

FACULTAD DE INGENIERÍA

Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil

Tesis

**Desempeño sísmico del pabellón "D" de la I. E. Francisco
Bolognesi, mediante el análisis estático no lineal
"pushover", distrito Chilca, Huancayo, 2021**

Enmy Carla Orihuela Ayala
Maria Cristina Orihuela Tolentino

Para optar el Título Profesional de
Ingeniero Civil

Huancayo, 2021

Repositorio Institucional Continental
Tesis digital



Esta obra está bajo una Licencia "Creative Commons Atribución 4.0 Internacional" .

ASESOR

MTR. Ing. Franz Emmanuel Estrada Porras

AGRADECIMIENTOS

A los seres que me dieron la vida y por el apoyo incondicional ante cualquier dificultad: Mis padres. A los docentes por las enseñanzas y sabios consejos que nos aportaron en la consecución del actual trabajo de tesis.

Orihuela Tolentino, María C.

A mis padres, por todo su apoyo incondicional que me ayuda a enfrentar todo obstáculo. A nuestro asesor por compartir sus enseñanzas que aportaron a la culminación del presente trabajo de investigación.

Orihuela Ayala, Enmy C.

DEDICATORIA

A Dios, mi abuelita que siempre estuvo a mi lado y a mi familia en general quienes confiaron en mi persona para llegar a este paso de mi carrera profesional y su apoyo condicional.

Orihuela Tolentino, María C.

A Dios, a mi familia por estar presente en cada etapa de la vida, por el soporte económico que me brindan. Por desarrollar una capacidad resiliente con el propósito de lograr todas mis metas.

Orihuela Ayala, Enmy C.

ÍNDICE DE CONTENIDO

AGRADECIMIENTOS	III
DEDICATORIA.....	IV
ÍNDICE DE CONTENIDO	V
ÍNDICE DE TABLAS.....	VII
ÍNDICE DE FIGURAS	IX
RESUMEN	XIII
ABSTRACT	XV
INTRODUCCIÓN	XVII
CAPÍTULO I PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	18
1.1. Planteamiento y formulación del problema	18
1.1.1. Planteamiento del problema	18
1.1.2. Formulación del problema	22
1.2. Objetivos	22
1.2.1. Objetivo general.....	22
1.2.2. Objetivos específicos	23
1.3. Justificación e importancia	23
1.3.1. Justificación	23
1.3.2. Importancia	24
1.3.3. Delimitación	24
1.4. Hipótesis	25
1.4.1. Hipótesis general	25
1.4.2. Hipótesis específicas	25
1.5. Variables	26
CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO	27
2.1. Antecedentes del problema	27
2.1.1. Antecedentes internacionales	27
2.1.2. Antecedentes nacionales.....	30
2.2. Bases teóricas	33
2.2.1. Desempeño sísmico	33
2.2.2. Análisis estático no lineal “Pushover”	38

2.2.3. Modelo de simulación	62
2.3. Marco referencial	63
2.3.1. Definición de términos básicos	63
CAPÍTULO III	65
METODOLOGÍA.....	65
3.1. Método y alcances de la investigación.....	65
3.2. Diseño de la Investigación	66
3.3. Población y muestra.....	66
3.4. Técnica e instrumento de recolección de datos	66
3.5. Validez y confiabilidad.....	67
CAPÍTULO IV	69
ANÁLISIS Y EVALUACIÓN DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE	69
4.1. Estructura a estudiar	69
4.2. Estudios previos.....	70
4.3. Descripción de la edificación Pabellón “D”	72
4.3.1. Descripción arquitectónica.....	73
4.3.2. Descripción estructural	74
CAPÍTULO V	75
DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA.....	75
5.1. Consideraciones para el análisis estático no lineal.....	76
5.2. Creación de casos de carga estáticas no lineales – Pushover	86
5.3. Asignación de valores de rigidez efectiva	89
5.4. Patrón de cargas laterales modales.....	90
5.5. Asignación de rótulas.....	95
5.6. Capacidad estructural	107
CAPÍTULO VI RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	121
6.1. Análisis de resultados	121
6.2. Discusión de resultados	135
CAPÍTULO VII CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	139
7.1. Conclusiones	139
7.2. Recomendaciones	141
ANEXOS	148

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Variable dependiente: Desempeño sísmico	26
Tabla 2. Variable independiente: Análisis estático no lineal “Pushover”	26
Tabla 3. Estructura en sus diferentes niveles de desempeño	33
Tabla 4. Edificación en sus diferentes estados de daño	34
Tabla 5. Niveles de amenaza según Comité Visión 2000	35
Tabla 6. Objetivos de desempeño según el Comité Visión 2000	35
Tabla 7. Objetivos de desempeño para estructuras básicas	36
Tabla 8. Valores del factor modificador C_0	61
Tabla 9. Valor del factor modificado C_m	62
Tabla 10. Capacidad portante de las tres calicatas	72
Tabla 11. Masas participativas de la estructura	86
Tabla 12. Fuerzas incrementales en la dirección “X-X”	92
Tabla 13. Fuerzas aplicadas por piso en la dirección “X-X”	92
Tabla 14. Fuerzas incrementales en la dirección “Y-Y”	94
Tabla 15. Fuerzas aplicadas por piso en la dirección “Y-Y”	95
Tabla 16. Dimensiones del muro lateral y central-1º Piso	98
Tabla 17. Fuerza y desplazamiento- Muro lateral 1º Piso	99
Tabla 18. Fuerza y desplazamiento- Muro Central 1º Piso	99
Tabla 19. Dimensiones del muro lateral y central-2º Piso	100
Tabla 20. Fuerza y desplazamiento- Muro lateral 2º Piso	101
Tabla 21. Fuerza y desplazamiento- Muro central 2º Piso	101
Tabla 22. Valor del factor modificado C_0 para el cálculo	111
Tabla 23. Selección del perfil de suelo	112
Tabla 24. Clasificación de sitio	113
Tabla 25. Valor del factor modificado C_m	113
Tabla 26. Resumen del procedimiento para calcular el punto de desempeño (“X-X”)	115
Tabla 27. Resumen del procedimiento para calcular el punto de desempeño (“Y-Y”)	116

Tabla 28. Resumen del procedimiento para calcular el punto de desempeño ("Y-Y")	117
Tabla 29. Datos del software	118
Tabla 30. Ductilidad estructural en dirección "X-X"	119
Tabla 31. Ductilidad estructural en direccion "Y-Y"	120
Tabla 32. Desplazamiento vs Cortante basal, STEPS=240	122
Tabla 33. Desplazamiento vs Cortante basal, STEPS=50	123
Tabla 34. Resumen de los valores del punto de desempeño ("X-X")	126
Tabla 35. Resumen de los valores del punto de desempeño ("Y-Y")	126
Tabla 36. Resumen de ductilidad estructural en la dirección ("X-X")	127
Tabla 37. Resumen de ductilidad estructural en la dirección ("Y-Y")	128
Tabla 38. Nivel de desempeño sísmico de la estructura en la dirección ("X-X")	128
Tabla 39. Nivel de desempeño sísmico de la estructura en la dirección ("X-X")	130
Tabla 40. Nivel de desempeño sísmico de la estructura en la dirección ("Y-Y")	132
Tabla 41. Nivel de desempeño sísmico de la estructura en la dirección ("Y-Y")	133
Tabla 42. Resumen del nivel de desempeño sísmico de la estructura en la dirección ("X-X")	137
Tabla 43. Resumen del nivel de desempeño sísmico de la estructura en la dirección ("Y-Y")	137

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Esquema de convergencia de la placa de Nazca y la sudamericana....	19
Figura 2. Colegio afectado por el terremoto en Nazca -1996	20
Figura 3. Instituciones Educativas del Nivel Primaria en los distritos de Chilca, El Tambo y Huancayo	20
Figura 4. Centros educativos del nivel primario en el distrito de Chilca de la provincia de Huancayo	21
Figura 5. Sectorización propuesta por el SEAOC	34
Figura 6. Comportamiento real.....	36
Figura 7. Comportamiento ideal, útil para obtener el coeficiente de ductilidad p	37
Figura 8. Modelo elastoplástico perfecto	41
Figura 9. Modelo trilineal con endurecimiento por deformación	42
Figura 10. Modelo elastoplástico con endurecimiento por deformación	42
Figura 11. Modelo para concreto no confinado	43
Figura 12. Modelo para concreto confinado	44
Figura 13. Modelo no lineal para muro de albañilería	45
Figura 14. Vista en elevación del muro de albañilería calibrado para el análisis estático no lineal	45
Figura 15. Esquema de la metodología Pushover.....	47
Figura 16. Relaciones momento curvatura para secciones de viga simplemente reforzada (a) Sección que falla a tensión, $p < p_b$ (b) Sección que falla a compresión, $p > p_b$	48
Figura 17. Comportamiento del concreto y del acero en condición de cedencia	49
Figura 18. Comportamiento del concreto y del acero en condición de fluencia	49
Figura 19. Gráfica momento-curvatura típica	50
Figura 20. Idealización gráfica momento curvatura	50
Figura 21. Idealización de distribución real del momento-curvatura en las secciones agrietadas.....	51

Figura 22. Mecanismo de Rótulas plásticas en vigas-columnas	52
Figura 23. Formación de Rótulas plásticas en vigas-columnas.....	53
Figura 24. Modelo no lineal para muro de albañilería	53
Figura 25. Diagrama Fuerza Axial – Curvatura y Ductilidad de sección en flexo – compresión	54
Figura 26. Modelo de plasticidad por fibras.....	55
Figura 27. Curva de capacidad para el análisis Pushover.....	55
Figura 28. Representación bilineal de curva de capacidad	57
Figura 29. Representación bilineal de la curva de capacidad (MCD)	59
Figura 30. Secuencia lógica para la recolección de datos.....	63
Figura 31. Localización de la zona de estudio.....	70
Figura 32. Distribución de pabellones de la Institución Educativa "Francisco Bolognesi"	73
Figura 33. Pabellón "D" de la Institución Educativa " Francisco Bolognesi	73
Figura 34. Vista tridimensional del Pabellón "D" de la Institución Educativa "Francisco Bolognesi"	76
Figura 35. Propiedades del concreto sin confinar	77
Figura 36. Diagrama desplazamiento-esfuerzo del concreto sin confinar	78
Figura 37. Propiedades no lineales del acero de refuerzo	79
Figura 38. Diagrama de la curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo	80
Figura 39. Propiedades no lineales de albañilería.....	81
Figura 40. Diagrama de la curva-esfuerzo deformación de la albañilería.....	81
Figura 41. Modelo modificado Kent y Park para la curva de esfuerzo deformación del concreto confinado	83
Figura 42. Columna cuadrada C2 de 25 x 25.....	84
Figura 43. Columna rectangular C3 de 25 x 40	85
Figura 44. Columna en T y L	86
Figura 45. Caso carga tipo gravitacional (CGNL)	87
Figura 46. AENL, dirección "X-X"	88
Figura 47. AENL, dirección "Y-Y"	89

