.0067	-0.21536	0	FC=210 KG/CM2 /// SSC1
15	0.0067	0.21536	0	FC=210 KG/CM2 /// SSC1
16	0.0069	-0.21536	-0.12675	FC=210 KG/CM2 /// SSC1
17	0.0112	0	-0.12675	FC=210 KG/CM2 /// SSC1
18	0.0069	0.21536	-0.12675	FC=210 KG/CM2 /// SSC1
19	0.0084	-0.15171	0.07765	CONF_C1 /// SSC1
20	0.0084	0	0.07765	CONF_C1 /// SSC1
21	0.0084	0.15171	0.07765	CONF_C1 /// SSC1
22	0.0084	-0.15171	0	CONF_C1 /// SSC1

Sort by Coord3 Sort by Coord2 Add Fiber Delete Selected Fibers

Nota. Las coordenadas de las fibras del acero de refuerzo se han definido de forma automática por el programa Etabs con los datos definidos anteriormente.

Figura 49*Ubicación de las rótulas tipo fibra en columnas*

Frame Hinge Assignment Data

Hinge Property	Location Type	Relative Distance	Distance from End m
C1_50X30	Distance from I-end offset		0.15
C1_50X30	Distance from I-end offset		0.15
C1_50X30	Distance from J-end offset		0.15

Add
Modify
Delete

Auto Hinge Assignment Data

3.4.2.9.3. Definición de no linealidad en Vigas

Ya que el concreto se agrieta ante esfuerzos pequeños se consideró que las vigas tendrán una sección agrietada, entonces se modificó el momento de inercia en el eje 3 por el valor propuesto de la Tabla 44, se tomó el valor de $0,3E_{cE}I_g$ ya que las vigas no son preesforzadas.

Tabla 44

Valores de rigidez efectiva del ASCE/SEI 41-17

Componente	Rigidez a la flexión	Rigidez al corte	Rigidez axial
Vigas no preesforzadas	$0,3E_{cE}I_g$	$0,4E_{cE}A_w$	-
Vigas preesforzadas	$E_{cE}I_g$	$0,4E_{cE}A_w$	-
Columnas con compresión causada por cargas gravitacionales de diseño $\geq 0,5A_g f'_{cE}{}^b$	$0,7E_{cE}I_g$	$0,4E_{cE}A_w$	$E_{cE}A_g$
Columnas con compresión causada por cargas gravitacionales de diseño $\leq 0,5A_g f'_{cE}$ o tracción	$0,3E_{cE}I_g$	$0,4E_{cE}A_w$	$E_{cE}A_g$ (compresión) $E_{sE}A_s$ (tracción)
Uniones viga-columna	-	-	$E_{cE}A_g$
Losas no preesforzadas	-	$0,4E_{cE}A_g$	-
Losas preesforzadas	-	$0,4E_{cE}A_g$	-
Muros agrietados	$0,35E_{cE}A_g$	$0,4E_{cE}A_w$	$E_{cE}A_g$ (compresión) $E_{sE}A_s$ (tracción)

Nota. A_w es la suma del área de la sección transversal horizontal neta, A_s es área de refuerzo de tensión no pretensado, A_g es el área bruta de la columna, E_{cE} es igual al módulo de elasticidad del concreto, I_g es el momento de inercia de la sección bruta. Tomado de ASCE/SEI 41-17 (2017).

Para definir la rótulas plásticas concentradas en las vigas se tuvo que calcular la longitud plástica según la ecuación (8), se tomó una longitud plástica según la Tabla 45, la rótula concentrada se definió en la mitad de la longitud plástica como se observa en la Figura 50.

Tabla 45*Longitudes plásticas en vigas*

TIPO	h (m)	Lp (m)
V-102, V-202, V-302	0,45	0,23
V-101, V-201, V-301	0,45	0,23
V-203, V-303	0,60	0,30
V-204, V-304	0,45	0,23

Figura 50*Asignación de rótula plástica en vigas*

Ya que la edificación es nueva, se diseñó con las normas actuales, estas normas establecen criterios para que los componentes tengan un comportamiento dúctil, por lo cual se definió que el tipo de comportamiento que dominará en el rango no lineal de las vigas será la flexión. Usando las tablas del ASCE/SEI 41-17 el programa Etabs asignó automáticamente las rótulas plásticas por flexión M3 (controlada por deformación).

Las vigas V102, V202 y V302 tienen las mismas propiedades geométricas y la misma cantidad de acero superior e inferior como se muestra en la Tabla 22, por lo tanto el ratio $(p - p')/pb = 0$, el ratio $V / (bd\sqrt{f'c}) < 3$, el reforzamiento transversal es conforme ya que el espaciamiento es de 0,1 m, la cortante V lo calculó el programa para ello se definió el caso de fuerza Pushover (PUS X MODAL), todo estos parámetros de definieron en el programa Etabs como se muestra en la Figura 51.

Figura 51

Definición automática de rótulas plásticas en vigas

Auto Hinge Type

From Tables In ASCE 41-17

Select a Hinge Table

Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i

Degree of Freedom

M2

M3

V Value From

Case/Combo PUS X MODAL

User Value V2

Transverse Reinforcing

Transverse Reinforcing is Conforming

Reinforcing Ratio ($\rho - \rho'$) / $\rho_{balanced}$

From Current Design

User Value (for positive bending)

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity

Drops Load After Point E

Is Extrapolated After Point E

Nota. La figura muestra que la resistencia caerá luego del punto E del diagrama momento-rotación.

Figura 52

Propiedades de rótulas plásticas de la viga V-302

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0.2	-0.05
D-	-0.2	-0.02525
C-	-1.941173	-0.025
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.941173	0.025
D	0.2	0.02525
E	0.2	0.05

Symmetric

Additional Backbone Curve Points

BC - Between Points B and C

CD - Between Points C and D

Scaling for Moment and Rotation

Use Yield Moment

Moment SF Positive: 9074.43 Negative:

Use Yield Rotation (Steel Objects Only)

Rotation SF Positive: 1 Negative:

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

Show Acceptance Criteria on Plot

Immediate Occupancy Positive: 0.01 Negative:

Life Safety Positive: 0.025 Negative:

Collapse Prevention Positive: 0.05 Negative:

Type

Moment - Rotation

Moment - Curvature

Hinge Length

Relative Length

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Hysteresis Type and Parameters

Hysteresis: Isotropic

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

OK Cancel

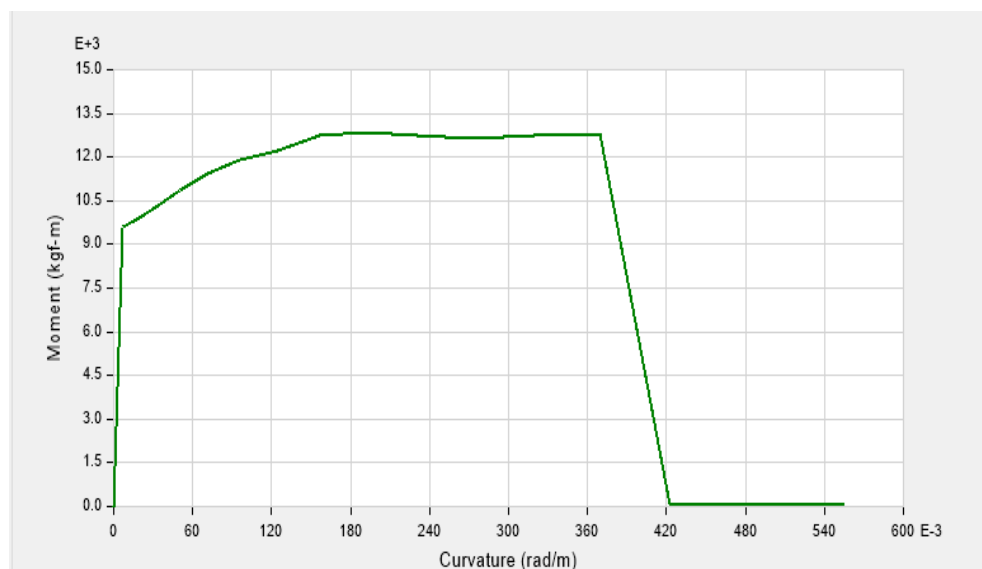
Nota. La figura muestra que se tiene un momento de fluencia $M_y=9074,43$ kgf-m y una sobre resistencia de 1,941173.

Luego de definir las rótulas plásticas se verificó el diagrama momento-rotación de las vigas asignados de forma automática por el Etabs. Para ello se usó Section Designer del programa Etabs donde se obtuvo el diagrama momento-curvatura, el dato en común en ambos diagramas es el momento, se observa que el momento de fluencia que se muestra en la Figura 53 es 9611,75 kgf-m valor parecido al calculado automáticamente de 9074,43 kgf-m, al calcular la sobre resistencia del diagrama momento-curvatura se obtuvo un valor de 1,34 que es menor al definido por el programa Etabs por lo que se editó la rótulas plásticas.

También se verificó los criterios de aceptación definidos por el programa Etabs, en la Figura 52 se observa que los valores de los parámetros fueron creados de manera correcta por el programa, según la tabla 10,7 de ASCE/SEI 41-17 se tienen los siguientes giros límites asociados a cada nivel de desempeño: ocupación inmediata 0,01 radianes, seguridad de vida 0,025 radianes, cerca al colapso 0,05 radianes. De igual manera se procedió a la verificación de todas las rótulas plásticas de las vigas del módulo III.

Figura 53

Diagrama momento-rotación de la viga V-302



Nota. La figura muestra que el momento de fluencia $M_y = 9611,75$ kgf-m y el momento máximo $M_u = 12853,3$ kgf-m.

3.4.2.9.4. Definición no linealidad en muros de albañilería confinada.

Los muros de albañilería confinada se modelaron como columnas anchas donde se definió su no linealidad por medio de rótulas plásticas que trabajan a corte como se muestra en la Figura 59, para definir las rótulas en los muros de albañilería se usó la curva fuerza-deriva que se muestra en la Figura 58, para obtener esta curva se realizaron calibraciones tomando como base la curva trilineal presentada por Coral Alva (2017) que se mostró en la Figura 15, la cual es el resultado de realizar tres ensayos de laboratorio de muros de albañilería confinada.

Para la calibración se usó los ensayos de laboratorio de muros de albañilería confinada realizados en la tesis de pregrado de Bernardo Acuña y Peña de la Cuba (2009) y Angles Pari (2008) en el laboratorio de estructura de la Pontificia Universidad Católica del Perú. En el programa Etabs se modeló el muro como columna ancha, luego se definió las propiedades geométricas y mecánicas de la Tabla 46, luego se asignó la no linealidad según la curva trilineal de Coral Alva (2017), por último se obtiene la curva de capacidad que se muestra en la Figura 54 y Figura 55, para que estas curvas sea parecidas a las curvas de los ensayos de laboratorio, se realizó una calibración la cual consiste en amplificar las fuerzas obtenidas en el modelo numérico.

En la Figura 56 y Figura 57 se comparan las dos curvas de capacidad encontradas tanto en el modelo numérico como el ensayo de laboratorio, se observa que las curvas del modelo numérico representa bien las fuerzas y desplazamientos de la curvas de capacidad obtenidas en el ensayos de laboratorio.