Figura 48. Valores de rigidez efectiva bajo las consideraciones del ACI 318-19.....	90
Figura 49. Ubicación del Step de desempeño en la dirección "X-X"	91
Figura 50. Idealización de pisos en el eje "X", donde se aplican las fuerzas cortantes	91
Figura 51. Ubicación del Step de desempeño en la dirección "Y-Y"	93
Figura 52. Idealización de pisos en el eje "Y", donde se aplican las fuerzas cortantes	94
Figura 53. Definición de las rótulas para vigas y columnas.....	95
Figura 54. Asignación de la longitud de posición de la rótula.....	96
Figura 55. Visualización de las rótulas modelo tipo fibra-Eje 2 ("X-X").....	96
Figura 56. Muros laterales y centrales (primer piso).....	97
Figura 57. Muros laterales y centrales (segundo piso).....	100
Figura 58. Definición de las rótulas para muros laterales del primer piso	102
Figura 59. Asignación de la fuerza y desplazamiento	102
Figura 60. Definición de las rótulas para muros laterales del primer piso	103
Figura 61. Asignación de la fuerza y desplazamiento	103
Figura 62. Definición de las rótulas para muros laterales del segundo piso.....	104
Figura 63. Asignación de la fuerza y desplazamiento	104
Figura 64. Definición de las rótulas para muros centrales del segundo piso.....	105
Figura 65. Asignación de la fuerza y desplazamiento	105
Figura 66. Visualización de la calibración por rótula de corte (muro lateral y central).....	106
Figura 67. Rótulas en su máximo desplazamiento en ambas direcciones	106
Figura 68. Curva de capacidad de la estructura.....	107
Figura 69. Representación bilineal de la estructura en la dirección "X-X". (a) Sismo frecuente, (b) sismo ocasional, (c) sismo raro y (d) sismo muy raro ..	108
Figura 70. Representación bilineal de la estructura en la dirección "Y-Y". (a) Sismo frecuente, (b) sismo ocasional, (c) sismo raro y (d) sismo muy raro ..	109
Figura 71. Espectro de respuesta	110
Figura 72. Curva de capacidad de la estructura en la dirección "X-X"	122
Figura 73. Curva de capacidad de la estructura en la dirección "Y-Y"	123

Figura 74. Punto de Desempeño en los diferentes niveles de movimiento sísmico en la dirección “X-X”	124
Figura 75. Punto de desempeño en los diferentes niveles de movimiento sísmico en la dirección “Y-Y”	125
Figura 76. Sectorización de la curva de capacidad-sismo frecuente.....	129
Figura 77. Sectorización de la curva de capacidad-sismo ocasional	129
Figura 78. Sectorización de la curva de capacidad-sismo ocasional	131
Figura 79. Sectorización de la curva de capacidad-sismo muy raro	131
Figura 80. Sectorización de la curva de capacidad-sismo frecuente.....	132
Figura 81. Sectorización de la curva de capacidad-sismo ocasional	132
Figura 82. Sectorización de la curva de capacidad-sismo raro	134
Figura 83. Sectorización de la curva de capacidad-sismo muy raro	134

RESUMEN

La vigente investigación titulado: “Desempeño sísmico del pabellón D de la I.E. Francisco Bolognesi mediante el estudio estático Pushover en el rango no lineal, distrito Chilca, Huancayo, 2021”, presenta en sus orientaciones “X” y “Y”, sistemas estructurales de pórticos de concreto armado y albañilería confinada respectivamente, tuvo por finalidad analizar el nivel de desempeño sísmico del pabellón “D” bajo los lineamientos de la Norma Comité Visión 2000 (SEAOC), partiendo de conceptos previos como: Estudio estático Pushover en el rango no lineal, patrón de cargas laterales modales, asignación de rótulas plásticas por el método de fibras, curva de capacidad, punto de desempeño con la metodología del coeficiente de desplazamiento; todo ello, bajo los parámetros de la norma (ASCE 41-17), por otro lado, la ductilidad estructural.

Se usó el método de investigación científica, tipo aplicada, que aborda un tipo de estudio no experimental - transversal, teniendo como demografía general la Institución Educativa Francisco Bolognesi - N°31550, la muestra en esta investigación es el pabellón “D”, a partir de ello, se empleó las siguientes herramientas: ficha de la recolección documental, observación inmediata y visual, con los siguientes instrumentos: norma propuesta por el Comité Visión 2000, norma ASCE 41-17, software ETABS y hojas de cálculo Microsoft Excel.

Los resultados que se obtuvieron a partir del análisis, se describen a continuación: la estructura alcanza su capacidad última en ambas direcciones “X” e “Y”, con una máxima distancia horizontal de 24 cm - 3.03 cm versus la cortante basal de 226.55 tonf – 392.59 tonf respectivamente; por otro lado, los desplazamientos obtenidos del punto de desempeño se localizan entre los límites de la curva de capacidad con valores de 1.80 cm, 2.30 cm, 5.30 cm y 7.30 cm, para los diferentes niveles de movimiento sísmico como el sismo frecuente, ocasional, raro y muy raro respectivamente, todo ello para el sentido “X” y en el sentido “Y” de 0.19 cm, 0.24 cm, 0.54 cm y 0.80 cm respectivamente. Presentando la edificación una capacidad de ductilidad estructural en ambas direcciones con valores de 6.00

y 4.00, cumpliendo con la condición de que la estructura será capaz de resistir la presencia de un evento sísmico. Finalmente, para el sismo frecuente y ocasional, su nivel de desempeño se ubica en “TOTALMENTE OPERACIONAL” y para los sismos raro y muy raro se ubica en “OPERACIONAL”, según el Comité Visión 2000, concluyendo que la estructura presentará daños moderados de forma global.

Palabras claves: Curva de capacidad, punto de desempeño sísmico, análisis estructural, ductilidad estructural.

ABSTRACT

Our present research entitled: "Seismic performance Francisco Bolognesi School's hall D, through static pushover study in the nonlinear range, distrito de Chilca, Huancayo, 2021", which presents a reinforced concrete structural system of frames in the "X" direction," and confined masonry in the "Y" direction, its purpose was to evaluate the level of seismic performance of the institution under the alignment of the 2000 Vision Committee Standard (SEAOC), based on previous concepts such as: Static Pushover study in the nonlinear range, modal lateral load pattern, assignment of plastic hinges by the fiber method, capacity curve, performance point with displacement coefficient methodology; all this, under the parameters of the standard (ASCE 41-17), on the other hand, the structural ductility.

The scientific research method, applied type, was used, which addresses a non-experimental - cross-sectional research design, having as population Francisco Bolognesi School - N ° 31550, the sample in this research is hall "D", from this, the technique of data collection, immediate and visual observation was used, with the following instruments: Standard proposed by the Vision 2000 Committee, ASCE 41-17 standard, ETABS software and Microsoft Excel spreadsheets.

The results obtained from the analysis are described below: The structure reaches its ultimate capacity in both "X" and "Y" directions, with a maximum horizontal displacement of 24 cm - 3.03 cm and a base shear of 226.55 tonf – 392.59 tonf respectively, on the other hand, the yield point for the "X" direction, the values obtained for the levels of seismic movement such as frequent, occasional, rare and very rare earthquakes, are located within the capacity curve with displacements of 1.80 cm, 2.30 cm, 5.30 cm and 7.30 cm respectively and the "Y" direction of 0.19 cm, 0.24 cm, 0.54 cm and 0.80 cm respectively. Presenting the building a structural ductility capacity in both directions with values of 6.00 and 4.00, complying with the condition that the structure will be able to resist the presence of a seismic event. Finally, the level of seismic performance is "FULLY OPERATIONAL", for frequent and occasional earthquakes, and "OPERATIONAL", for rare and very rare

earthquakes, according to the Vision 2000 Committee, concluding that the structure will present moderate damage globally.

Keywords: Capacity curve, seismic performance point, structural analysis, structural ductility.

INTRODUCCIÓN

Los hechos causados por la naturaleza ocurren constantemente al norte del estado, para ello una muestra es la mala implementación de los programas de mitigación y prevención de desastres. La urbe de Huancayo no promueve estudios de desempeño sísmico, los cuales ayudarían a calificar que tan propensa al colapso están las construcciones existentes; es por ello, que en la presente investigación surge la necesidad de evaluar el desempeño sísmico del pabellón D de la I.E. Francisco Bolognesi a partir del estudio estático Pushover en el rango no lineal mediante diversos instrumentos de evaluación para un correcto procedimiento.

La investigación se compone de 7 capítulos. El primero englobará el planteamiento del problema con sus respectivos objetivos, entre otros. El segundo, abarcará el marco teórico donde incluye conceptos básicos que engloba el estudio en general. El siguiente, comprenderá la metodología de la tesis, mencionando también la población y muestra a considerar. En el cuarto se especifica las principales propiedades que presenta la zona de estudio (en función a la ingeniería del proyecto). En el quinto, se observará la evaluación del análisis de la edificación usando la metodología estática Pushover en el rango no lineal. En la sexta parte se explicará e interpretará los resultados alcanzados del software ETABS V.19 en base al modelado de la edificación. Considerando las referencias estudiadas, con el objetivo de plantear discusiones en función a las hipótesis planteadas. Finalmente, en el séptimo capítulo observaremos las conclusiones y recomendaciones del estudio, las cuales se basarán en la interpretación de los resultados obtenidos al implementar la norma del método descrito (ASCE 41-17), así como los lineamientos del Comité Visión 2000, el método de coeficiente de desplazamiento y método de fibras. En la parte final se observarán los anexos, las matrices de consistencia y operacionalización, planos, entre otros.

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. Planteamiento y formulación del problema

1.1.1. Planteamiento del problema

La Organización de las Naciones Unidas (1) evidenció que durante los años 2000 - 2020 se ha suscitado un total de 75 terremotos de gran intensidad y magnitud ubicados en Suramérica (Caribe y América Latina), registrándose aproximadamente 14 millones de personas afectadas, generando así pérdidas económicas superiores a los 54 000 millones de dólares. Presentada esta información, el mayor territorio a presenciar este tipo de eventos sísmicos es en América del Sur, afectando a países netos como Chile y Perú. Los estudios sismológicos recientes describen proyecciones a futuro donde se reportarán magnitudes de sismo superiores a 9, en dichos países, todo ello en base a la relación de terremotos registrados, relacionado a su alto grado de intensidad y magnitud.

Según el Instituto Geofísico del Perú (IGP – 2020), en el mes de diciembre se presentaron solo 58 movimientos sísmicos en el Perú (2), siendo percibidas por la población un total de 40 con distintas intensidades. Debido a que Perú se ubica al límite activo de dos de las placas tectónicas que son: la sudamericana y Nazca, dichas placas generan acumulación de energía mediante el proceso de subducción la cual libera dicha energía mediante los terremotos. Existen variables que permiten estimar el riesgo de los sucesos sísmicos que son: sus características principales

y las condiciones que presenta el suelo donde se ubica la estructura, el diseño sismorresistente especialmente las que están conformadas de albañilería confinada como parte de su sistema estructural, porque presenta mayor debilidad en sostenerse ante un evento sísmico, en comparación a una estructura conformada por pórticos de concreto armado o acero estructural, que suele ser muy ostentoso; ya sea, evitando o facilitando a que se desencadene un desastre de mayor magnitud.



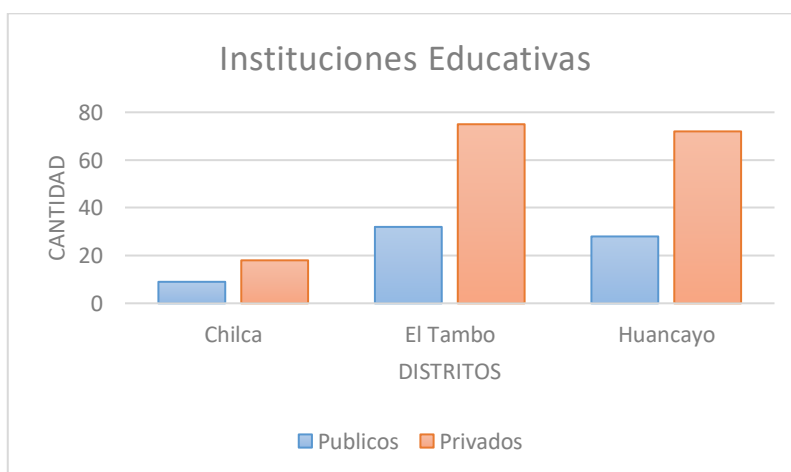
Figura 1. Esquema de convergencia de la placa de Nazca y la sudamericana
Tomada de Bernal y Tavera, 2002 (3)

Por ello, a consecuencia del terremoto ocurrido en 1996, la norma E.030 sufrió modificaciones en distintos puntos relacionados con la infraestructura especialmente en edificaciones esenciales; ya que, en aquella fecha se dañaron 91 escuelas, identificando que en las instituciones se presentaron fallas más notables que se describen a continuación: deformaciones laterales, con valores mayores a los adquiridos a partir de los coeficientes que se describen en la norma sísmica propuesta en el año 1977, a partir de ello, se toma en cuenta otros criterios para hallar los desplazamientos laterales de entrepiso en base a otra norma. Esta norma modificada no genera cambios en el concepto para hallar el nivel de fuerzas, sin embargo, cambiara el valor de los desplazamientos de 2.5 veces mayor a la norma anterior. Los objetivos de esta norma presentan un enfoque a que las estructuras soporten sismos de diferentes intensidades como: sismos leves sin daño, los moderados con deterioros estructurales y los sismos severos con mayor deterioro estructural, previniendo así el colapso estructural. Debido a este sismo ocurrido es que la norma se modificó por tercera vez en 1997, considerando nuevos parámetros explicados anteriormente.



**Figura 2. Colegio afectado por el terremoto en Nazca -1996
Tomada de Córdova,2011 (4)**

El Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI) – 2017 efectuó el censo nacional, donde se contabilizó 234 instituciones educativas en el nivel primario, ubicadas en la provincia de Huancayo, específicamente en los siguientes distritos: El Tambo con un total de 107 instituciones (32 públicos y 75 privados), Huancayo con un total de 100 instituciones (28 públicos y 72 privados) y Chilca con un total de 27 instituciones (9 públicos y 18 privados), presentada en la Figura 3. Existe poco número de edificaciones esenciales en el distrito donde se localiza nuestro colegio, equivalente a un 13 % del total evaluado para un análisis de desempeño sísmico. Ya que lo más importante será determinar la razón por la cual una edificación esencial está más propensa a fallar ante un evento sísmico especialmente por el tipo de suelo que posee este distrito.



**Figura 3. Instituciones Educativas del Nivel Primaria en los distritos de Chilca, El Tambo y Huancayo
Tomada del Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI),2017 (5)**

La Figura 4, se enfoca el porcentaje en base a las instituciones educativas públicas que pertenecen al distrito de Chilca, representando un 11 %, sin embargo, en los dos distritos restantes se evidencian más del 50 % en porcentaje, debido a que, en dichos distritos la construcción es diferente y valuado como mejor para la construcción por el tipo de suelo que presentan, a diferencia de Chilca que posee un suelo de menor capacidad portante.

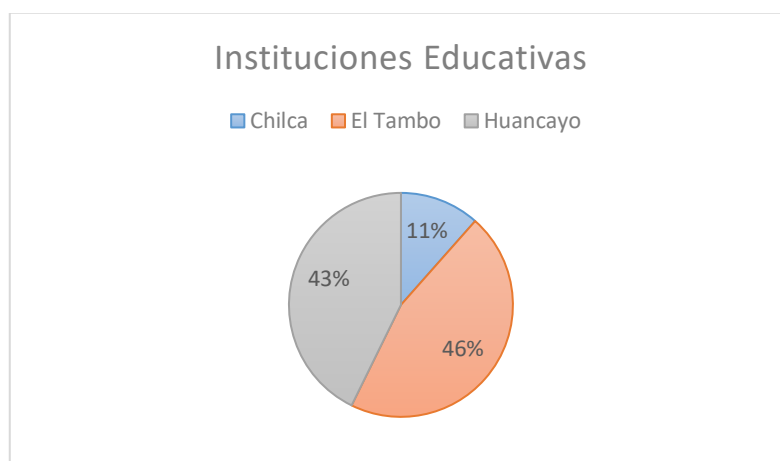


Figura 4. Centros educativos del nivel primario en el distrito de Chilca de la provincia de Huancayo
Tomada del Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI), 2017 (5)

No obstante, estas nuevas modificaciones no incluyen el análisis del desempeño sísmico a detalle. Por otro lado, existen normas sudamericanas incluyendo la norma E.030, que evalúan el comportamiento estructural cuando se presencia un evento sísmico en base a un factor de reducción sísmica “R”, fundamental para calcular cierta cantidad de energía disipada en el rango no lineal de la estructura, así mismo, es primordial para hallar la sobre resistencia que se efectúa en los sistemas estructurales y el comportamiento de los materiales que lo forman.

Por tanto, en la investigación se usarán normas extranjeras tales como: El Comité Visión 2000 (SEAOC), que evalúa el nivel de desempeño estructural; además, la norma ASCE/SEI 41-17, para hallar la curva de capacidad, el punto de desempeño y el patrón de cargas laterales modales. Por otro lado, la asignación de rótulas de modelo tipo corte y de formulación de fibra, y la ductilidad estructural. Debido a que, toda institución educativa ha sido tomada en cuenta dentro de la norma E030 como

edificación esencial, por ende, es necesario evaluar su desempeño sísmico, para predecir y controlar el comportamiento y potencial de perjuicio que pueda presentar la edificación durante un movimiento sísmico.

1.1.2. Formulación del problema

1.1.2.1. Problema general

- ¿Cuál será el nivel de desempeño sísmico según la normativa Comité Visión 2000 (SEAO) del pabellón D de la I.E. Francisco Bolognesi, mediante el análisis estático no lineal “Pushover” distrito Chilca, Huancayo, 2021?

1.1.2.2. Problemas específicos

- ¿Cuál es la curva de capacidad según la normativa ASCE/SEI 41-17 del pabellón D de la I.E. Francisco Bolognesi, mediante el análisis estático no lineal “Pushover”, distrito Chilca, Huancayo, 2021?
- ¿Cuál es el punto de desempeño sísmico con la metodología del coeficiente de desplazamiento basado en la norma ASCE/SEI 41-17 del pabellón D de la I.E. Francisco Bolognesi, mediante el análisis estático no lineal “Pushover”, distrito Chilca, Huancayo, 2021?
- ¿Qué resultado de ductilidad estructural se obtiene al evaluar el pabellón D de la I.E. Francisco Bolognesi, mediante el análisis estático no lineal “Pushover”, distrito Chilca, Huancayo, 2021?

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

- Evaluar el nivel de desempeño sísmico según la normativa Comité Visión 2000 (SEAO) del pabellón D de la I.E. Francisco Bolognesi, mediante el análisis estático no lineal “Pushover”, distrito Chilca, Huancayo, 2021.

1.2.2. Objetivos específicos

- Calcular la curva de capacidad según la normativa ASCE/SEI 41-17 del pabellón D de la I.E. Francisco Bolognesi, mediante el análisis estático no lineal “Pushover”, distrito Chilca, Huancayo, 2021.
- Determinar el punto de desempeño sísmico con la metodología del coeficiente de desplazamiento basado en la norma ASCE/SEI 41-17 del pabellón “D” de la I.E. Francisco Bolognesi, mediante el análisis estático no lineal “Pushover”, distrito Chilca, Huancayo, 2021.
- Determinar la ductilidad estructural que se obtiene al evaluar el pabellón “D” de la I.E. Francisco Bolognesi, mediante el análisis estático no lineal “Pushover”, distrito Chilca, Huancayo, 2021.

1.3. Justificación e importancia

1.3.1. Justificación

1.3.1.1. Justificación teórica

El estudio abarca conceptos principales que pertenecen al estudio estático Pushover en el rango no lineal como: comportamiento de los elementos estructurales, curva de capacidad, punto de desempeño, que son importantes para evaluar el desempeño sísmico ante recurrentes eventos sísmicos. Conocimientos existentes que son ampliados en la investigación bajo los lineamientos de la normativa ASCE/SEI 41-17, para verificar máximas dentro de los límites del rango lineal y no lineal de la estructura, a través de esta metodología planteada.

1.3.1.2. Justificación metodológica

La razón de emplear la metodología planteada es la siguiente: evaluar el nivel de desempeño estructural. Cuando este se localice en el rango inelástico aplicado bajo un patrón de cargas laterales modales, usando los criterios extranjeros de la norma ASCE/SEI 41-17, debido a que la norma peruana E030, estudia la estructura en su rango elástico, enfocándose en un procedimiento general que se enfoca en el estudio estático y dinámico en su rango lineal, dentro de este último están: el

método modal espectral- el método tiempo historia. Por otro lado, la norma ASCE/SEI 41-17, nos permitirá calcular su respectiva representación bilineal a partir de la curva de capacidad, el patrón de cargas laterales modales, que son variables fundamentales para clasificar el nivel de desempeño, en función de su respectivo punto de desempeño, todo ello bajo los lineamientos de la norma Comité Visión 2000.

1.3.1.3. Justificación práctica

El estudio en mención, cooperará para futuras investigaciones a tomar mejores estrategias al momento de evaluar los criterios de estructuración para efectuar un análisis del desempeño sísmico a través del método no lineal “Pushover” y tomar acciones preventivas antes eventos telúricos.

1.3.1.4. Justificación social

A través del estudio en mención, se pretende dar aportes para solucionar futuros problemas que puedan presentarse en las estructuras ante futuros eventos sísmicos de gran magnitud y no llegar al colapso de éste, evitando así pérdidas humanas.

1.3.2. Importancia

La presente tesis es relevante debido a que, podrá ser usado para desarrollar futuras investigaciones sobre el estudio estático Pushover en el rango no lineal, para clasificar el nivel de desempeño sísmico; además aplicar a esta metodología nuevos conocimientos necesarios acerca del desempeño sísmico, importantes en el conocimiento de la ingeniería estructural, a futuro servirá de instrumento para proyectos que diseñen dichas edificaciones, como lo son los locales educativos. De ahí el interés de abarcar la realización de la vigente investigación

1.3.3. Delimitación

1.3.3.1. Conceptual

Pertenece la línea de investigación de vulnerabilidad y protección sísmica de estructura de la escuela académica profesional Ingeniería Civil, enfocada

específicamente en el desarrollo de la evaluación del desempeño sísmico del pabellón “D”, a partir del estudio estático Pushover en el rango no lineal, teniendo en consideración lo siguiente: la capacidad sismorresistente, nivel y punto de desempeño sísmico, ductilidad, entre otros términos.

1.3.3.2. Espacial

El local educativo Francisco Bolognesi situado en el distrito de Chilca, provincia Huancayo, región Junín

1.3.3.3. Temporal

En la tesis, se evaluará el desempeño sísmico estructural a partir del estudio estático Pushover en el rango no lineal, donde dicho proceso se viene ejecutando a partir del mes de julio del 2021 hasta fines de octubre del 2021, con una duración de 4 meses.

1.4. Hipótesis

1.4.1. Hipótesis general

- El nivel de desempeño sísmico según la normativa Comité Visión 2000 (SEAO) del pabellón “D” de la I.E. Francisco Bolognesi, utilizando el análisis estático no lineal “Pushover”, se encuentra en un nivel de desempeño sísmico operacional, para los cuatro niveles de movimiento sísmico.

1.4.2. Hipótesis específicas

- Los procedimientos establecidos en la normativa ASCE/SEI 41-17, permitirá calcular la curva de capacidad del pabellón D de la I.E. Francisco Bolognesi, mediante el análisis estático no lineal “Pushover”, distrito Chilca, Huancayo, 2021.
- El punto de desempeño sísmico se encuentra como mínimo en resguardo de vida caracterizado con la metodología del coeficiente de desplazamiento, representando el máximo un desplazamiento estructural esperado del pabellón

“D” de la I.E. Francisco Bolognesi, a partir del análisis estático no lineal “Pushover”, distrito Chilca, Huancayo, 2021.