Tabla 46

Propiedades geométricas y mecánicas de los muros ensayados

Muro	f'_m (kg/cm ²)	v_m (kg/cm ²)	L (m)	H (m)	t (m)
Ensayo 01	102	10,10	2,40	2,40	0,13
Ensayo 02	141	11,87	2,40	2,50	0,13

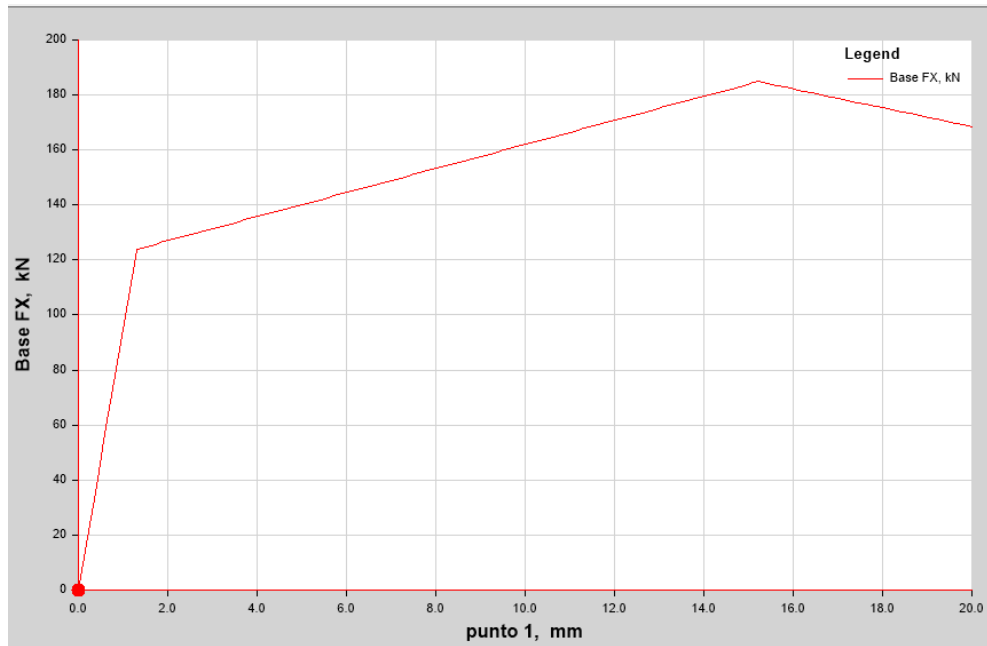
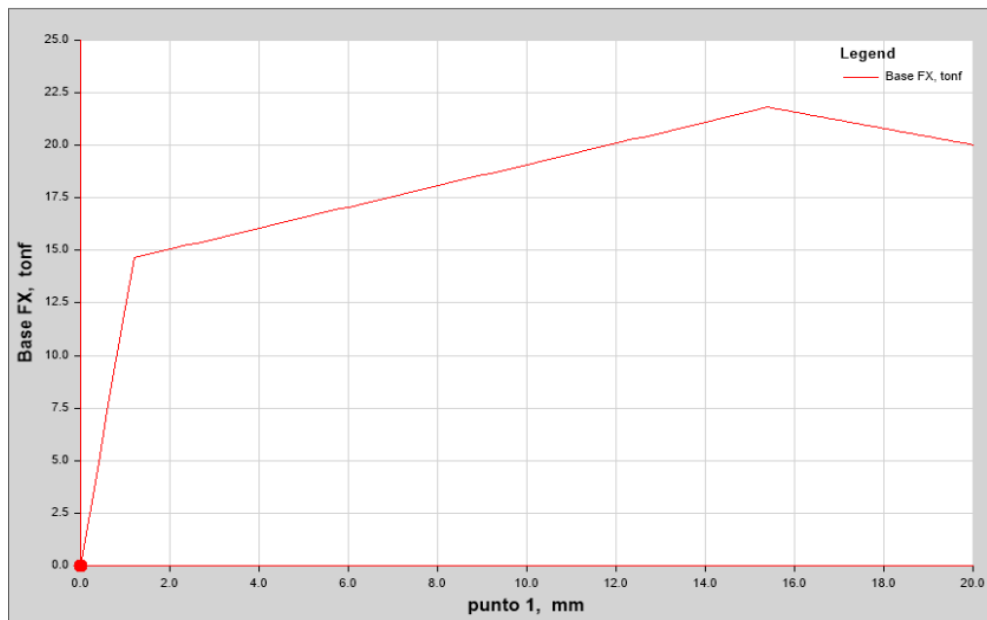
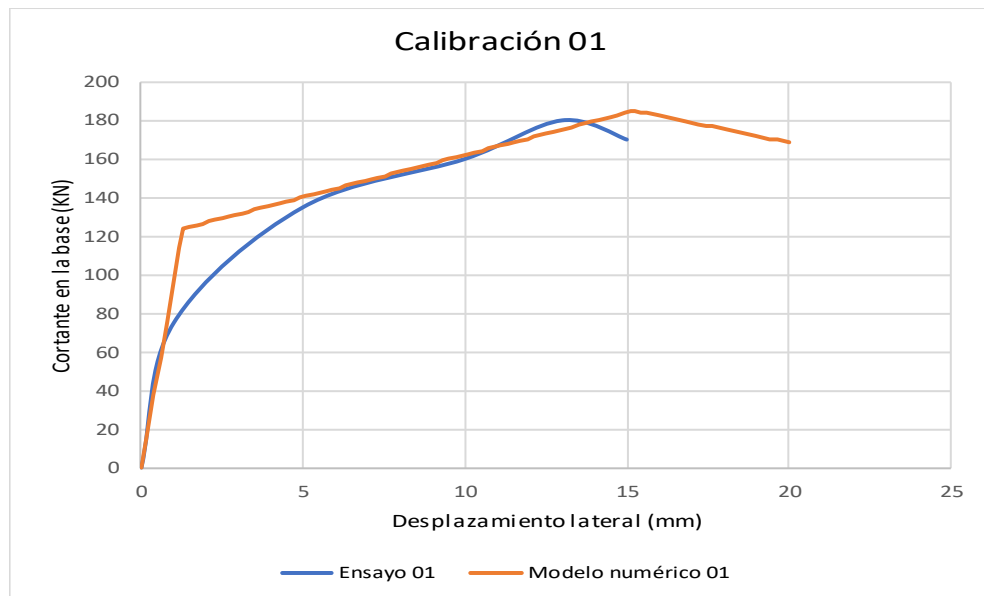
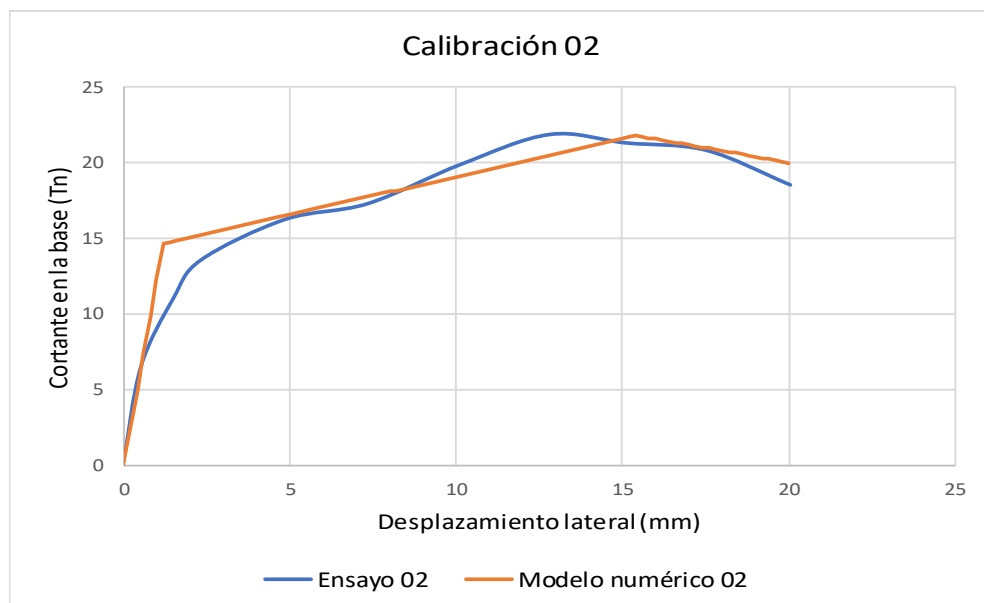
Figura 54*Resultados modelo numérico 01***Figura 55***Resultados modelo numérico 02*

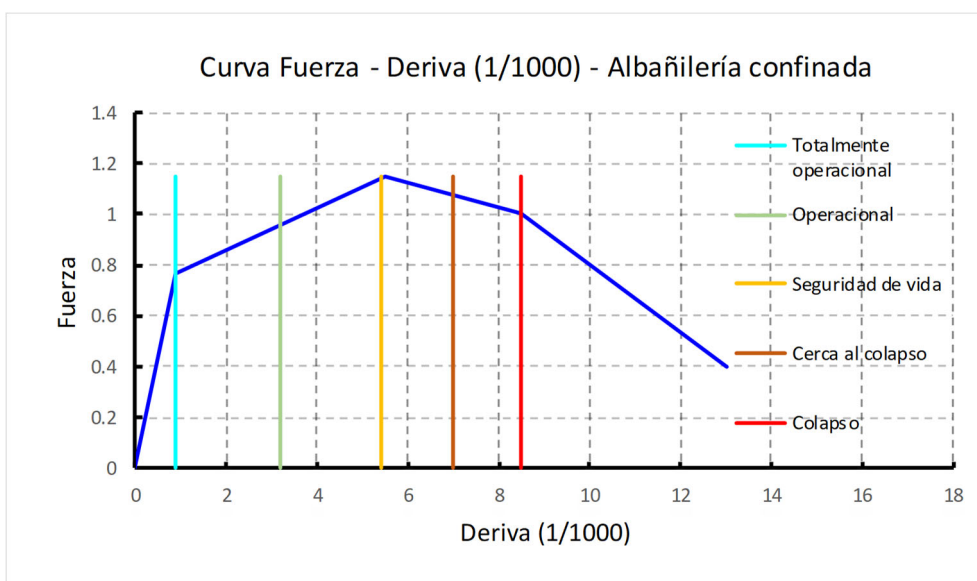
Figura 56*Comparación de curvas de capacidad calibración 01***Figura 57***Comparación de curvas de capacidad calibración 02*

Luego de realizar las calibraciones de los modelos numéricos se obtuvo la curva fuerza-deriva que se muestra en la Figura 58, donde el punto B tiene una fuerza de 0,77 Vm con una deriva de 0,0009, el punto C tiene una fuerza de 1,15 Vm con una deriva de 0,0055, el punto D tiene una fuerza de 1,0 Vm con una deriva de 0,0085 y el punto E tiene una fuerza de 0,4 Vm con una deriva de 0,013. Los criterios de

aceptación para los muros se tomaron de la tesis de pregrado de Coral Alva (2017), donde determino que para una deriva de 0,0009 el muro está en un nivel totalmente operacional, para una deriva de 0,0032 en operacional, para una deriva de 0,0054 en seguridad de vida, para una deriva de 0,007 en cerca al colapso y para una deriva de 0,0085 en colapso.

Figura 58

Curva fuerza-deriva para muros de albañilería confinada



Ya que no se cuenta con ensayos de pilas y muretes de la albañilería, se asume los valores de la Tabla 20 para definir las propiedades mecánicas en el programa Etabs, estos valores están de acuerdo a la Tabla 9 de la Norma Técnica E.070, se calculó el valor de la resistencia al corte del muro de albañilería (V_m) como se muestra en la Tabla 40, el cual se obtuvo de la ecuación (10). Para definir las rótulas de corte en los muros fue necesario el valor (V_m) y el desplazamiento correspondiente a la resistencia máxima a corte, luego se definió los valores de la curva fuerza-deriva de la Figura 58, también se definió los valores de aceptación establecidos en la tesis de pregrado de Coral Alva (2017).

El valor del desplazamiento en el punto B no se puede definir ya que el programa calcula de manera automática el comportamiento lineal tomando en consideración las propiedades geométricas y mecánicas definidos.

Figura 59

Definición de rótula de corte para el muro MY1

Displacement Control Parameters

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

Symmetric

Additional Backbone Curve Points

BC - Between Points B and C

CD - Between Points C and D

Scaling for Force and Disp

Use Yield Force Force SF Positive: 30595.66 Negative: kgf

Use Yield Disp Disp SF Positive: 0.0035 Negative: m

(Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Disp/SF)

Immediate Occupancy Positive: 3.2 Negative:

Life Safety Positive: 5.4 Negative:

Collapse Prevention Positive: 7 Negative:

Show Acceptance Criteria on Plot

Type

Force - Displacement

Stress - Strain

Hinge Length:

Relative Length

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Hysteresis Type and Parameters

Hysteresis: Pivot

α_1 :

α_2 :

β_1 :

β_2 :

η :

OK Cancel

Nota. La figura muestra la definición de la rótula plástica del muro que se encuentra en el eje F entre el eje 1-2.

3.4.2.9.5. Patrón de carga lateral

Antes de aplicar el patrón de cargas laterales se debe considerar las cargas de gravedad no lineal según la ecuación (11) tomando en consideración los factores de reducción de carga viva según la Norma Técnica E.030, se define las cargas de gravedad no lineales sin considerar los efectos P-Delta como se observa en la Figura 60. Se usó el patrón de carga proporcional a la forma del modo fundamental en cada dirección de análisis como se muestra en la Figura 61, para la dirección X se usó el primer modo y para la dirección Y el segundo modo.

Figura 60

Definición de carga de gravedad no lineal

General

Load Case Name: GAVEDAD NL [Design...]

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

Mass Source: CATEGORIA_A-2

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

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

Nonlinear Case: []

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	CM PISO TERM	1
Load Pattern	CM TAB REP	1
Load Pattern	CV AZOTEA	0.25
Load Pattern	CV COBREDOR	0.5

[Add] [Delete]

Other Parameters

Modal Load Case: modal ritz

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Full Load [Modify/Show...]

Results Saved: Final State Only [Modify/Show...]

Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default - Iterative Event-to-Event [Modify/Show...]

Figura 61

Definición de patrón de carga lateral para dirección X e Y

General

Load Case Name: PUS X MODAL [Design...]