- La ductilidad estructural del pabellón “D” de la I.E. Francisco Bolognesi responde favorablemente a la ductilidad de demanda, presentando una mayor capacidad de ductilidad estructural en ambas direcciones de análisis.

1.5. Variables

- ✓ Variable dependiente: Desempeño sísmico

Tabla 1. Variable dependiente: Desempeño sísmico

VARIABLE "Y"	DIMENSIONES	INDICADORES
DESEMPEÑO SÍSMICO	CRITERIO DE ANÁLISIS	Niveles de desempeño sísmico
		Movimientos sísmicos de diseño
		Objetivos de desempeño
	DUCTILIDAD	Capacidad de ductilidad
		Demanda de ductilidad

Nota: Se muestra la variable dependiente con sus dimensiones e indicadores.

- ✓ Variable independiente: Análisis estático no lineal “Pushover”

Tabla 2. Variable independiente: Análisis estático no lineal “Pushover”

VARIABLE "X"	DIMENSIONES	INDICADORES
ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL "PUSHOVER"	PROCESO DEL ANÁLISIS	Idealización del comportamiento de los materiales
		Patrón de cargas laterales modales
		Modelos de comportamiento inelástico de elementos y secciones
		Rótulas plásticas
	CAPACIDAD ESTRUCTURAL	Curva de capacidad
	DESEMPEÑO SÍSMICO ALCANZADO	Punto de desempeño

Nota: Se muestra la variable independiente con sus dimensiones e indicadores.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes del problema

2.1.1. Antecedentes internacionales

- Tesis titulada: “*Desempeño sísmico por el método Pushover de un edificio construido en la ciudad de Barranquilla bajo la Norma NSR- 10*”. El objetivo principal del estudio fue estipular el desempeño sísmico a través del estudio Pushover, en función a la deriva máxima que podría alcanzar el edificio, así mismo, determinando el comportamiento estructural bajo pruebas de sismo leve, moderado y alto con respecto a la intensidad, hallando los niveles de desempeño sísmico con su respectivo punto de desempeño. Adoptó una estrategia de trabajo tipo de investigación no experimental, que consistió en el modelado del edificio en el rango elástico e inelástico haciendo uso del software Etabs realizando así la comprobación de los valores en función a la memoria de cálculo. Los resultados mostraron un 2.59% de deriva en relación al sismo de intensidad alta, un nivel de desempeño perteneciente al de ocupación inmediata. Por otro lado, en el primer nivel de piso se presentaron rótulas plásticas tanto en las vigas como columnas, evidenciándose buen mecanismo de falla; sin embargo, en los demás pisos no se habían presentado las rótulas plásticas. Con lo cual se llegó a la conclusión que el desempeño sísmico relacionado al parámetro de nivel se encuentra en ocupación inmediata, presentando daños mínimos en los componentes estructurales, afirmando que del análisis hecho al edificio presenta

un buen comportamiento, debido a que no se aprecia rótulas plásticas en un buen porcentaje de los elementos estructurales, ya sea aplicando sismo en dirección Y o en dirección X. (6)

- Artículo titulado: *“Análisis del desempeño sísmico de un edificio de muros de hormigón sin daño utilizando análisis no lineal”*. La investigación tuvo por objetivo principal usar dicho análisis no lineal efectuada en un edificio sin daño apreciable tras el terremoto del Maule. Adoptó un método de investigación no experimental. Los resultados mostraron lo siguiente: del estudio Pushover indican un alta sobrerresistencia (superior a un valor de 3,4). La rigidez del edificio varía poco para un desplazamiento normalizado de techo de 0.004, valor similar a la demanda que se evidencio en el movimiento sísmico del Maule. Cuando se remueve la rotación de cuerpo rígido en el cálculo de deformaciones de entrepiso los valores tangenciales dados por el análisis tiempo - historia son menores que los límites de ocupación inmediata, lo que es consistente con la falta de daño. Se llegó a la conclusión que el estudio no lineal es necesario para analizar de manera realista edificios de muros sometidos a sismos severos, incluso en ausencia de daño apreciable. (7)
- Artículo titulado: *“Análisis no lineal Pushover de un edificio público de 5 pisos rigidizado mediante pórticos espaciales dúctiles de hormigón armado”*. La investigación tuvo por meta determinar el desempeño sísmico ubicada en Cuba por su constante actividad sísmica, así mismo el calcular los niveles de desempeño a través del estudio estático en el rango no lineal aplicando el procedimiento des espectro de capacidad, usó el software SAP2000 e implementando las articulaciones plásticas en el software, con un acero cubano G-40. Para lo cual se ejecutó un estudio a partir de la norma sísmica NC-46. Donde los resultados se describen a continuación: los cálculos para las cortantes basales ofrecidos por el programa en la obtención de los puntos de desempeño son mayores a las cortantes de diseño (donde difiere en un 90.00%). Se concluyó que el mecanismo de falla obtenido del Pushover muestra que en los pisos inferiores existen grandes rotaciones plásticas especialmente en vigas, a

diferencia de los niveles superiores, por otro lado, las vigas cimentadas fueron mínimas. Finalmente, para determinar el tipo de falla se tomó en cuenta las demandas de rotaciones plásticas que se presentan en las columnas del primer nivel. (8)

- Tesis titulada: *“Análisis estático no lineal (Pushover) del cuerpo central del edificio de la facultad de medicina de la universidad de El Salvador”*. La investigación tuvo por meta evaluar el comportamiento estructural en el rango inelástico y funcionalidad de la edificación implementando el estudio Pushover estático en el rango no lineal. Aplica las normativas ATC-40 y FEMA-356, en la cual se define e identifica el procedimiento que se aplicó a la edificación, así como: inspección visual, la verificación, comparación de planos arquitectónicos y un informe de los daños evidenciados en los componentes estructurales. Obteniendo como resultados: daños por flexo-compresión y cortante en vigas primarias y secundarias en todos los niveles de la edificación, daños existentes en las columnas y losas causada por la pérdida del recubrimiento y contaminación del concreto, por otro lado, con respecto al análisis Pushover, con respecto al punto de desempeño se alcanzó una cortante de 2258.87 tonf versus un desplazamiento de 10.94 cm, concretando así con el nivel de desempeño ubicado en seguridad de vida. Finalmente se llegó a la conclusión de que dichos parámetros obtenidos cumplen con el nivel de desempeño de seguridad de vida establecida en la NTDS posterior a un evento sísmico. (9)
- Tesis titulada: *“Evaluación de desempeño sísmico de un edificio esencial porticado de hormigón armado según la norma ecuatoriana de construcción”*. Se planteó como meta principal analizar una estructura clasificada como esencial que presenta un sistema conformado de pórticos de hormigón armado típico, en función a su respuesta sísmica a través del estudio estático y dinámico no lineal, empleando el software SAP2000, considerando las indicaciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción. Aplicó una metodología bajo los parámetros de las normas ATC 40 y FEMA 440. Obteniendo como resultado distancias máximas a partir de cada método, donde se relacionó los valores obtenidos debido a su

semejanza, además de verificar que las derivas estén en el rango del límite permisible. Concluyendo que, aunque la estructura no colapsó, dicha edificación no satisface con el nivel de desempeño sísmico para una estructura esencial, debido a que, los valores del rango límite sobrepasaron llegando así al colapso de las vigas, impidiendo el funcionamiento de la edificación. (10)

2.1.2. Antecedentes nacionales

- Tesis titulada: *"Análisis Pushover para evaluar el desempeño sísmico de una Institución Educativa en el centro poblado Yungasuyo, provincia Utcubamba- Amazonas"*. La investigación presentó el estudio de una institución educativa de concreto armado a base de pórticos presente en los ejes X, Y. La cual presenta diferentes características descritas en el reporte reunido a partir de los planos y el expediente, para posteriormente evaluar el desempeño sísmico estructural con la norma ATC-40, y otras variables bajo los lineamientos de las normas FEMA, ATC- 40 y el ASCE 41-13 para la asignación de rótulas plásticas. Se usó el programa ETABS con la meta de efectuar el modelado de la estructura, asimismo la aplicación del Microsoft Excel 2016 para el procesamiento de la data. Los resultados mostraron que la estructura presentó una capacidad Sismorresistente en las direcciones "X-X", "Y-Y", con valores en función a su desplazamiento de 5.982 cm y 3.135 cm respectivamente, además a partir de la curva de capacidad se obtuvieron posteriores fuerzas cortantes que son: 98.6 tonf en el eje "X-X" y 130.2 tonf en el eje "Y-Y" que se presentan en la estructura. Resultado de este estudio se concluyó, que la estructura alcanzó un nivel de desempeño aceptable el cual es de ocupación inmediata, planteando una alternativa de reforzamiento debido a que, en un inicio no cumplía con los requisitos de las normativas usadas para la evaluación del desempeño en ambas direcciones de análisis presentando poca capacidad estructural. (11)
- Tesis titulada: *"Análisis del desempeño sísmico en estructuras e instituciones educativas del sector de Azapampa, distrito de Chilca, Huancayo – 2016"*, presenta el estudio de cinco instituciones educativas para evaluar el nivel de desempeño estructural, demanda sísmica, curva de capacidad con la norma

ATC-40. Se usó el programa ETABS para efectuar el modelado de la edificación, donde se mostraron resultados que evidencian un nivel de desempeño aceptable sólo en dos instituciones educativas. Resultado de esta investigación se concluyó, que con el estudio estático Pushover en el rango no lineal, comportamiento estructural es más concreto, en el rango elástico e inelástico. (12)

- Tesis titulada: *“Evaluación de desempeño estructural utilizando Análisis Estático no lineal (Pushover) del bloque del nivel secundario del colegio emblemático Ladislao Espinar ubicado en la ciudad de Espinar – Cusco”*. Presenta el estudio de una institución educativa para determinar el nivel de desempeño estructural con la metodología del espectro de capacidad a partir de la norma FEMA – 440. Se usó el software SAP2000 para simulaciones con la finalidad de modelar la edificación, donde se mostraron los siguientes resultados: en función al desempeño estructural, se obtuvieron valores donde se evidencian que el sismo de diseño es 3.7 veces mayor al sismo de servicio, así mismo, el temblor de tierra máximo es 2.2 veces mayor al sismo de diseño, todo ello en la orientación longitudinal. Por otra parte, se obtuvieron valores donde se evidencian que el sismo de diseño es 2.09 veces mayor al sismo de servicio, así mismo, el temblor de tierra máximo es 1.22 veces mayor al sismo de diseño, todo ello en la orientación transversal. Lo que significa que la estructura presenta una falla dúctil en el eje “X” y frágil en el eje “Y”. Resultado de esta investigación se concluyó, que la edificación muestra un desempeño estructural sísmico de nivel operacional en la orientación longitudinal y de ocupación inmediata en la orientación transversal, es por ello, que la edificación presentará un comportamiento adecuado y un nivel de desempeño admisible. (13)
- Investigación titulada *“Desempeño sismorresistente de la institución educativa Técnica Rafael Loayza Guevara utilizando el método utilizando el método Pushover y propuesta de mejora”*. Presenta un estudio de una institución educativa para evaluar el nivel de desempeño estructural, la curva de capacidad, el punto de desempeño con la norma del ATC-40. Se usó el software SAP2000,

con la finalidad de modelar la edificación presentando los siguientes resultados: la estructura se clasifica en ocupación inmediata con respecto al nivel de desempeño tanto para los distintos tipos de sismos, así mismo, se obtuvieron tanto en las direcciones “X” como “Y”, derivas inferiores al que proporciona el ATC-40. Resultado de este estudio se concluyó, que la estructura se clasifica en el nivel de desempeño de ocupación inmediata lo que conlleva a que la hipótesis planteada inicialmente se cumple, describiendo que la institución educativa presenta un buen desempeño manteniendo su funcionalidad por completo. (14)

- Investigación titulada: “*Análisis estático no lineal para estimar el desempeño sísmico de una estructura aporticada de 5 pisos en la ciudad de Lima*”. Presenta el estudio de un edificio compuesto de concreto armado, se describen sus características generales como: ubicación de la zona sísmica, el tipo de suelo, su sistema estructural, entre otros. Para posteriormente, evaluar el desempeño sísmico a través del estudio estático Pushover en el rango no lineal, la norma E0.30 para hallar la demanda sísmica, el espectro de capacidad con la norma ATC-40, el punto de desempeño con la norma FEMA-440 y según el comité VISION 2000 para evaluar el nivel de desempeño sísmico. Se usó el software ETABS con la meta de realizar el modelamiento de la edificación, en donde se mostraron diferentes resultados como: $SE=0.591g$, $DE=1.181g$ y $ME=1.772g$, todo ello función de las aceleraciones espectrales que influyen en la demanda sísmica, por otro lado la fuerza cortante que produce la estructura en la curva de capacidad en la zona de fluencia = 5641.23 tonf, los puntos de desempeño $SE=3.87$ cm, $DE=8.74$ cm y $ME=13.4$ cm respectivamente y encontrando una ductilidad neta estructural de 7.32. Consecuencia del estudio se concluyó, que la estructura se encuentra en la categoría de uso residencial, presentando un nivel aceptable para un movimiento de diseño, clasificándose en la zona de seguridad de vida. (15)

2.2. Bases teóricas

2.2.1. Desempeño sísmico

2.2.1.1. Criterio de análisis

a) Niveles de desempeño sísmico

✓ Propuesta del Comité Visión 2000

Definidos como punto de inicio en el estudio basado en el desempeño sísmico, se deberá elegir la conducta anhelada de la estructura.

✓ Comportamiento global del edificio

Se presentan los niveles de desempeño de los componentes estructurales y no estructurales. Las cuales interpretan la conducta universal de la edificación. De la cual, tenemos la posibilidad de mirar precisamente 5 niveles de desempeño primordiales para determinar el desempeño de la estructura. Posteriormente se describen en la Tabla 3.

Tabla 3. Estructura en sus diferentes niveles de desempeño

BAJO LOS LINEAMIENTOS DEL COMITÉ VISIÓN 2000	DEFINICIÓN	LÍMITE DE DESPLAZAMIENTO DEL SISTEMA
Totalmente operacional	En este nivel no ocurren daños. Es decir, la edificación permanece operativa después del movimiento sísmico. Generalmente no se requieren reparaciones.	Δy
Operacional	En este nivel los daños son moderados para los elementos estructurales y no estructurales, daño limitado sin comprometer a la estructura. Sin embargo, los daños de algunos componentes no estructurales pueden interrumpir parcialmente las funciones (indispensable la reparación de las mismas).	$\Delta y + 0.30\Delta y$
Resguardo de vida (Seguridad)	Los daños son moderados tanto en los elementos estructurales y no estructurales. Por ello la presencia de un margen de seguridad frente al colapso impedirá que la estructura sea ocupada inmediatamente posterior a un sismo, debido a que se procederá a rehabilitar dicha estructura, será vista desde un punto	$\Delta y + 0.60\Delta y$
Próximo al colapso (Pre colapso)	Considerándose una estructura insegura para los ocupantes debido a que el daño estructural y no estructural es severo, y de haber réplicas del movimiento sísmico se llegaría al colapso.	$\Delta y + 0.80\Delta y$
Colapso	En este nivel el daño del edificio no es reparable	$\Delta y + 1.00\Delta y$

Nota: Δ : Desplazamiento en cm.

Tomado del Código Comité Visión-2000. Capítulo 3, 1995, p.51

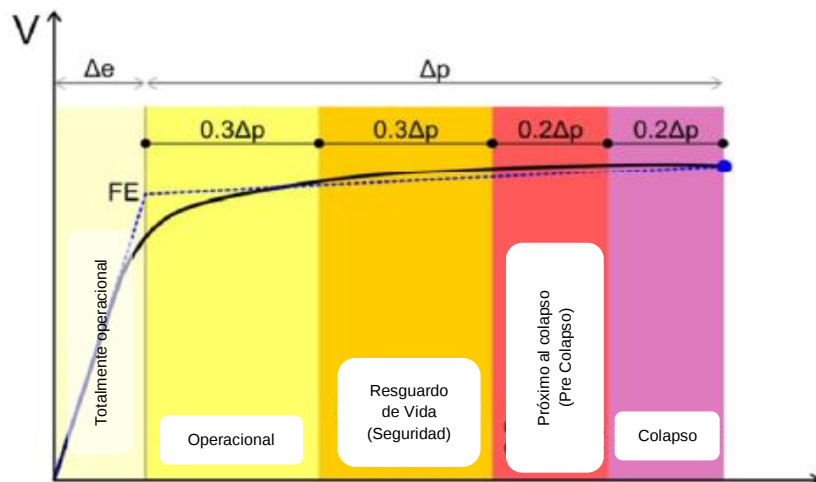


Figura 5. Sectorización propuesta por el SEAOC
Tomada de la Pontificia Universidad Católica del Perú, por Pérez, 2017, p.165 (16)

✓ Estados de daño esperado posterior a un sismo

Posteriormente se explica los 5 estados de daño relacionados con el nivel de desempeño de la estructura considerada como composición universal, en la Tabla 4.

Tabla 4. Edificación en sus diferentes estados de daño

ESTADOS DE DAÑO	NIVELES DE DESEMPEÑO				
	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad	Pre - Colapso	Colapso
Despreciable	X	NR	NR	NR	NR
Leve	NR	X	NR	NR	NR
Moderado	NR	NR	X	NR	NR
Severo	NR	NR	NR	X	NR
Completo	NR	NR	NR	NR	X

Nota: NR: No relacionado.
Tomado del Código Comité Visión 2000. Capítulo 3, 1995, p.52. (17)

b) Movimientos sísmicos de diseño

✓ Propuesta del Comité Visión 2000

Es la relación directa de dos variables: Periodo de retorno T_R (intervalo de recurrencia) versus una probabilidad de excedencia, en función a un número determinado "t" de años, a través de la subsiguiente ecuación:

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

La norma Comité Visión 2000 considera 4 estándares de movimientos sísmicos de diseño, siendo representados en la Tabla 5.

Tabla 5. Niveles de amenaza según Comité Visión 2000

MOVIMIENTO SÍSMICO DE DISEÑO	INTERVALO DE RECURRENCIA	PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA
Frecuente	43 años	50 % en 30 años
Ocasional	72 años	50 % en 50 años
Raro	475 años	10 % en 50 años
Muy raro	950 años	10 % en 100 años

Tomado del Código Comité Visión 2000. Capítulo 3,1995,p.57 (17)

c) Objetivos de desempeño

✓ Propuesta del Comité Visión 2000 (SEOAC)

Dicha norma combina: Niveles de desempeño sísmico versus niveles de amenaza sísmica, en base de los tres sectores de estructuras descritas a continuación: (1) estructuras críticas; para un área de la comunidad donde se presentan amenazas injustificables, con presencia de materiales dañinos. (2) estructuras esenciales; destinadas completamente a intervenciones post-terremotos y (3) estructuras básicas; estos sectores se aplican en función al grado de importancia durante y después del sismo. Todo ello se describe en la Tabla 6.

Tabla 6. Objetivos de desempeño según el Comité Visión 2000

MOVIMIENTO SÍSMICO DE DISEÑO	NIVELES DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA			
	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad	Próximo al colapso
Frecuente (43 años)	1	0	0	0
Ocasional (72 años)	2	1	0	0
Raro (475 años)	3	2	1	0
Muy raro (970 años)	-	3	2	1

0. Desempeño inaceptable

1. Estructuras básicas

2. Estructurales esenciales / riesgosas

3. Estructuras de seguridad crítica

Tomado del Código Comité Visión 2000. Capítulo 3,1995,p.59 (17)

Por otro lado, las combinaciones para edificaciones básicas se muestran en la siguiente Tabla 7.

Tabla 7. Objetivos de desempeño para estructuras básicas

MOVIMIENTO SÍSMICO DE DISEÑO	NIVEL DE DESEMPEÑO MÍNIMO
Frecuente	Totalmente operacional
Ocasional	Operacional
Raro	Seguridad
Muy raro	Próximo al colapso

Tomado del Código Comité Visión 2000. Capítulo 3,1995,p.59 (17)

2.2.1.2. Ductilidad (μ)

Deformación de la estructura al sobrepasar el límite del rango elástico, manteniendo significativamente su rigidez y resistencia, estrechamente relacionado con el daño estructural; sin embargo, el concepto de ductilidad no abarca solamente sobre la estructura, sino también se presenta ductilidad en los materiales o secciones de un elemento estructural. La representación simplificada con un solo grado de libertad que expone un modelo se da a través de una curva de capacidad, en base a ecuaciones de movimiento que implica su rigidez en el *rango no lineal*, cómo se representa en la Figura 6.

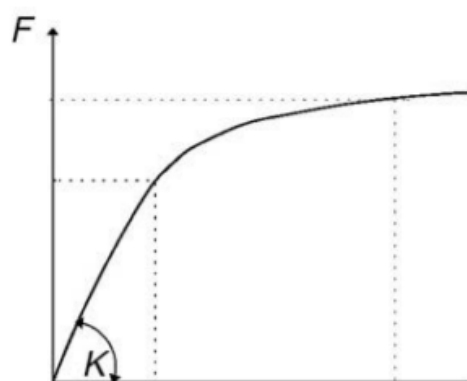


Figura 6. Comportamiento real
Tomada de Barbat et. al. 2020 (18)

En la Figura 7, se representa la correlación de la disipación energética versus las cargas cuasi - estáticas que se aplican en una estructura, que son producto de la

ductilidad estructural, éstas cargas son fuerzas existentes menores que se presentan en la estructura a diferencia del caso elástico.

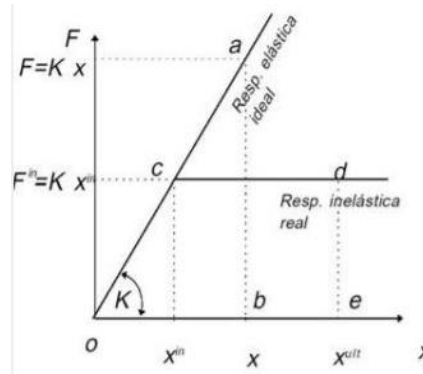


Figura 7. Comportamiento ideal, útil para obtener el coeficiente de ductilidad ρ
Tomada de Barbat et. al. 2020 (18)

El coeficiente de reducción por ductilidad (ρ), se halla con la siguiente ecuación:

$$\rho = \frac{F}{F^{in}} \quad (2)$$

Donde:

F = Fuerza que actúa en una estructura cuyo comportamiento es idealmente elástico.