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

Mass Source: CATEGORIA_A-2

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

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

Nonlinear Case: GAVEDAD NL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	1	-1

[Add] [Delete]

Other Parameters

Modal Load Case: modal ritz

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Displacement Control [Modify/Show...]

Results Saved: Multiple States [Modify/Show...]

Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: User Defined - Event-to-Event Only [Modify/Show...]

General

Load Case Name: PUS Y MODAL [Design...]

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

Mass Source: CATEGORIA_A-2

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

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

Nonlinear Case: GAVEDAD NL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	2	-1

[Add] [Delete]

Other Parameters

Modal Load Case: modal ritz

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Displacement Control [Modify/Show...]

Results Saved: Multiple States [Modify/Show...]

Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: User Defined - Event-to-Event Only [Modify/Show...]

El control de desplazamiento será el 0,16 m para la dirección X y 0,09 m para la dirección Y como se muestra en la Figura 62, se tomó como nodo de control el centro de masa del último nivel.

Figura 62

Definición de punto de control

The image shows two side-by-side panels of a software interface for defining displacement control. Both panels have the same layout:

- Load Application Control:** Radio buttons for 'Full Load', 'Displacement Control' (selected), and 'Quasi-Static (run as time history)'.
- Control Displacement:** Radio buttons for 'Use Conjugate Displacement' and 'Use Monitored Displacement' (selected). A text box below is labeled 'Load to a Monitored Displacement Magnitude of' with a value of 0.16 m in the left panel and 0.09 m in the right panel.
- Monitored Displacement:** Radio buttons for 'DOF/Joint' (selected) and 'Generalized Displacement'. The 'DOF/Joint' section includes dropdown menus for 'U1' and 'AZOTEA', and a text box with the value '8'.
- Additional Controlled Displacements:** A text box containing 'None' and a 'Modify/Show...' button.
- Quasi-static Parameters:** A section with 'Time History Type' set to 'Nonlinear Direct Integration History', 'Output Time Step Size' set to '1' sec, 'Mass Proportional Damping' set to '0' 1/sec, and 'Hilber-Hughes-Taylor Time Integration Parameter, Alpha' set to '0'.

Se procedió a definir el número de resultados guardados para casos de carga estática no lineal como se muestra en la Figura 63, donde para la dirección X el número de pasos guardados es 160, para la dirección Y es 90, se definió de esta manera para que el incremento en cada paso sea un milímetro.

Figura 63

Definición de número de resultados guardados

The image shows two side-by-side panels of a software interface for defining the number of saved results. Both panels have the same layout:

- Results Saved:** Radio buttons for 'Final State Only' and 'Multiple States' (selected).
- For Each Stage:** Two text boxes: 'Minimum Number of Saved States' (160 in the left panel, 90 in the right panel) and 'Maximum Number of Saved States' (500 in both).
- Save positive Displacement Increments Only:** A checked checkbox.

Para el formulario de parámetros no lineales se usó como tipo de solución el Event-to-Event Only como se muestra en la Figura 64, ya que mejora la velocidad de solución y aumenta la probabilidad de completar el análisis cuando la convergencia es difícil.

Figura 64

Formulario de parámetros no lineales de solución

Solution Control	
Solution Scheme	Event-to-Event Only
Maximum Total Steps (Static Only)	0
Maximum Null Steps (Static Only)	0
Event Lumping Tolerance (Relative)	0.01
Maximum Events per Step	200
Stop when Max Events per Step Exceeded	Yes
Minimum Event Step Size	0.000001
Maximum Null Events per Step	5
Use Correction Step for Large Unbalance (Static Only)	Last Step

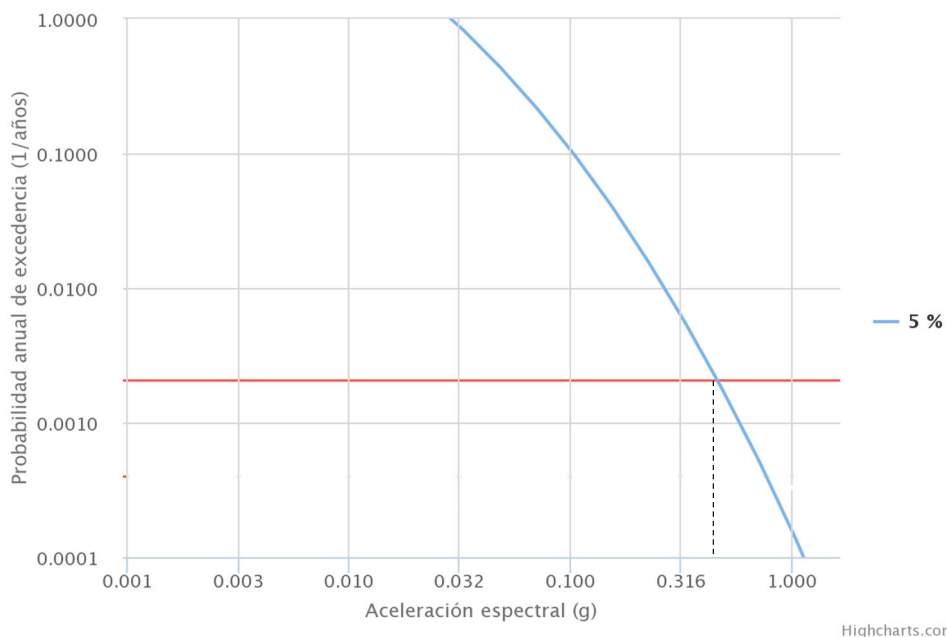
3.4.2.10. Peligro Sísmico

Los niveles de peligro sísmico empleados en la presenta investigación son los propuestos por el Comité VISIÓN 2000, los niveles de sismos fueron representados mediante espectros de respuesta de pseudo-aceleración con 5 % de amortiguamiento, para su elaboración se requieren los parámetros de la Norma Técnica E.030 (2018).

Para obtener el factor de aceleración Z se utilizó el Servicio Web de Consultas para la Determinación del Peligro Sísmico en el Territorio Nacional de SENCICO, en la Figura 65 se calcula el factor Z usando la curva de probabilidad para un período de 0,00 s y período de retorno de 475 dando como resultado un valor de 0,46 g lo cual es parecido al valor de 0,45 g establecido por la Norma Técnica E.030, por lo que se decidió utilizar este valor para la elaboración del espectro de pseudo-aceleración correspondiente al sismo raro.

Figura 65

Factor de aceleración del sismo raro



Nota. Curva de probabilidad anual de excedencia para un período de 0,00 s con 5 % de amortiguamiento y 10 % de probabilidad de excedencia en 50 años.

Con la ecuación (5) se puede obtener el espectro elástico de pseudo-aceleración el cual es el equivalente al sismo raro propuesto por el comité VISION 2000. Los parámetros para construir el sismo de diseño elástico (sismo raro) están definidos en la Tabla 47. El factor de Amplificación Sísmica (C) se estimó en función del período de la estructura y de los períodos T_p y T_L .

Tabla 47

Parámetros para el sismo raro

Parámetros sísmicos		Factor	
Zona sísmica	4	$Z =$	0,45
Categoría	C	$U =$	1,0
Tipo de Suelo	S3 Suelos Blandos	$S =$	1,1
		$T_p =$	1,0
		$T_L =$	1,6

Una vez determinado el espectro elástico de pseudo-aceleración correspondiente al sismo raro se procedió a usar la ecuación (6) para determinar los niveles de peligro sísmico ya que relaciona la aceleración y período de retorno medio del sismo raro con un sismo objetivo.

$$a_2 = \left(\frac{T_2}{T_1}\right)^{0.4} a_1 = FC a_1$$

La Tabla 48 relaciona los niveles de sismo frecuente, ocasional y muy raro con el sismo raro (sismo diseño elástico). El sismo frecuente representa el 38 % del sismo raro, el sismo ocasional representa el 50 % del sismo raro y el sismo muy raro representa el 130 % del sismo raro. En la Figura 66 se muestra la definición del sismo muy raro.

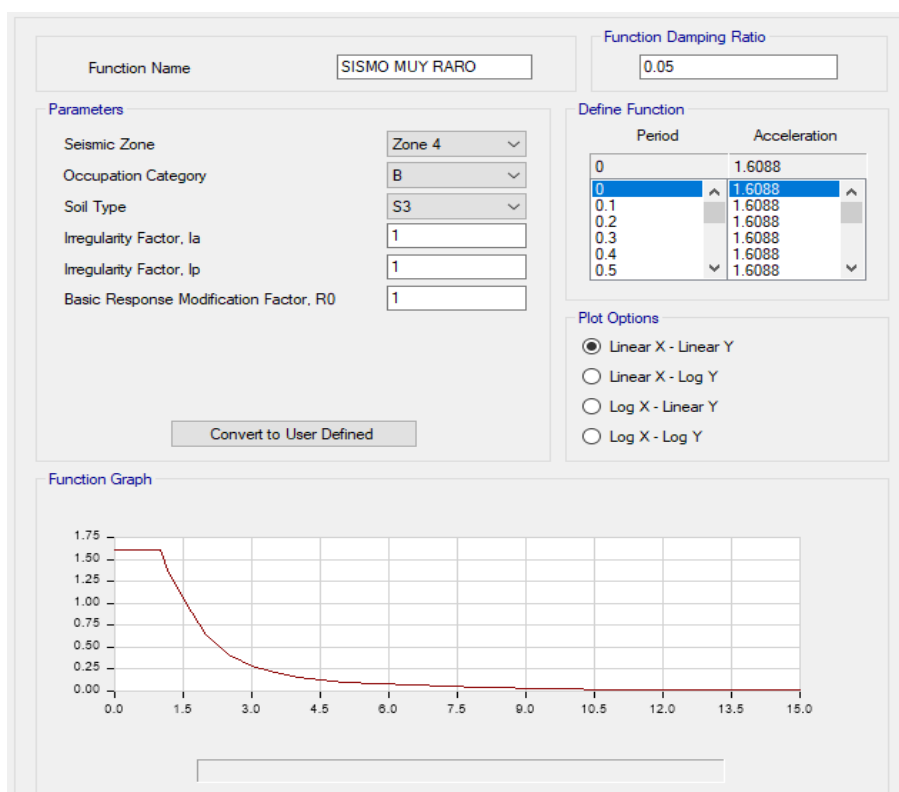
Tabla 48

Factores de conversión para cada nivel de sismo

Nivel de peligro sísmico	FC
Frecuente	0,38
Ocasional	0,50
Raro	1,00
Muy Raro	1,30

Figura 66

Definición del sismo muy raro



3.4.2.11. Punto de desempeño

Una vez obtenido la curva de capacidad de cada dirección se procedió a encontrar el punto de desempeño aplicando el Método de Coeficientes del ASCE/SEI 41-17. A continuación, se detalla el procedimiento para hallar el desplazamiento objetivo frente a un sismo raro para la dirección X.

- La representación idealizada de la curva de capacidad se determinó con el programa Etabs como se muestra en la Figura 67.
- **Rigidez lateral efectiva:** Es aquella igual a la pendiente del primer segmento de la idealización de la curva de capacidad:

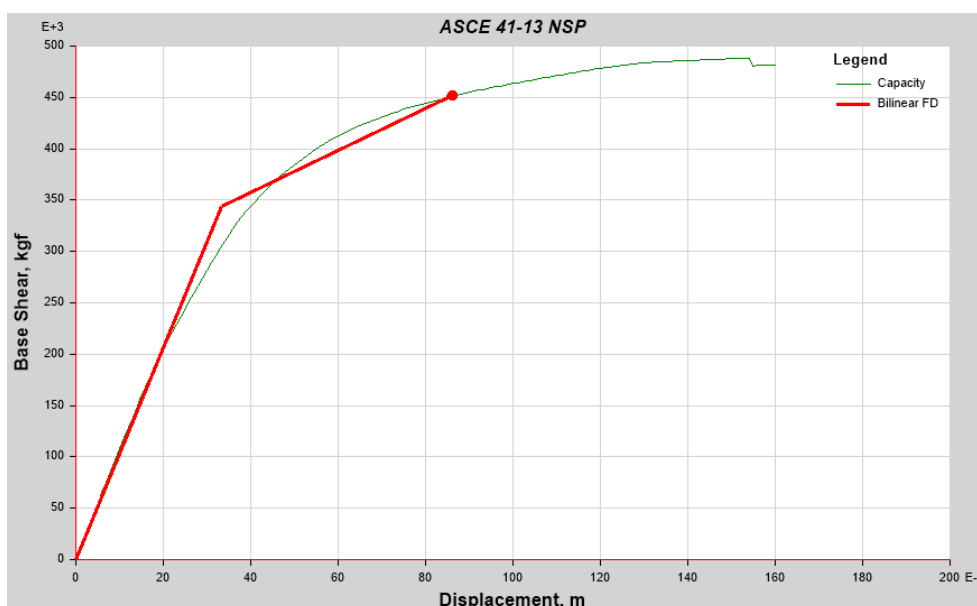
$$K_e = \frac{V_y}{Y_y} = \frac{343600,33 \text{ kgf}}{0,033 \text{ m}} = 10325740,46 \text{ kgf/m}$$

- **Rigidez lateral elástica:** Para realizar el cálculo empleamos los valores de la curva de capacidad correspondientes a un punto dentro del rango en que la edificación presenta un comportamiento elástico, donde seleccionamos un desplazamiento de 0,002 m.

$$K_i = \frac{V}{Y} = \frac{10818,54 \text{ kgf}}{0,001 \text{ m}} = 10818539,6 \text{ kgf/m}$$

Figura 67

Representación idealizada de la curva de capacidad dirección X



- **Período fundamental efectivo (T_e):** El período efectivo se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} = 0,415 s \sqrt{\frac{10818539,6 \text{ kgf/m}}{10325740,46 \text{ kgf/m}}} = 0,425 s$$

- **Aceleración espectral correspondiente al período fundamental efectivo (S_a):** Se ingreso al gráfico del espectro de pseudo-aceleración del sismo raro con el valor $T_e = 0,425 s$ y se encontró la aceleración espectral $S_a = 1,2375$.
- **Coeficientes de modificación (C_0):** Factor de modificación el cual su valor se calcula mediante la Tabla 49. Nuestra edificación es de tres pisos y utilizamos los valores correspondientes a otros edificios y cualquier patrón de carga $C_0 = 1,30$.