F^{in} = Fuerza correspondiente a la estructural real, cuyo comportamiento es inelástico.

a) Capacidad de ductilidad

Una de las opciones sencillas para medir la ductilidad se basa en los desplazamientos. La estructura en el rango no lineal presentará mayor capacidad de deformidad cuando la relación de los desplazamientos de colapso y límite elástico con siglas ($\Delta C, \Delta f.e$), respectivamente sean mayores. Esto permitirá que la estructura obtenga mayor soporte al momento de presentarse un evento sísmico. Para calcular la capacidad de ductilidad se tiene la siguiente ecuación:

$$\mu \text{ Capacidad} = \frac{\Delta \text{Último}}{\Delta \text{Cedencia}} \quad (3)$$

b) Demanda de ductilidad

Conocida como demanda de desplazamientos presentes en una edificación durante un suceso sísmico, donde la relación de las siguientes variables: deformación de la estructura y las plastificaciones que se dan a partir de los desplazamientos, representan la ductilidad máxima que desarrolla una estructura.

$$\mu_{Demanda} = \frac{\Delta_{\text{Último}}}{\Delta_{\text{Cedencia}}} \quad (4)$$

2.2.2. Análisis estático no lineal “Pushover”

2.2.2.1. Introducción

Es importante identificar las características de la edificación en especial aquella que es catalogada como esencial, incluyendo su ubicación en zonas de alta sismicidad, entre otros. Del mismo modo evidenciar los daños, a partir de la demanda sísmica y la capacidad estructural, siendo la primera de alta intensidad; lo cual pone en alerta la necesidad de evaluar dichas construcciones, especialmente para prevenir daños económicos y/o existencias humanas. Actualmente, usamos varios procedimientos que se basan en el estudio, el cual permitirá aprender a detalle la fase de diseño y/o evaluación de la estructura, mediante los términos de ingeniería basados en el desempeño, que tienen la posibilidad de ser utilizados tanto a estructuras vanguardistas como antiguas.

Se conocen 2 enfoques del estudio sísmico que abarcan los estudios de los métodos lineales y no lineales, que en la actualidad son los más usados.

Los procedimientos considerados como simplificaciones prácticas se hallan enfocados solamente en el rango elástico, reduciéndose el campo del estudio. Por otro lado, las metodologías fundamentadas que se enfocan en el estudio del rango no lineal de la estructura consideran la deformidad y el comportamiento que permanecen fuera del rango elástico, cuando la rigidez de la estructura disminuye, los elementos se irán plastificándose progresivamente, logrando tener una proximidad objetiva, en otros términos, teniendo la función de establecer la

respuesta y comportamiento de la edificación, a partir del agrietamiento hasta llegar al colapso.

En esta sección se ha de explicar el estudio estático Pushover en el rango no lineal en función a los términos básicos y parámetros para la implementación de esta metodología, considerada parte esencial en esta investigación.

2.2.2.2. Definición

a) Análisis estático no lineal - AENL

Es la aplicación de cargas laterales a los miembros estructurales para que posteriormente se muestren las rótulas plásticas. El estudio interpreta la capacidad resistente que presenta la estructura relacionándola con la demanda de cualquier acontecimiento sísmico. Donde la capacidad de todos sus elementos estructurales está en función a la rigidez, la resistencia y deformidad respectivamente, así mismo la demanda se relaciona con la amenaza sísmica, la localización y propiedades en general de la edificación. Para ello necesitamos recolectar información básica de la estructura, como se detalla a continuación:

- ✓ Características de los materiales.
- ✓ Acciones gravitacionales.
- ✓ El detallado de la cantidad de acero del refuerzo longitudinal – transversal (esfuerzo-deformación).
- ✓ Aplicación de cargas laterales en los pisos superiores e inferiores con valores crecientes y decrecientes respectivamente, ubicados en su centro de masa representándose de forma triangular.

El estudio estático en el rango no lineal sigue un proceso donde las primeras cargas en actuar son cargas gravitacionales, que producirán las primeras deformaciones, posterior a ello actúan de forma secuencial las cargas laterales, con el objetivo de formar la primera rotula plástica y así presentar la primera rotula plástica. Posterior a ello redistribuir la *rigidez* de la estructura, haciendo así que la estructura falle mediante un proceso iterativo.

b) Pushover

La metodología Pushover es también llamada “hacer caer”, coincidiendo con la descripción anterior sobre el estudio estático en el rango no lineal, con el propósito de determinar las condiciones en la que eventualmente podría ocurrir el colapso de la estructura. Para ello, hemos de considerar los siguientes puntos para realizar este procedimiento, el cual se detalla a continuación:

- ✓ Producen daños de deformación lateral por la aplicación de fuerzas laterales.
- ✓ Aplicable en estructuras no dúctiles.
- ✓ Las fases histeréticas inelásticas muestran un estrechamiento duro y una configuración errática.
- ✓ La energía de deformidad es un indicador esencial para esta metodología.
- ✓ No toma en cuenta cargas sísmicas verticales en su distribución, sin embargo, la utilización de fuerzas laterales que son incrementadas a lo largo de su distribución, sí son consideradas.
- ✓ A partir de la cedencia que sufre la estructura en el rango inelástico cíclica por parte, no se estudian las transformaciones en las características modales, ocurridas durante un evento sísmico.

2.2.2.3. Idealizaciones de comportamiento de los materiales

a) Idealización de esfuerzo – deformidad del acero

A continuación, se muestran diversas representaciones para el acero:

- ✓ Representación elastoplástico perfecto. Consta de dos rectas de segmento que forman una curva abreviada, relacionado a las siguientes variables: el endurecimiento por deformación que es un factor que permite aumentar el esfuerzo y la desestimación de la resistencia máxima de fluencia. Sin embargo, al no describir correctamente las características mecánicas del acero en el rango inelástico, este prototipo de representación no es oportuno para realizar el desempeño sísmico de una estructura, ya que, presentará restricciones al instante de estimar deformaciones considerables

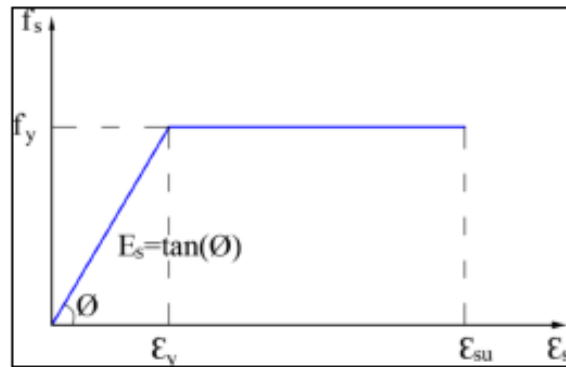


Figura 8. Modelo elastoplástico perfecto
Tomada de Poma, 2018 (19)

Donde:

f_s = Esfuerzo del acero

f_y = Esfuerzo de fluencia acero

ϵ_s = Deformación unitaria del acero

ϵ_y = Deformación unitaria de fluencia del acero

ϵ_{su} = Deformación unitaria última del acero

E_s = Módulo de elasticidad del acero

- Representación TRILINEAL. Prototipo aceptable para deformaciones mayores a nivel de fluencia pudiendo hallar el desempeño sísmico de una estructura. Conformado por tres zonas representadas por rectas las cuales son:

Primera zona: Se cumple:

Pendiente=Módulo de elasticidad (E_s), en su rango elástico

Segunda zona: Incremento de la deformación hasta llegar a la deformidad unitaria del acero. Punto en la cual comienza el endurecimiento por deformación.

Tercera zona: Se da el endurecimiento por deformación:

Pendiente = deformidad unitaria del acero

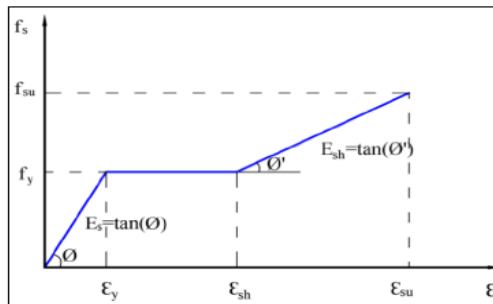


Figura 9. Modelo trilineal con endurecimiento por deformación
Tomada de Poma, 2018 (19)

Donde:

f_{su} = Esfuerzo último del acero

f_y = Esfuerzo de fluencia acero

ϵ_y = Deformación unitaria de fluencia del acero

ϵ_{su} = Deformación unitaria última del acero

ϵ_{sh} = Deformación unitaria del acero en donde empieza el endurecimiento por deformación

- Representación de curva completa: Presenta un intervalo definido; zona de endurecimiento por deformación = $\epsilon_{sh} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{su}$, conformada por tres zonas descritas a continuación: la primera zona ubicada dentro del rango lineal elástico, la segunda el de fluencia y tercera el sector de endurecimiento por deformación, donde a través de líneas rectas se representan la fluencia - el rango lineal y con una representación parabólica el endurecimiento por deformación. Este modelo describe exactamente el comportamiento real del acero.

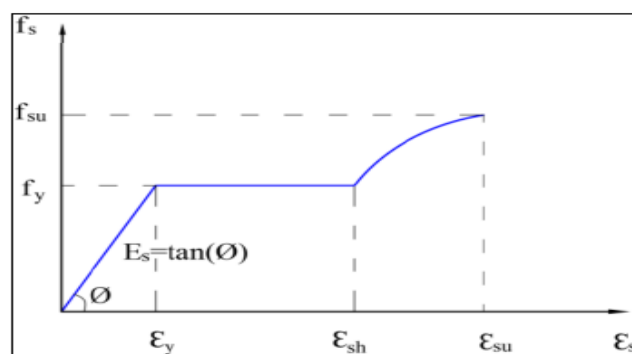


Figura 10. Modelo elastoplástico con endurecimiento por deformación
Tomada de Poma, 2018 (19)

Donde:

f_{su} = Esfuerzo último del acero

f_y = Esfuerzo de fluencia acero

ϵ_y = Deformación unitaria de fluencia del acero

ϵ_{su} = Deformación unitaria última del acero

ϵ_{sh} = Deformación unitaria del acero en donde empieza endurecimiento por deformación

b) Idealización de esfuerzo versus la deformidad del concreto

- Idealización de concreto no confinado
- ✓ Representación Mander

Definida en el año 1988, por el autor Mander, descrita a continuación: el concreto presenta una zona de confinamiento que conlleva a realizar respectivas simplificaciones y no confinado que presenta una gráfica de la curva esfuerzo versus la deformidad.

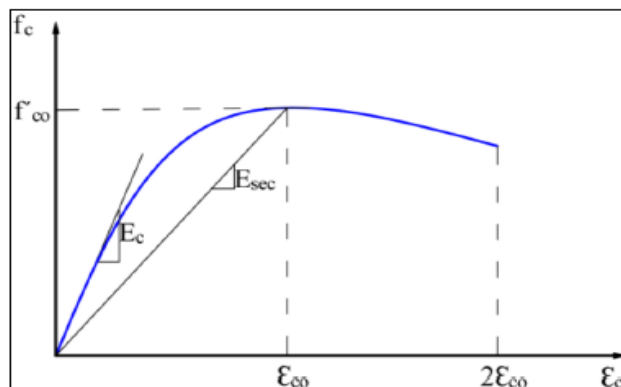


Figura 11. Modelo para concreto no confinado
Tomada de Mander, Priestley y Park, 1998 (20)

Donde:

f_c = Esfuerzo del concreto

f'_{co} = Resistencia máxima del concreto no confinado

ϵ_c = Deformación unitaria del acero

f_{cu} = Resistencia última del concreto confinado

ϵ_{co} = Deformación unitaria máxima del concreto no confinado

E_c = Módulo de elasticidad del concreto

ϵ_{SEC} = Módulo secante del concreto no confinado en el esfuerzo máximo

- Idealización de concreto confinado
- ✓ Representación de Mander

En este modelo se toma en cuenta dos aspectos fundamentales: los incrementos de la deformación unitaria y la resistencia del concreto en el proceso de confinamiento. Por otro lado, al producirse una ruptura en el acero nos permite definir el punto de falla (ϵ_{cu}, f_{cu}). El confinamiento y el esfuerzo lateral del confinamiento juegan un papel muy importante, debido a que, son fundamentales para la resistencia máxima a compresión f'_c . Este modelo sirve para elementos cuya forma geométrica están representadas de manera circular y rectangular que presentan diversos grados de confinamiento.

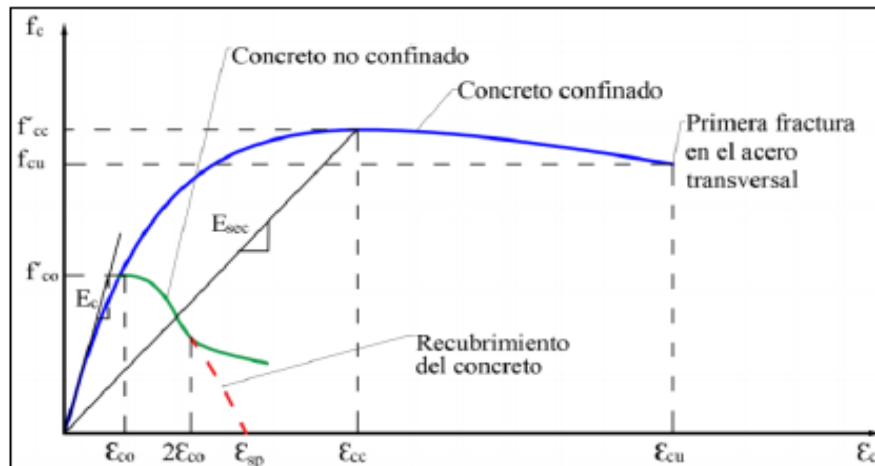


Figura 12. Modelo para concreto confinado
Tomada de Mander, Priestley y Park, 1998 (20)

c) Idealización de albañilería en el estudio estático no lineal

Se realizó la idealización a través del elemento FRAME de concreto. Basándonos en el estudio realizado por Huaco, G en su trabajo titulado: “Comportamiento de una edificación de albañilería construido con ladrillo artesanal frente a cargas laterales”, donde menciona lo siguiente: “... los muros ensayados fueron sometidos a cargas laterales positivas y negativas para así conseguir la historia de desplazamientos versus la curva de histéresis...”.

- ✓ Representación de la calibración para el muro de albañilería

Se realizó en función a una viga con rigidez infinita a través del indicador FRAME. A raíz de ello, en la Figura 13 se evidencia el real bosquejo del muro de albañilería con su respectivo modelo no lineal equivalente tomado para el desarrollo de este estudio.

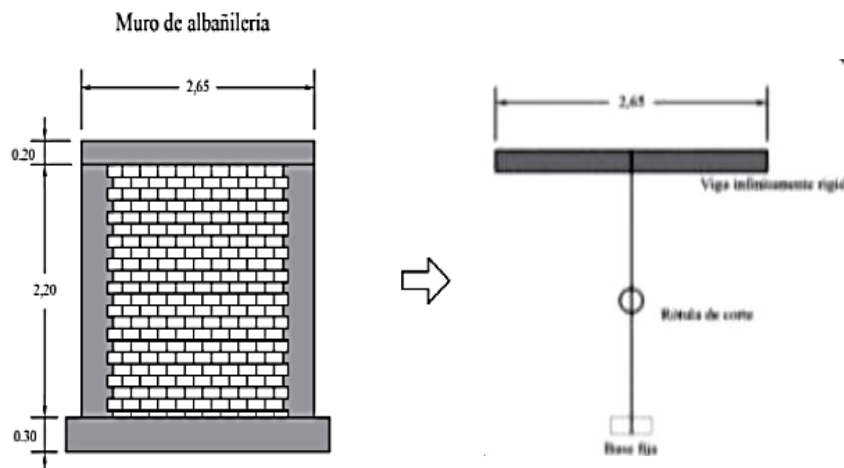


Figura 13. Modelo no lineal para muro de albañilería
Tomada de Gonzales, Aguilar y Huaco,2020 (21)

En el software, se ha de considerar los siguientes ítems, los cuales se pueden ubicar en el libro en referencia de la Figura 14; en la figura se observa el planteamiento del cuerpo con rigidez infinita para la representación del muro de albañilería en un estudio estático en el rango no lineal.

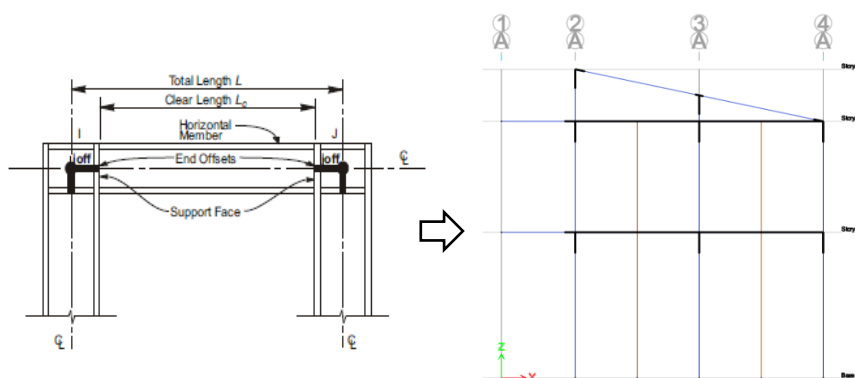


Figura 14. Vista en elevación del muro de albañilería calibrado para el análisis estático no lineal
Tomada de Computer Structure Inc.,2017 (22)

Cabe mencionar que la rótula implementada en este estudio se contempla una rótula plástica modelo de formulación de fibra – Ítem 2.2.2.6. (pág. 50), diferente al que propone el investigador Guillermo Huaco en su trabajo de investigación. Sin embargo, se ha considerado aquella propuesta de investigación como base para implementación de elementos FRAME en la estructura.

2.2.2.4. Patrón de cargas laterales modales

Se considera a partir del primer modo fundamental con respecto a su dirección. El uso de *cargas laterales* en la metodología *Pushover* se hace tomando en cuenta varios tipos de distribuciones de cargas laterales (Forma triangular invertida, forma monotónica, cargas gravitacionales constantes y cargas laterales incrementales, entre otros), pero las que más se usan son las que propuestas por el Comité Visión 2000.

La respuesta uniforme de aceleración, especifica que existe proporcionalidad de presiones laterales versus la masa, al aplicarse fuerzas de carga uniforme, sin considerar la altura, y la proporcionalidad entre el producto de la masa y las fuerzas. Así también, existe la relación del primer modo de vibración para que posteriormente se dé la deformidad modal, esto se determinará en función a la cantidad de modos. Debido a la respuesta no elástica del componente, se incluye de manera directa las características *no lineales* pertenecientes a la fuerza – deformidad del material, proceso realizado en el estudio Pushover. Gracias a ello, el *ATC – 40* , presenta 4 patrones de cargas: cargas concentradas, repartición por código, análisis adaptativo del primer modo y Pushover multimodal. Para nuestra investigación, se usa dos metodologías, la primera y tercera mencionadas con anterioridad. (*ATC*, 1996)

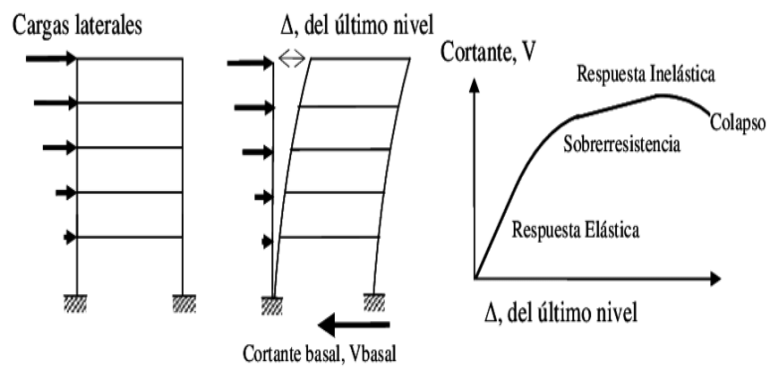


Figura 15. Esquema de la metodología Pushover
Tomada de Saavedra, 2018 (23)

En la Figura 15 encontramos las fuerzas de cada piso distribuidas, que sumadas nos permiten hallar la cortante basal. Dicha estructura presenta una distancia lateral máxima Δ , a causa de la aplicación de fuerzas laterales, especialmente de la del último nivel. En otros términos, el procedimiento incrementa las cargas iniciales constantemente llevando así a la estructura al colapso. En este proyecto de investigación se utilizará el patrón de carga del primer modo. Así lo describiremos a continuación:

- Se toma en cuenta la orientación “X” o “Y”, donde se presenta la proporcionalidad de la distribución vertical versus la configuración del modo fundamental, todo ello, correspondiente al código ATC 40 (24),
- Para usar la distribución vertical se toma en cuenta el porcentaje de la masa participativa, superando el 75%.
- Los indicadores a tomar en cuenta para la colocación de fuerzas laterales en cada nivel de piso son: la masa y la forma del primero modo, todo ello en la etapa lineal de la estructura.

2.2.2.5. Modelos de comportamiento inelástico de elementos y secciones

a) Gráfica momento – curvatura

La Figura 16, describe que a partir del agrietamiento se presentan momentos flectores menores, siendo ésta una condición en el estudio lineal para la correlación de la gráfica momento versus curvatura en cada elemento de concreto armado.

La imagen nos comparte información sobre:

- ✓ Si una sección presenta una falla frágil se debe a que hay poca ductilidad por curvatura, debido a la ubicación de la estructura en el rango inelástico.
- ✓ La correcta ductilidad ayudara a disipar una mayor energía logrando así distribuir los momentos.
- ✓ La *curvatura* en la zona de fluencia.
- ✓ La curvatura última y ductilidad de la sección
- ✓ La sobrerresistencia de la sección.
- ✓ Las curvaturas en el límite de desempeño de los materiales.

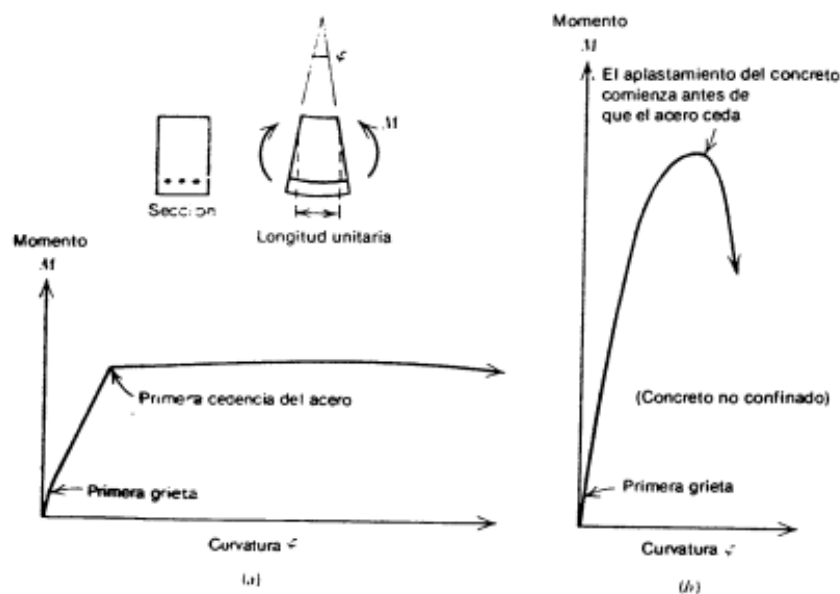


Figura 16. Relaciones momento curvatura para secciones de viga simplemente reforzada (a) Sección que falla a tensión, $p < p_b$ (b) Sección que falla a compresión, $p > p_b$ Tomada de Park y Paulay, 1997 (25)

La relación momento – curvatura ($M - \phi$) se caracteriza por ser el eje del estudio estático no lineal y dinámico. Para ello es fundamental, evaluar la rigidez de las secciones de diagrama histerético y precisar las características no lineales del material. Se considera una aproximación bilineal para mayor facilidad de cálculo en la relación a la gráfica momento vs curvatura en función de los siguientes términos:

- *Curvatura de cedencia equivalente* (ϕ_y)
- *Curvatura plástica* (ϕ_p)
- *Curvatura última* (ϕ_u)