Tabla 49

Valores para el factor de modificación C_0

N° de Pisos	Edificios de Corte*		Otros Edificios
	Patrón de Carga	Patrón de Carga	Cualquier patrón de
	Triangular	Uniforme	carga
1	1,0	1,0	1,0
2	1,2	1,15	1,2
3	1,2	1,2	1,3
5	1,3	0,2	1,4
10+	1,3	1,2	1,5

Nota. Se consideran edificios de corte cuando en todos los pisos la deriva decrece con el incremento de la altura. Tomado de ASCE/SEI 41-17 (2017).

- **Coeficientes de modificación (C_1):** Para el cálculo del factor de modificación se encontró el valor de $\mu_{strength}$ para ello el valor de C_m de obtuvo de la Tabla 50, ya que la edificación tiene pórticos y muros de albañilería confinada está en la categoría de otros. El valor de α es igual a 60 ya que la edificación está ubicada en un suelo de tipo S3.

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{\alpha T_e^2}$$

$$C_1 = 1 + \frac{2,8169 - 1}{60 * 0,425^2} = 1,1678$$

$$\mu_{strength} = \frac{S_\alpha}{V_y} * C_m = \frac{1,2375}{\frac{343600,33}{782130,21}} * 1 = 2,8169$$

Tabla 50

Valores del factor de masa efectivo C_m

N° de Pisos	Pórticos de Concreto	Muros de Corte	Concreto Pier - Spandrel	Pórticos de Acero	Marco de Acero Reforzado Concéntricamente	Marco de Acero con Refuerzo Excéntrico	Otro
1-2	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
3+	0,9	0,8	0,8	0,9	0,9	0,9	1,0

Nota. C_m se tomará como 1,0 si el período fundamental, T , en la dirección de respuesta considerada es mayor que 1,0 s. Tomado de ASCE/SEI 41-17 (2017).

- **Coefficientes de modificación (C_2):** Factor de modificación es calculado mediante la siguiente fórmula:

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

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{2,8169 - 1}{0,425 \text{ s}} \right)^2 = 1,0229$$

- **Desplazamiento objetivo:** Una vez obtenidos todos los valores se procede a reemplazar en la ecuación del desplazamiento objetivo:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_\alpha \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

$$\delta_t = 1,3 * 1,1678 * 1,0229 * 1,2375 * \frac{0,425^2}{4\pi^2} g = 0,086 \text{ m}$$

Con el valor del desplazamiento se procede a encontrar la fuerza cortante que le corresponde, entonces para el sismo raro se tiene un punto de desempeño de (0,086 m; 451507,78 kgf).

CAPÍTULO IV: RESULTADOS

4.1. Curva de capacidad.

El análisis fue realizado para 4 direcciones: +X, +Y, -X, -Y, de las cuales se seleccionaron las curvas más críticas para cada dirección, para la dirección X se tomó la curva +X, para la dirección Y se tomó la curva +Y.

4.1.1. Curva de capacidad dirección X

En el programa Etabs se formó la curva de capacidad con 160 pasos, en la Figura 68 se observa la curva de capacidad y su representación bilineal para la dirección X, donde el desplazamiento máximo es de 0,154 m con una fuerza cortante en la base de 488014,84 kgf. Se puede observar que la edificación entra en fluencia cuando tiene un desplazamiento de 0,042 m con una fuerza cortante de fluencia de 411255,66 kgf, la rigidez lineal de la estructura es de 10818539,6 kgf/m. También se puede observar que después del desplazamiento máximo la estructura tiene una caída de capacidad ya que los muros de albañilería confinada MX1, MX2 fallan por corte, debido a que son elementos verticales se consideró que la estructura entra en el colapso.

4.1.1.1. Formación de rótulas plásticas

Las primeras rótulas plásticas aparecen en las columnas y los muros de albañilería. En la Figura 69 se observa las rótulas plásticas en las columnas PL-1 y los muros MX1 y MX2 los cuales se encuentran en seguridad de vida, se tiene un desplazamiento de 0,062 m con una cortante de 416978 kgf.

En la Figura 70 se observa que los muros de albañilería confinada MX1 y MX2 entran en colapso en el primer nivel, las columnas PL-1 se encuentran cerca al colapso, y las vigas se encuentran en seguridad de vida, con un desplazamiento de 0,105 m y una fuerza cortante en la base de 467427,93 kgf.

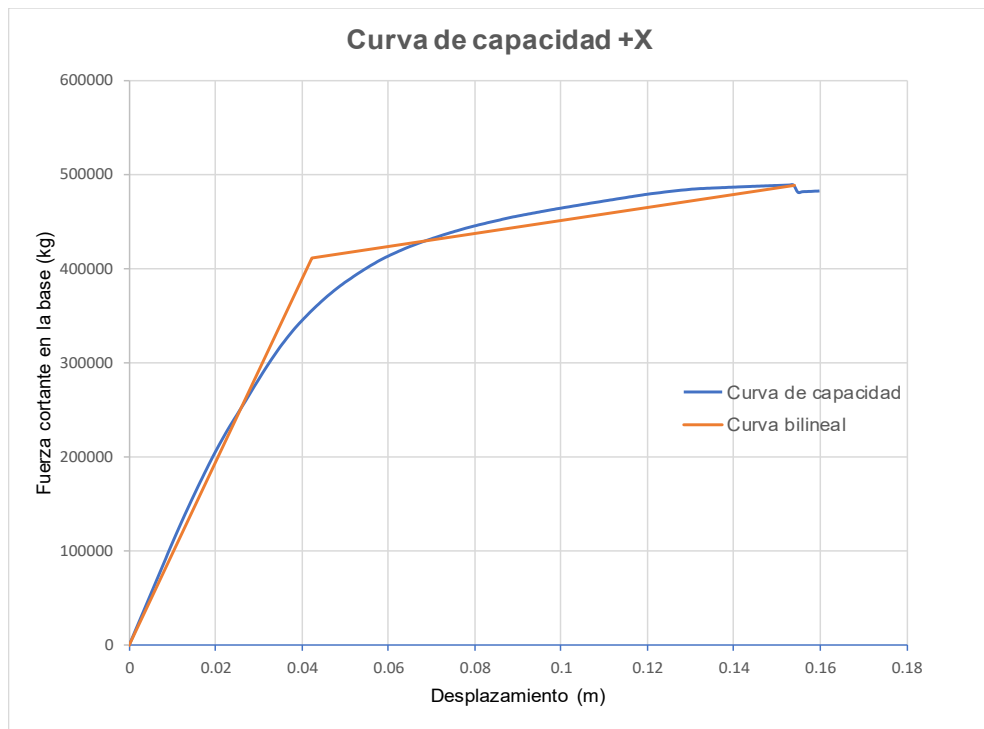
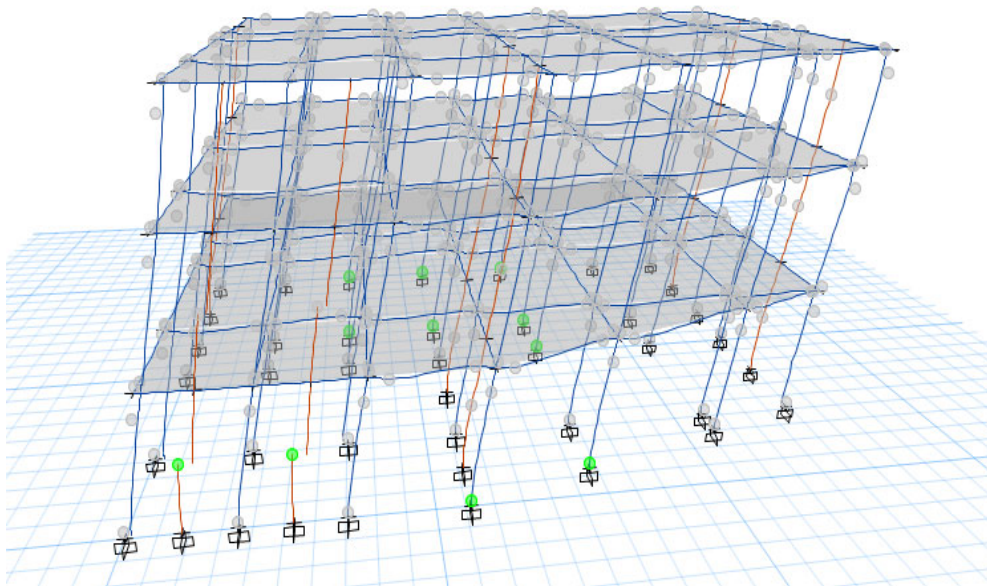
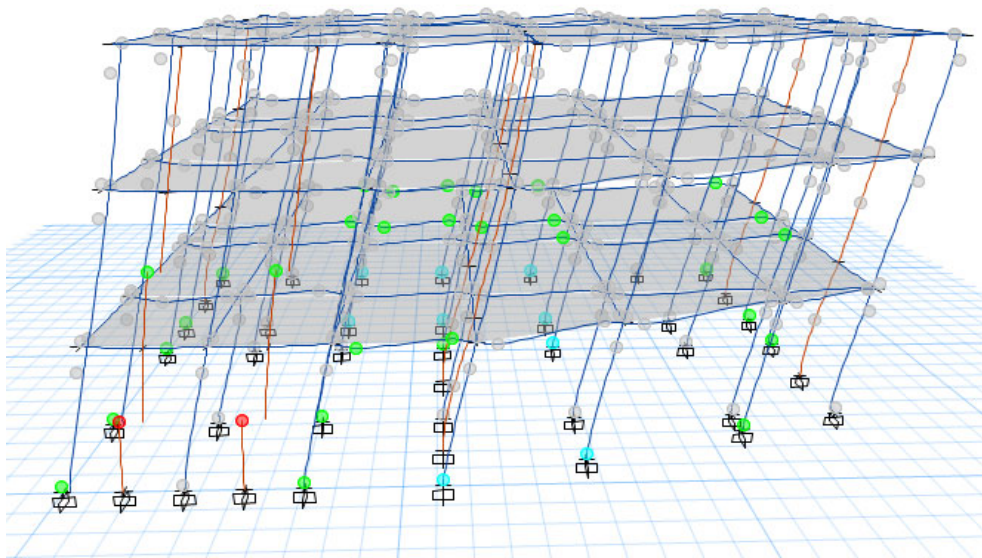
Figura 68*Curva de capacidad dirección X***Figura 69***Formación de rótulas plásticas paso 62*

Figura 70

Formación de rótulas plásticas paso 105

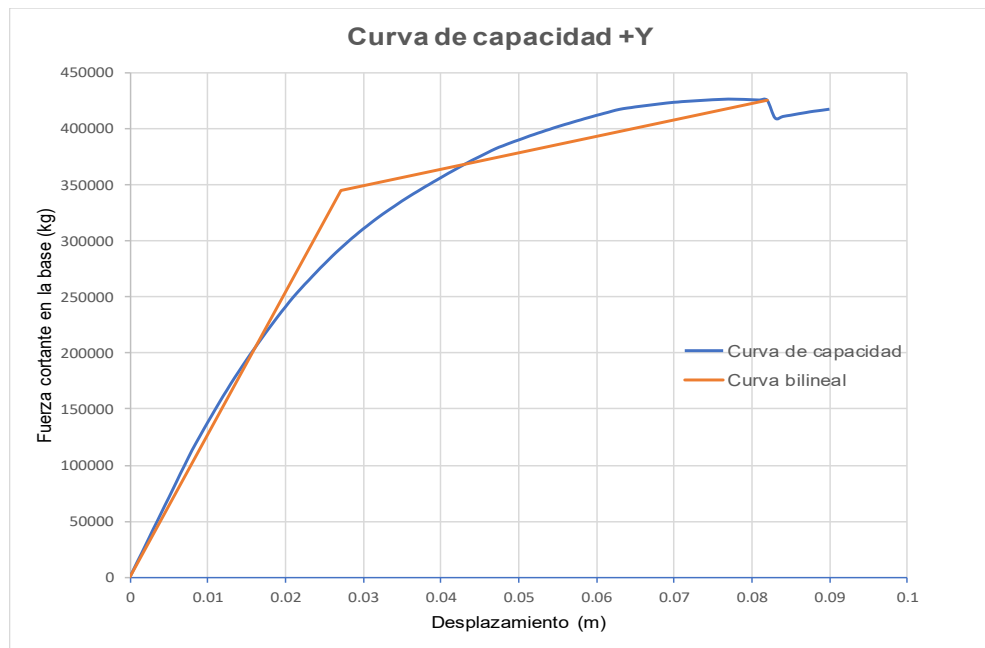
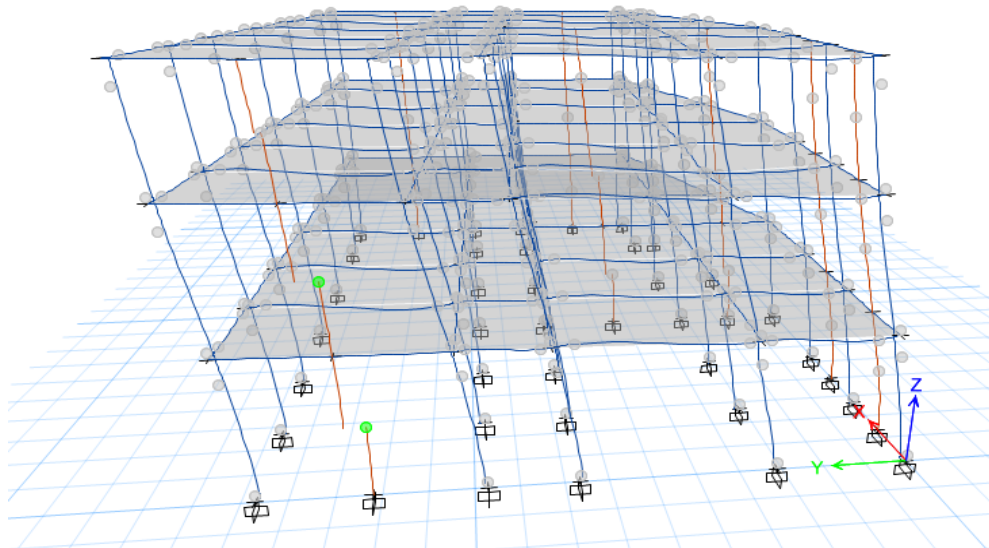


4.1.2. Curva de capacidad dirección Y

En el programa Etabs se formó la curva de capacidad con 90 pasos, en la Figura 71 se observa la curva de capacidad y su representación bilineal para la dirección Y, donde el desplazamiento máximo es de 0,082 m con una fuerza cortante en la base de 425582,07 kgf. Se puede observar que la edificación entra en fluencia cuando tiene un desplazamiento de 0,027 m con una fuerza cortante de fluencia de 345081,37 kgf, la rigidez lineal de la estructura es de 14176658,86 kgf/m. Se puede observar que después del desplazamiento máximo la estructura tiene una caída de capacidad ya que los muros de albañilería confinada MY1, MY4 y MY5 fallan por corte, debido a que son elementos verticales se consideró que la estructura entra en colapso.

4.1.2.1. Formación de rótulas plásticas

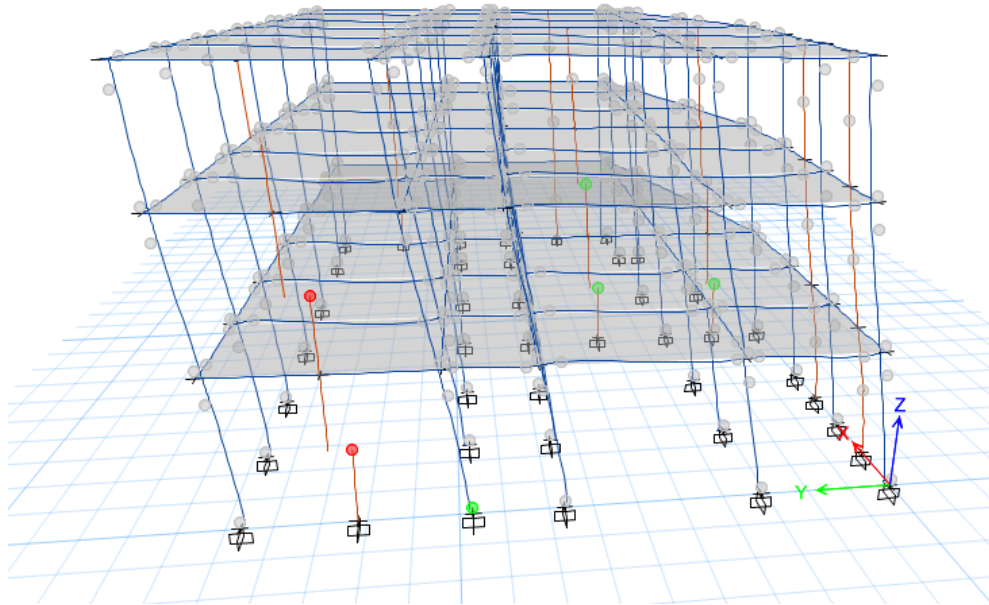
Las primeras rótulas plásticas aparecen en los muros de albañilería confinada. En la Figura 72 se observa las rótulas plásticas del muro MY1 los cuales se encuentran en seguridad de vida, se tiene un desplazamiento de 0,033 m con una fuerza cortante de 326222,41 kgf.

Figura 71*Curva de capacidad dirección Y***Figura 72***Formación de rótulas plásticas paso 33*

En la Figura 73 se observa que los muros de albañilería confinada MY1 entran en colapso en el primer y segundo nivel con un desplazamiento de 0,056 m y una fuerza cortante en la base de 404033,32 kgf. También se observa en el primer nivel que los muros MY4 y MY5 se encuentran en seguridad de vida.

Figura 73

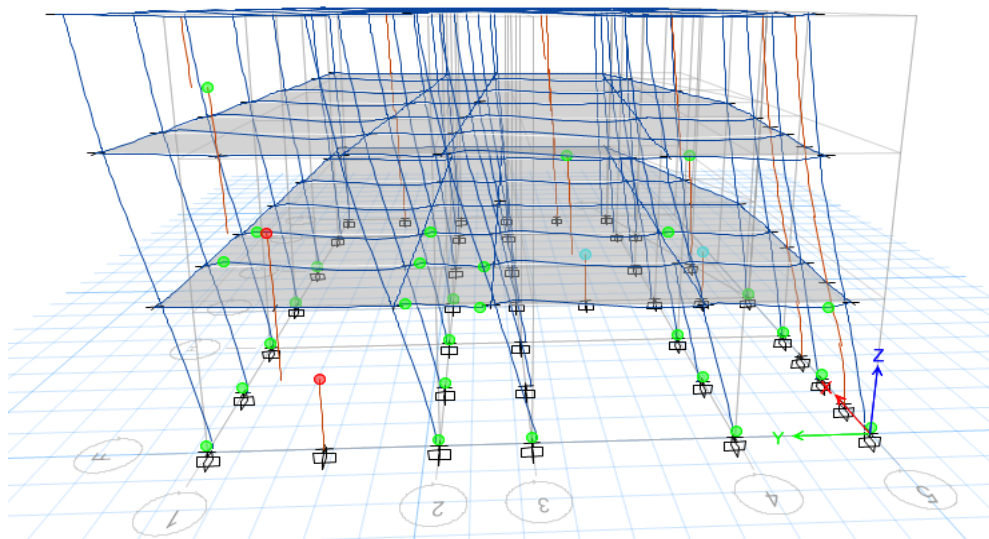
Formación de rótulas plásticas paso 56



En la Figura 74 se observa en el primer nivel que los muros MY4,MY5 se encuentran en el nivel de cerca al colapso y las columnas se encuentran en seguridad de vida, en el segundo nivel los muros MY4,MY5 se encuentran en seguridad de vida y los muros MY2, MY3 se encuentran en un nivel operacional.

Figura 74

Formacion de rótulas plásticas ante sismo raro

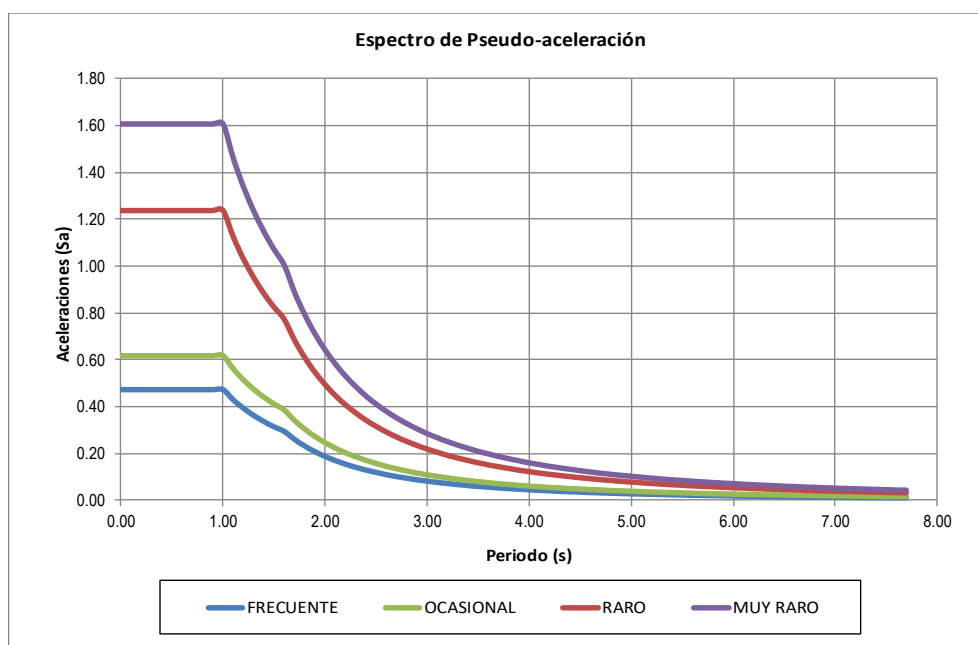


4.2. Peligro Sísmico

Los espectros de respuesta fueron desarrollados para una razón de amortiguamiento viscoso efectivo del 5 % de la amortiguación crítica. En la Figura 75 se puede observar los espectros que representan el peligro sísmico al que estará sometido la edificación. Para el sismo muy raro se tiene una psuedo-aceleración maxima de 1,6088 g, para el sismo raro 1,2375 g, para el sismo ocasional 0,6188 g y para el sismo frecuente 0,4703 g.

Figura 75

Espectros elásticos de peligro sísmico



Nota. Los niveles de peligro sísmico tienen un amortiguamiento de 5 %.

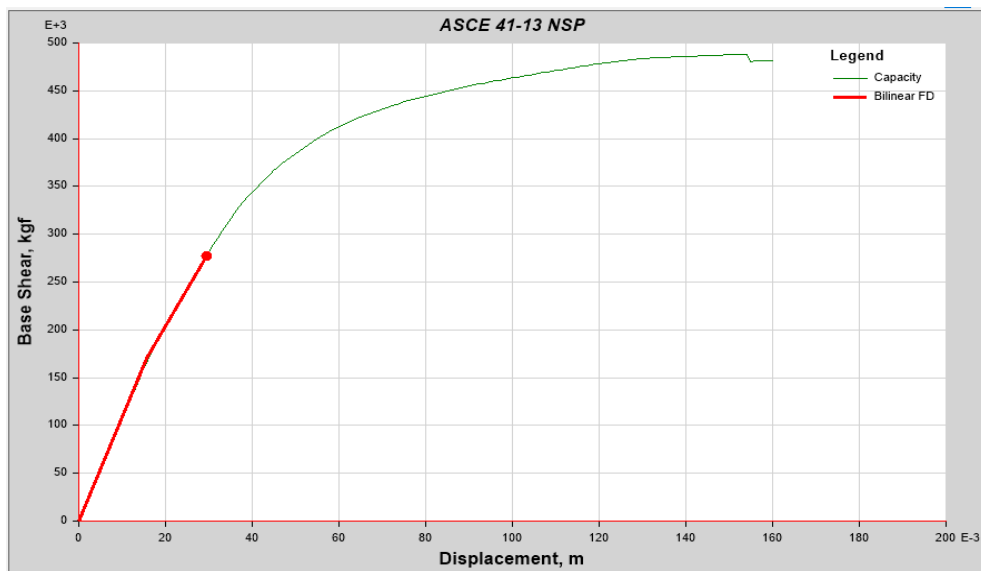
4.3. Punto de Desempeño

Para cada nivel de peligro sísmico se obtuvo el punto de desempeño con el Método de Coeficiente del ASCE/SEI 41-17, se consideró una relación de amortiguación viscosa efectiva para la edificación igual a 0,05. No se consideró la interacción suelo estructura.

4.3.1. Punto de desempeño dirección X

Figura 76

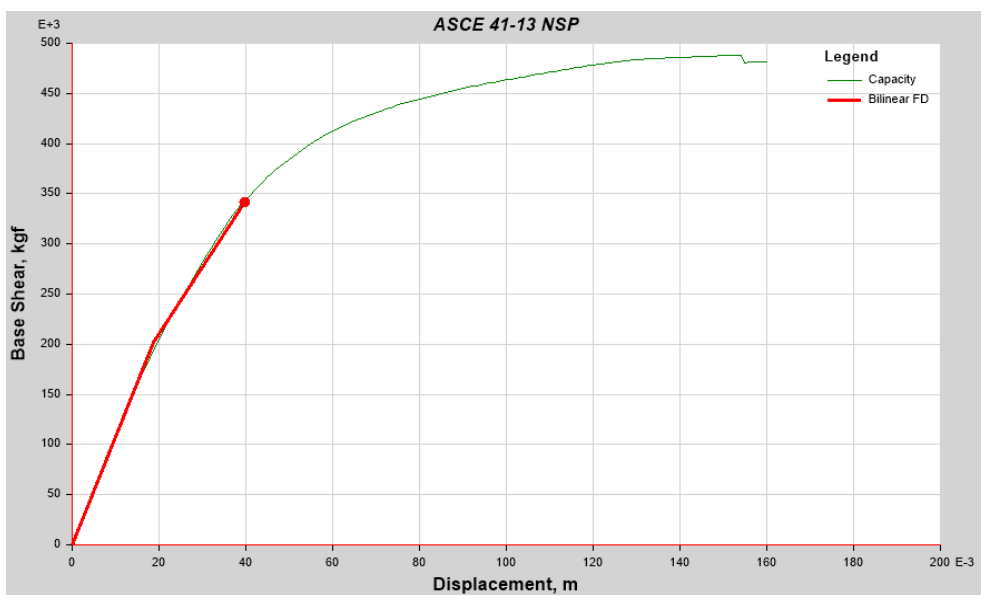
Punto de desempeño ante sismo frecuente



Nota. La figura muestra que el punto de desempeño se encuentra en un desplazamiento de 0,029 m con una cortante de 277446,51 kgf.

Figura 77

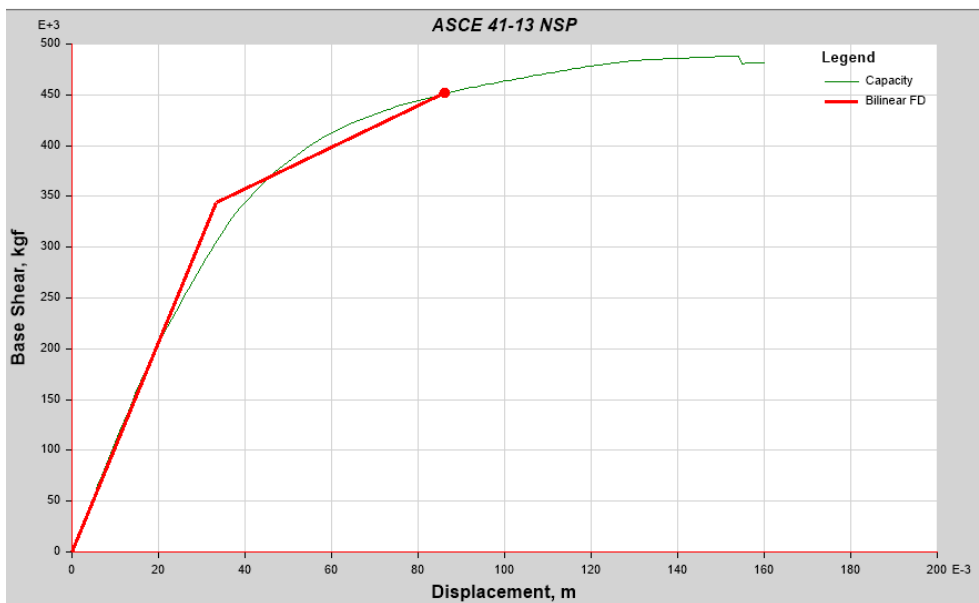
Punto de desempeño ante sismo ocasional



Nota. La figura muestra que el punto de desempeño se encuentra en un desplazamiento de 0,040 m con una cortante de 342182,13 kgf.

Figura 78

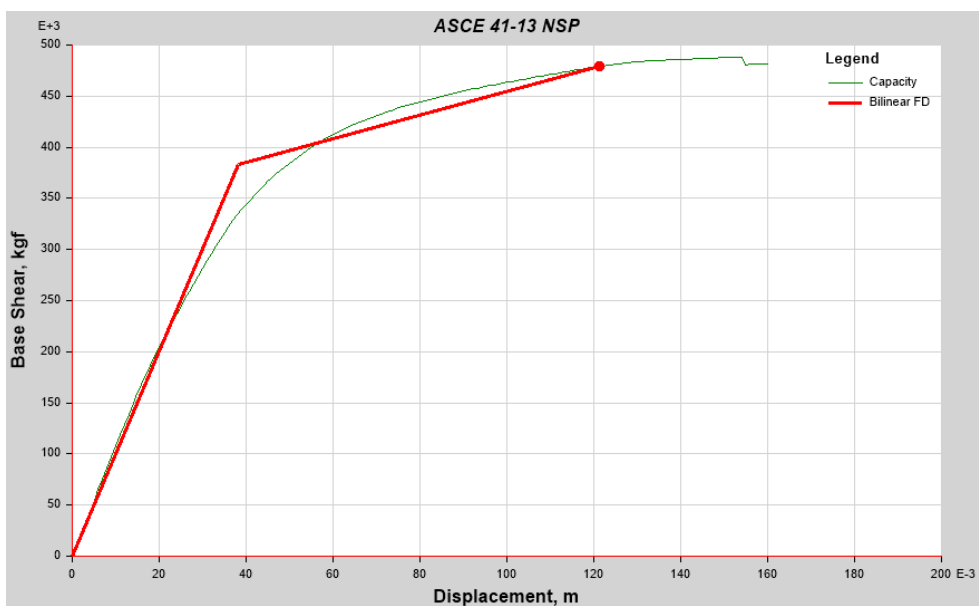
Punto de desempeño ante sismo raro



Nota. La figura muestra que el punto de desempeño se encuentra en un desplazamiento de 0,086 m con una cortante de 451507,78 kgf.

Figura 79

Punto de desempeño ante sismo muy raro

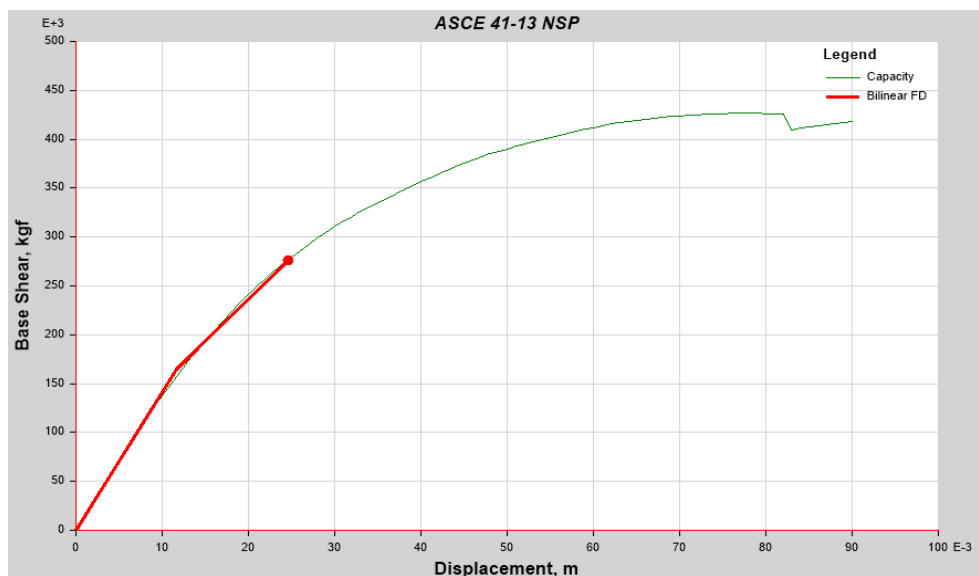


Nota. La figura muestra que el punto de desempeño se encuentra en un desplazamiento de 0,121 m con una cortante de 479032,36 kgf.

4.3.2. Punto de desempeño dirección Y

Figura 80

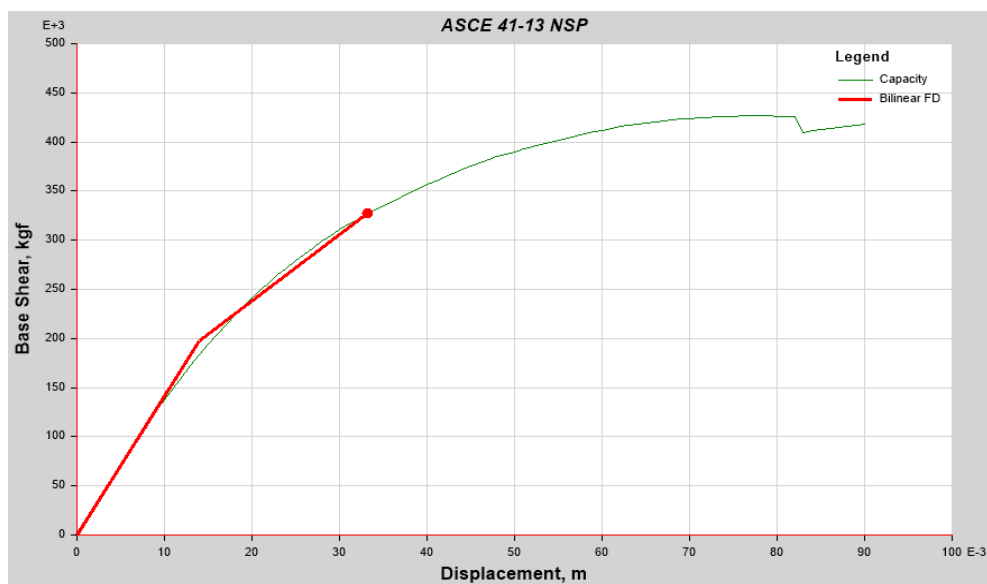
Punto de desempeño ante sismo frecuente



Nota. La figura muestra que el punto de desempeño se encuentra en un desplazamiento de 0,025 m con una cortante de 276449,89 kgf.

Figura 81

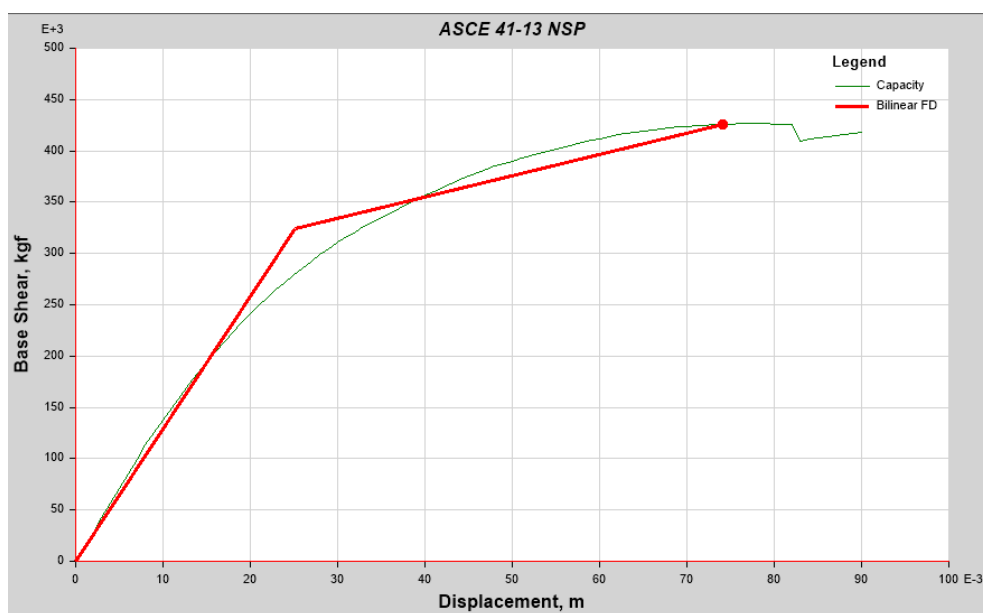
Punto de desempeño ante sismo ocasional



Nota. La figura muestra que el punto de desempeño se encuentra en un desplazamiento de 0,033 m con una cortante de 327104,97 kgf.

Figura 82

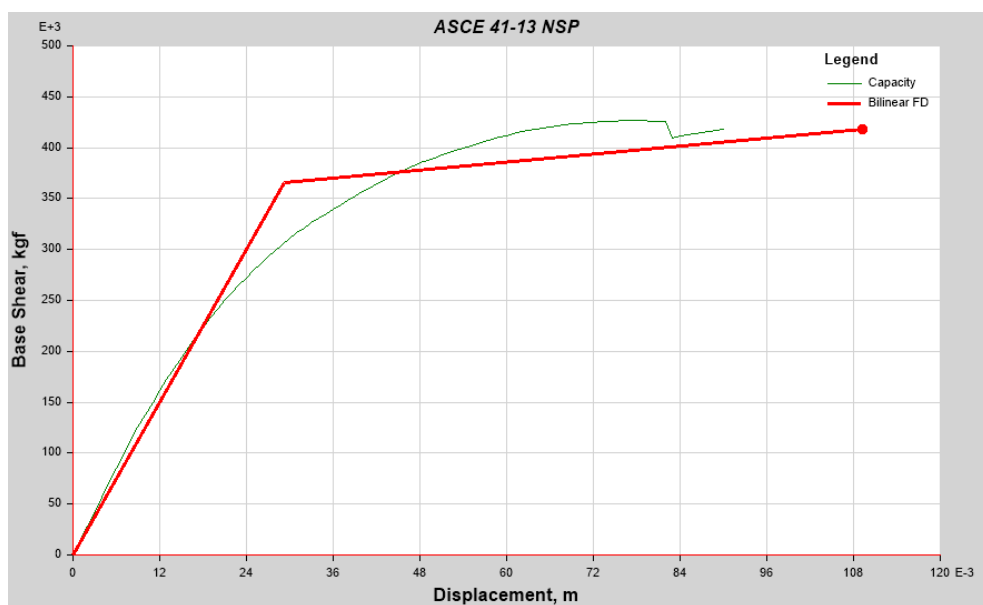
Punto de desempeño ante sismo raro



Nota. La figura muestra que el punto de desempeño se encuentra en un desplazamiento de 0,074 m con una cortante de 425749,85 kgf.

Figura 83

Punto de desempeño ante sismo muy raro



Nota. La figura muestra que el punto de desempeño no se encuentra en la curva de capacidad.

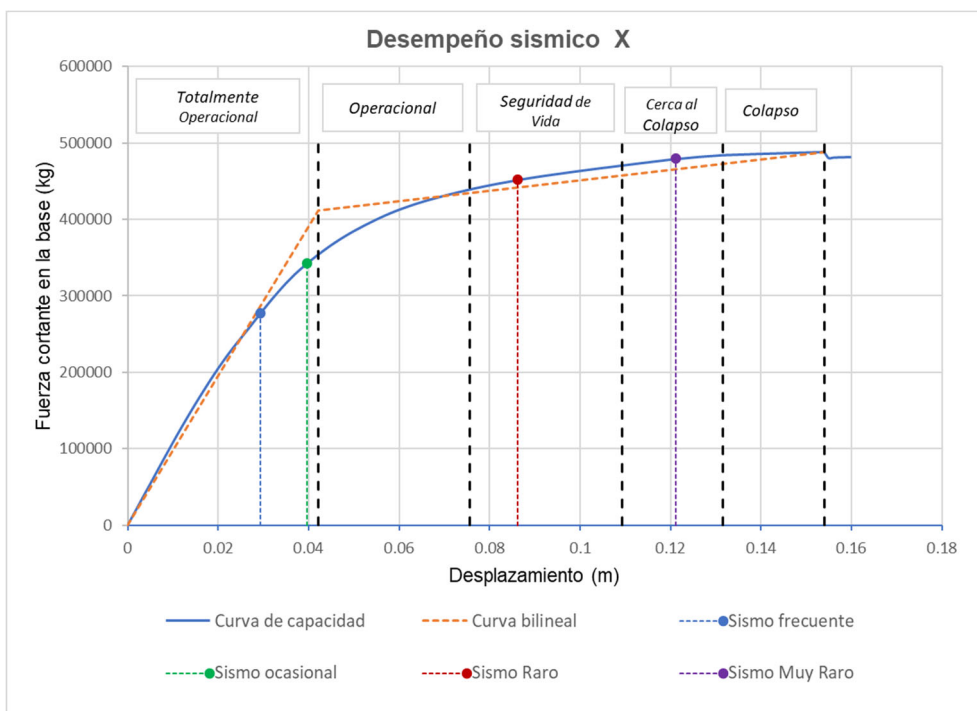
4.4. Evaluación del Desempeño Sísmico

4.4.1. Evaluación del Desempeño Sísmico Dirección X

Se sectorizó la curva de capacidad según lo planteado por el comité VISION 2000 y se ubicó los puntos de desempeño calculados anteriormente. La Figura 84 muestra que para los niveles de sismo frecuente y ocasional el desempeño sísmico de la edificación es totalmente operacional ya que no presenta daños, frente al nivel de sismo raro la edificación se encuentra en seguridad de vida debido a que se tiene daños moderados en el primer nivel en 20 columnas y 2 muros (MX1 y MX2) y para el nivel de sismo muy raro la estructura tiene un desempeño cercano al colapso debido a que los muros MX1 y MX2 presentan daños severos las columnas del primer nivel presentan daños severos y las vigas presentaron daños moderados.

Figura 84

Desempeño sísmico dirección X



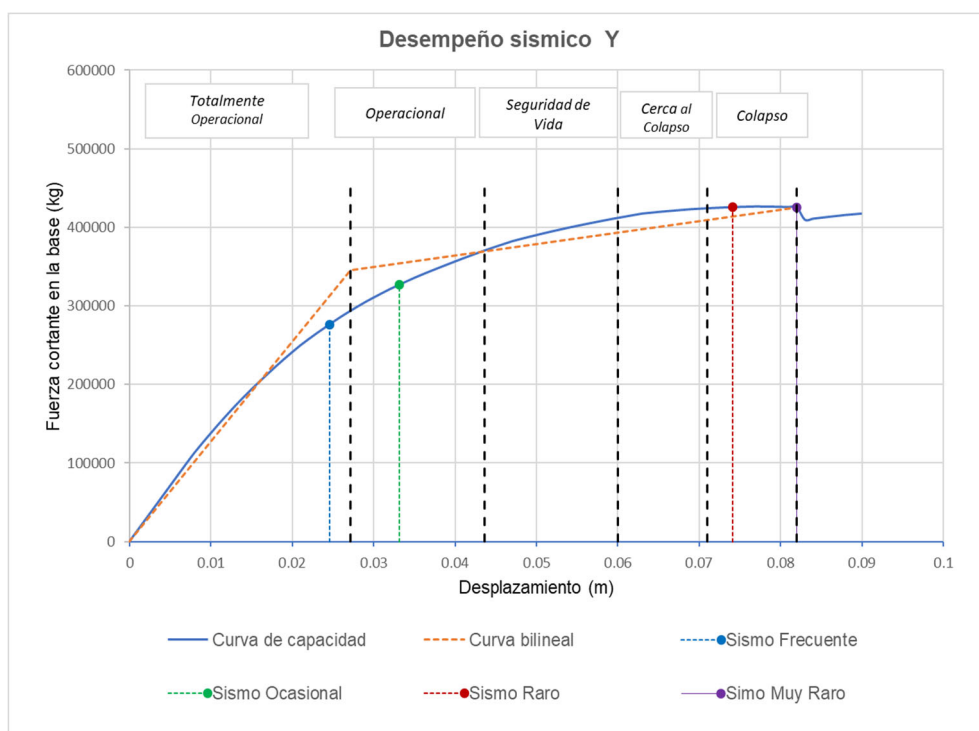
4.1.2. Evaluación del Desempeño Sísmico Dirección Y

Se sectorizó la curva de capacidad según lo planteado por el comité VISION 2000 y se ubicó los puntos de desempeño calculados anteriormente. La Figura 85

muestra que para el nivel de sismo frecuente el desempeño sísmico de la edificación es totalmente operacional ya que no presenta daños, frente al nivel de sismo ocasional la edificación se encuentra en el nivel de desempeño operacional ya que el muro de albañilería confinada MY1 presenta daño moderado en los dos primeros niveles, para el nivel de sismo raro la edificación presenta un nivel de desempeño de colapso ya que el muro de MY1 colapsa y las columnas del primer nivel presentan daños moderados y las vigas presentan daños ligeros. El desempeño de la edificación para el sismo muy raro es el de colapso ya que los muros MY1, MY4 y MY5 colapsaron.

Figura 85

Desempeño sísmico dirección Y



CAPÍTULO V: DISCUSIÓN

Con respecto a la hipótesis específica 1, se planteó que: “Con la aplicación del análisis estático no lineal (Pushover) se determina la curva de capacidad del módulo III de la Comisaría de Ciudad Nueva”, y efectivamente aplicando el análisis Pushover se determinó la curva de capacidad para ambas direcciones de análisis donde para la dirección X el desplazamiento máximo es 0,154 m con una cortante en la base de 488014,84 kgf y para la dirección Y se tiene desplazamiento máximo de 0,082 m y una cortante de 425582,07 kgf. La menor capacidad en la dirección de análisis Y es debido a que los muros de albañilería colapsan por no tener una buena capacidad al corte ya que en el diseño se consideró un coeficiente de reducción sísmica $R=7$ el cual no corresponde al sistema estructural, otra causa es porque se tiene irregularidad torsional en la dirección Y.

Con respecto a la hipótesis específica 2, se planteó que: “Con los parámetros sísmicos establecidos en la NTE E.030 se determina los niveles de peligro sísmico a partir del espectro de diseño (elástico)” y efectivamente cada nivel de peligro sísmico fue determinado a partir del espectro de diseño propuesto por NTE E.030, los niveles que se usaron fueron los propuestos por el comité VISIÓN 2000 al igual que en la tesis de pregrado de Almirón y Yndigoyen (2019).

Con respecto a la hipótesis específica 3, se planteó que: “Con la aplicación del análisis estático no lineal (Pushover) se determina el punto de desempeño sísmico del módulo III de la Comisaría de Ciudad Nueva, frente a los niveles de peligro sísmico” y efectivamente usando el método de coeficientes del ASCE/SEI 41-17 se encontró el punto de desempeño asumiendo un amortiguamiento de 5 %, al igual que la tesis de pregrado de Choque y Luque (2019).

El desempeño de la edificación no cumple con los objetivos de desempeño para edificaciones esenciales propuesto por el comité VISIÓN 2000, tampoco se logra que la edificación permanezca operacional ante un sismo severo como indica la Norma Técnica E.030. Estos resultados son totalmente diferentes a los encontrados por Almirón y Yndigoyen (2019) donde obtuvieron un nivel de desempeño totalmente operacional para un sismo ocasional, un nivel de desempeño operacional para un sismo raro y un nivel de desempeño seguridad de vida para un sismo muy raro para una edificación esencial como es el Centro de Salud Leoncio Prado, de la ciudad de Tacna, esta diferencia de resultados es debido a que el coeficiente de reducción usado en el diseño del módulo III de la comisaría no es adecuado ya que debió ser menor por la poca ductilidad de los muros de albañilería confinada.

CONCLUSIONES

Se evaluó el desempeño sísmico aplicando el análisis estático no lineal Pushover al módulo III de la comisaría de Ciudad Nueva donde se concluye que la edificación no cumple con el objetivo de desempeño para edificaciones esenciales, ya que en la dirección X para un nivel de peligro sísmico frecuente y ocasional el nivel de desempeño es totalmente operacional, para el sismo raro el nivel de desempeño es seguridad de vida y para el sismo muy raro el nivel de desempeño está cerca al colapso, mientras tanto para la dirección Y la edificación tiene un nivel de desempeño totalmente operacional frente a un sismo frecuente, un nivel de desempeño operacional frente a un sismo ocasional y un nivel de desempeño de colapso frente a un sismo raro y muy raro. Esto se debe al inadecuado valor del coeficiente de reducción sísmica empleado en el diseño, también a la mala ubicación de los muros de albañilería confinada los cuales producen una irregularidad torsional en la dirección Y.

Aplicando el análisis estático no lineal Pushover se determinó la curva de capacidad de la edificación para ambas direcciones de análisis. Para la dirección X el máximo desplazamiento es de 0,154 m con una fuerza cortante en la base de 488014,84 kgf, mientras que en la dirección Y el máximo desplazamiento es de 0,082 m con una cortante de 425582,07 kgf. El menor desplazamiento en la dirección Y se debe a que se tiene muros de albañilería los cuales fallan por corte.

Se determinó los niveles de peligro sísmico a partir del espectro de diseño elástico definido por los parámetros de la Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente, dicho espectro es equivalente al sismo raro establecido por el comité VISION 2000. Así mismo el sismo frecuente representa el 34 % del sismo raro, el sismo ocasional representa el 50 % del sismo raro y el sismo muy raro representa el 130 % del sismo raro.

Se determinó el punto de desempeño para cada nivel de peligro sísmico aplicando el análisis estático no lineal Pushover establecido en el ASCE/SEI 41-17, con estos puntos de desempeño se pudo determinar el máximo desplazamiento lateral y la fuerza cortante en la base de la edificación frente a un nivel de peligro sísmico, para luego ubicar el punto de desempeño en los rangos de la sectorización de la curva de capacidad y de esa manera hallar el nivel de desempeño sísmico alcanzado.

RECOMENDACIONES

Se recomienda a los futuros investigadores realizar una evaluación del desempeño sísmico aplicando un análisis dinámico no lineal, ya que proporciona modelos más realistas de respuesta estructural frente a movimientos del suelo.

Se recomienda a los proyectistas que al momento de diseñar una edificación establezcan el coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas de acuerdo al sistema estructural que soporte mayor fuerza cortante, ya que ese coeficiente influye en la ductilidad y resistencia de las edificaciones, para poder comprobar si el coeficiente de reducción que tomaron es aceptable deben de determinar la curva de capacidad por medio de un análisis estático no lineal.

Para poder representar de una forma más certera los niveles de peligro sísmico mediante un espectro de pseudo-aceleración se recomienda a las municipalidades de la región Tacna realizar un Estudios de Sitio para proyectos de edificaciones esenciales.

Se recomienda a los futuros investigadores proyectistas considerar la interacción suelo estructura y efectos P-Delta para determinar el punto de desempeño frente a los niveles de peligro sísmico calculado por el método de Coeficientes del ASCE 41-17 y el método de Espectro Capacidad del Fema 440.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Almirón, E., y Yndigoyen, D. (2019). *Evaluación estructural y propuesta de reforzamiento en el Centro de Salud Leoncio Prado , de la ciudad de Tacna*. Tesis de pregrado, Universidad Privada de Tacna. <http://repositorio.upt.edu.pe/handle/UPT/840>
- ASCE/SEI 41-17. (2017). *Evaluación sísmica y reacondicionamiento de edificios existentes*. Reston, Virginia: EEUU: Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles.
- ATC 40. (1996). *Evaluación sísmica y reacondicionamiento de edificios de concreto*. California: SEISMIC.
- Cabrero, A. (2014). *Evaluación del confinamiento en las columnas de estructuras porticadas bajo carga sísmica mediante análisis no lineal*. Tesina de especialidad, Universidad Politècnica de Catalunya. <http://hdl.handle.net/2099.1/23947>
- Calcina , R. M. (2017). *Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de once pisos utilizando análisis estático y dinámico no-lineal*. Tesis de maestría, Universidad Privada de Tacna. <http://repositorio.upt.edu.pe/handle/20.500.12969/499>
- Chavesta, E. (2019). *Análisis estático no lineal para estimar el desempeño sísmico de una estructura aporticada de 5 pisos en la ciudad de Lima*. Tesis de pregrado, Universidad Nacional Federico Villareal. <http://repositorio.unfv.edu.pe/handle/UNFV/2810>
- Choque, J., y Luque, E. (2019). *Análisis estático no lineal y evaluación del desempeño sísmico de un edificio de 8 niveles diseñado con la norma E.030*. Tesis de pregrado, Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa. <http://repositorio.unsa.edu.pe/handle/UNSA/8866>
- Computers y Structures, Inc. (2017). *Manual de referencia de análisis CSI para SAP2000®, ETABS®, SAFE® y CSiBridge®*.
- Coral, M. (2017). *Ensayos cíclicos en muros de albañilería confinada construidos con ladrillos king kong de fabricación industrial*. Tesis de pregrado, Pontificia Universidad Católica del Perú. <http://hdl.handle.net/20.500.12404/13133>
- Deierlein, G., Reinhorn, A., Willford, M. (2010). *Análisis estructural no lineal para diseño sísmico, informe técnico No. 4 de diseño sísmico de NEHRP*. <https://www.nehrp.gov/>.

- Fajfar, P. (1999). Método de espectro de capacidad basado en espectros de demanda inelástica. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 28, 979-993.
- Agencia Federal para el Manejo de Emergencias [FEMA 445]. (2006). *Directrices de diseño sísmico basado en el desempeño de próxima generación* (Vol. Report N° 445). Washington D.C., Estados Unidos.
- Agencia Federal para el Manejo de Emergencias [FEMA 356]. (2000). *Preestándar y comentario para la rehabilitación sísmica de edificios* (Vol. Report N° 356). Washington D.C., Estados Unidos.
- Agencia Federal para el Manejo de Emergencias [FEMA 440]. (2005). *Mejora de los procedimientos de análisis sísmico estático no lineal* (Vol. Report N° 440). Washington, D.C.
- Guevara, N., Osorio, S., y Vargas, A. (2006). *Evaluación de la capacidad estructural del edificio de la biblioteca de las ingenierías y arquitectura, utilizando análisis estático no lineal (pushover)*. Tesis de pregrado, Universidad de el Salvador. <http://repositorioslatinoamericanos.uchile.cl/handle/2250/160576>
- Inel, M., y Ozmen, H. (2006). Efectos de las propiedades de las rótulas plásticas en el análisis no lineal de edificios de concreto armado. *Engineering Structures*, 28, 1494-1502.
- Instituto Geofísico del Perú [IGP]. (Mayo de 2018). *Ministerio del Ambiente*. <https://www.gob.pe/minam>
- Köroğlu, M., Arslan, M., y Körez, M. (2014). Uso del análisis de regresión para determinar la longitud de la rótula plástica en columnas de concreto armado. *System*, 13, 4908.
- Mander, J. B. (1983). *Diseño sísmico de pilares de puente*. Christchurch: Engineering Library. <http://hdl.handle.net/10092/1197>
- Medina, C. (2012). *Estudio de la relación momento – curvatura como herramienta para entender el comportamiento de secciones de hormigón armado*. Tesis de pregrado, Universidad Técnica de Ambato. <https://repositorio.uta.edu.ec/jspui/handle/123456789/3763>
- Medina, R., y Music, J. (2018). Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena. *Obras y proyectos*, 23, 63-77. doi: <https://dx.doi.org/10.4067/s0718-28132018000100063>
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). *Reglamento Nacional de Edificaciones Norma Técnica E.070 Albañilería*. Lima, Perú.

- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). *Reglamento Nacional de Edificaciones Norma Técnica E.030 Diseño Sismoresistente*. Lima, Perú.
- Moreno, R. (2006). *Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal: Aplicando a diversos escenarios sísmicos de Barcelona*. Tesis de doctorado, Universidad Politécnica de Cataluña. <http://hdl.handle.net/2117/93559>
- Muños, A. (2020). *Comentarios a la Norma E.030 Diseño Sismoresistente*. SENCICO. Lima: SENCICO.
- Najam, F. (2018). *Procedimientos de análisis estático no lineal para la evaluación del desempeño sísmico de edificios existentes: evolución y problemas*. doi:https://doi.org/10.1007/978-3-319-61914-9_15
- Ottazzi, G. (2004). *Material de apoyo para la enseñanza de los cursos de diseño y comportamiento del concreto armado*. Tesis de maestría, Pontificia Universidad Católica del Perú. <http://hdl.handle.net/20.500.12404/1055>
- Centro de Investigación de Ingeniería de Terremotos del Pacífico [PEER]; Consejo de Tecnología Aplicada [ATC]. (2010). *Criterios de modelado y aceptación para el diseño y análisis sísmico de edificios altos*. (Vols. PEER/ATC-72-1).
- Park, R., y Paulay, T. (1975). *Estructuras de concreto armado*. New York: John Wiley & Sons.
- Priestley, M., Seible, F., y Calvi, G. (1996). *Diseño sísmico y reacondicionamiento de puentes*. New York: John Wiley & Sons.
- Quispe, B., y Cumpa, J. (2019). *Evaluación del desempeño sismorresistente de la Institución Educativa N°50217 de la comunidad Umachurco San Salvador, aplicando el método de análisis estático no lineal de cedencia sucesiva (Pushover)*. Tesis de pregrado, Universidad Andina del Cuzco. <http://repositorio.uandina.edu.pe/handle/UAC/2885>
- Rangel, José. (2012). Guía para el análisis de estructuras de mampostería. *ResearchGate*. https://www.researchgate.net/publication/262836016_Guia_para_el_Analisis_de_Estructuras_de_Mamposteria
- Recuero, A. (1981). Análisis no lineal y rediseño de estructuras de edificación de hormigón armado. *Informes de La Construcción*, 32(329), 41–48. doi:<https://doi.org/10.3989/ic.1981.v32.i329.2254>
- Asociación de Ingenieros Estructurales de California (1995). *Ingeniería sísmica de edificios basada en el desempeño*. California: Asociación de Ingenieros Estructurales de California.
- Suárez, V. (2009). Diseño Basado en Desplazamientos, una Alternativa Racional al Diseño Basado en Fuerzas. *Revista Tecnológica - ESPOL*, 22(2). <http://www.rte.espol.edu.ec/index.php/tecnologica/article/view/130>

Anexo. Matriz de Consistencia

Desempeño Sísmico Aplicando el Análisis Estático No Lineal (Pushover) del Módulo III de la Comisaría de Ciudad Nueva, Tacna 2021.					
PROBLEMAS	HIPOTESIS	OBJETIVOS	VARIABLE	INDICADOR	METODOLOGIA
Problema General	Hipótesis General	Objetivo General	Variable independiente: Análisis Estático No Lineal Pushover	<ul style="list-style-type: none"> • Patrón de Cargas Laterales • Parámetros de Rótulas Plásticas • Curva de capacidad 	Tipo de Investigación: Básica y descriptiva Nivel de la Investigación: Explicativo. Población: Comisaría de Ciudad Nueva Muestra: Módulo III de la Comisaría de Ciudad Nueva Técnicas de Recolección de datos. -Análisis documentario: Libros, Normas nacionales e internacionales, expediente técnico, estudios desarrollados en otras universidades. Instrumentos Aplicación de programas: -CSI ETABS 2019 -Microsoft Excel 2019 -Microsoft Word 2019 -Autodesk AutoCAD 2019
¿Cuál será el desempeño sísmico aplicando el análisis estático no lineal (Pushover) del Módulo III de la Comisaría de Ciudad Nueva, Tacna 2021?	La aplicación del análisis estático no lineal (Pushover) permite evaluar el desempeño sísmico del Módulo III de la Comisaría de Ciudad Nueva, Tacna 2021.	Evaluar el desempeño sísmico aplicando el análisis estático no lineal (Pushover) del Módulo III de la Comisaría de Ciudad Nueva, Tacna 2021.			
Problemas específicos	Hipótesis específicas	Objetivos específicos	Variable Dependiente: Desempeño sísmico.	<ul style="list-style-type: none"> • Niveles de desempeño • Niveles de peligro sísmico • Punto de desempeño 	
1. ¿Cuál es la curva de capacidad del Módulo III de la Comisaría de Ciudad Nueva? 2. ¿Cuáles son los niveles de peligro sísmico que soportará el Módulo III de la Comisaría de Ciudad Nueva? 3. ¿Cuál es el punto de desempeño sísmico del Módulo III de la Comisaría de Ciudad Nueva, frente a los niveles de peligro sísmico?	1. Con la aplicación del análisis estático no lineal (Pushover) se determina la curva de capacidad del Módulo III de la Comisaría de Ciudad Nueva. 2. Con los parámetros sísmicos establecidos en la NTE E.030 se determina los niveles de peligro sísmico a partir del espectro de diseño (elástico). 3. Con la aplicación del análisis estático no lineal (Pushover) se determina el punto de desempeño sísmico del Módulo III de la Comisaría de Ciudad Nueva, frente a los niveles de peligro sísmico.	1. Determinar la curva de capacidad del Módulo III de la Comisaría de Ciudad Nueva aplicando el análisis estático no lineal (Pushover). 2. Determinar los niveles de peligro sísmico a partir del espectro de diseño (elástico) definido con los parámetros de la NTE E.030. 3. Determinar el punto de desempeño sísmico del Módulo III de la Comisaría de Ciudad Nueva, frente a los niveles de peligro sísmico.			