Durante el proceso de análisis de la condición de agrietamiento, agotamiento y cedencia, basados en los momentos a los cuales se someten, representado en la relación momento – curvatura ($M - \phi$). Por ello, es importante definir la ductilidad y comportamiento de la sección de concreto sujeto a flexión logrando así una correcta *ductilidad*, es fundamental para manejar la cuantía de acero de refuerzo, a compresión y tracción. El cual se esquematiza en la Figura 17-18

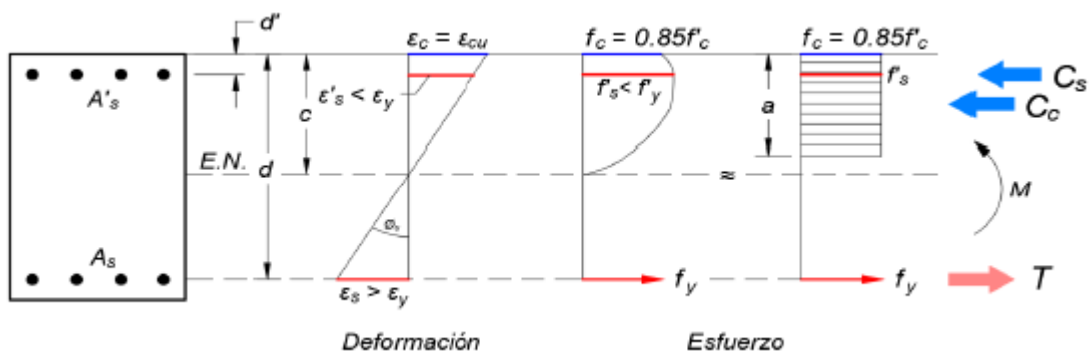


Figura 17. Comportamiento del concreto y del acero en condición de cedencia
Tomada de Paredes,2020 (26)

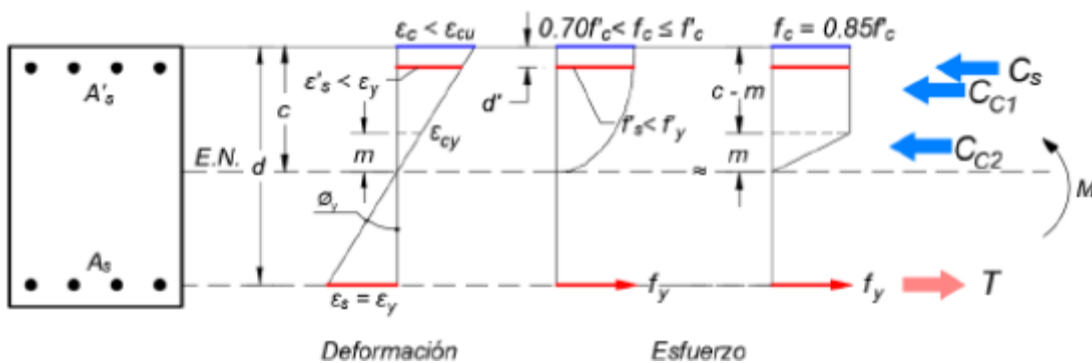


Figura 18. Comportamiento del concreto y del acero en condición de fluencia
Tomada de Paredes,2020 (26)

Según Otazzi, 2011, menciona que: “Mientras los momentos presenten menor Momento – Curvatura (M_A), el momento y curvatura tendrán una relación lineal. Posterior al agrietamiento la correlación es casi lineal, sin embargo, cuando presenta una pendiente diferente alcanza el límite máximo del concreto (M_u) o la fluencia del acero (M_y). Y si se da primero la fluencia del acero (M_y), el elemento podría continuar con su deformidad hasta llegar al máximo esfuerzo (M_u), todo ellos con respecto al concreto”

- Estado de agotamiento o ultimo (ϕ_u, M_u)
- Estado de fluencia (ϕ_y, M_y)
- Estado de agrietamiento (ϕ_A, M_A)

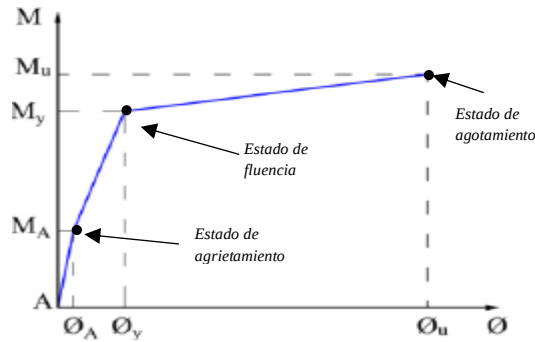


Figura 19. Gráfica momento-curvatura típica
Tomada de Otazzi, 2011 (27)

• Vigas - columnas

Los parámetros “a” y “b” interpretan la deformidad plástica, por otro lado el parámetro “c” representa la fuerza en reducción. El esfuerzo, curvatura, rotación o elongación, son indicadores que engloban el termino de deformidad.

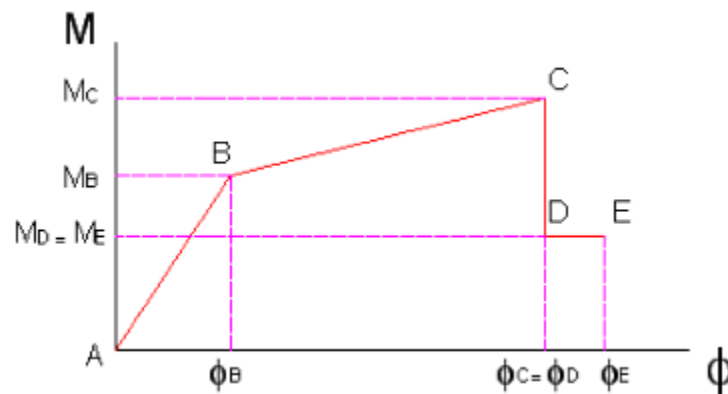


Figura 20. Idealización gráfica momento curvatura
Tomada de Auris, 2016 (12)

En la Figura 20 el vértice B se llama fluencia efectiva del elemento. Continuando con la curva se crea un endurecimiento por plastificación que en función a los códigos no debe ser mayor a un 3% de la pendiente elástica en vigas. El vértice C representa la máxima fuerza resistente de la rótula. El vértice D representa la capacidad máxima de Momento reducida hasta en un 40 %,

quedando una resistencia residual. Finalmente, el momento es constante por un corto tramo, hasta el punto E .

2.2.2.6. Rótulas plásticas

Para explicar la forma y comportamiento de rótulas plásticas, hablemos sobre la degradación progresiva que engloba la estructura general y la consistencia de los elementos. Debido a que, para hallar la rotación de la deformidad plástica de cualquier sección, es necesario un dispositivo de amortiguación que genera energía.

a) Longitud de plasticidad

Para adecuar los gráficos de momento – curvatura de las secciones estructurales, se implementarán rótulas plásticas sólo si se encuentran sometidos a flexión y flexo compresión fundamentados en la norma ASCE 41-17, teniendo en cuenta las cotas de rotación de cada sección y los criterios de aceptación.

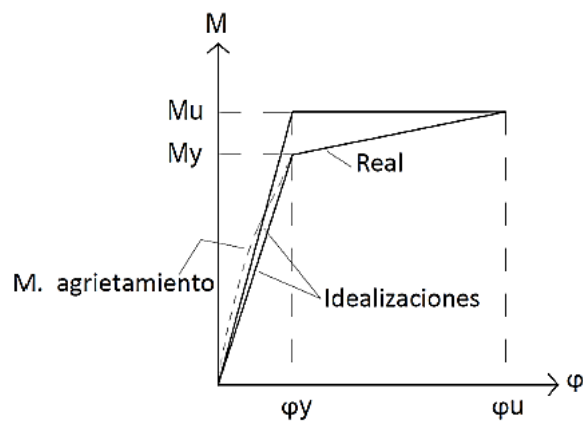


Figura 21. Idealización de distribución real del momento-curvatura en las secciones agrietadas
Tomada de Velasquez, 2017 (28)

Para tener una acertada cuantificación de la rotación plástica de un componente implicará saber la longitud plástica. Por ello, las *rotulas plásticas* en las vigas - columnas, en una sola sección del miembro se concentran, mejor dicho, se localizan cerca al elemento vertical. Existen normas vigentes, donde se encuentran diferentes metodologías de análisis estático no lineal para propósitos como: diseñar

nuevas estructuras, restituir estructuras existentes, pérdidas sísmicas y un análisis de vulnerabilidad.

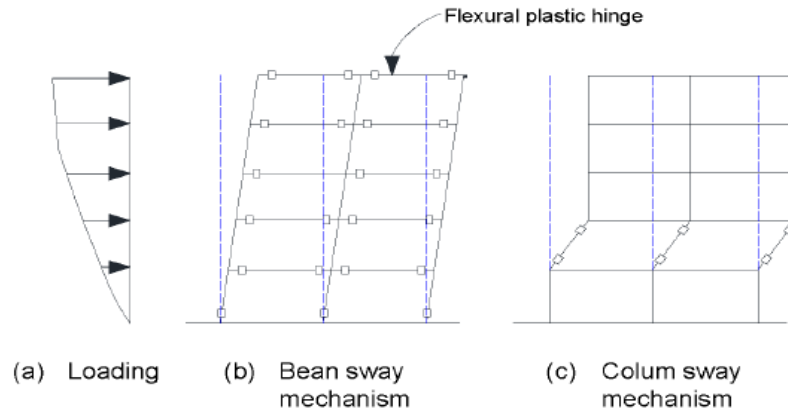


Figura 22. Mecanismo de Rótulas plásticas en vigas-columnas
Tomada de Llocle, 2021 (13)

Para cada elemento estructural componente de la edificación en estudio, la ley de momentos que excede al momento de plastificación en determinada longitud hace referencia a la longitud plástica, así como también aquella adherencia de las armaduras en la zona plástica o aquellas piezas que muestran esfuerzos combinados del esfuerzo cortante. Según R. Park y T. Paulay, en la que hacen mención sobre la ductilidad ideal de un elemento se dará cuando las rotaciones plásticas calculadas ignoren el efecto del cortante y el deslizamiento de adherencia subestimen las rotaciones plásticas reales.

Determinar la longitud de plasticidad, una vez que la sección rota sea observada como articulada, es decir una vez que sobrepase el momento de cedencia de la sección, o cuando se reciba mayores niveles de deformación sin un crecimiento importante en la carga, además de quedar sometida al momento de agotamiento. Esta región se llama rótula plástica, zona donde se junta toda la deformidad inelástica de daño equivalente, donde el daño y la curvatura se logre aceptar ser constante, de longitud equivalente " L " (L_p). (29)

Donde:

- L_p = Longitud equivalente de la rótula plástica

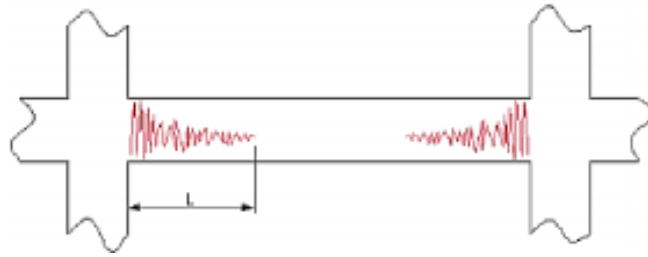


Figura 23. Formación de Rótulas plásticas en vigas-columnas
Tomada de Fuentes y Fernando, 2018 (30)

b) Rotula

b.1. Modelo tipo corte

Se da a partir de resultados se ensayos de laboratorio con la aplicación de fuerzas laterales histeréticas, este modelo de rótula plástica aplicado en el muro de albañilería artesanal, está en base a una sección lineal que incorpora una rótula de corte a la mitad de su altura, en su orientación lateral de las deformidades.

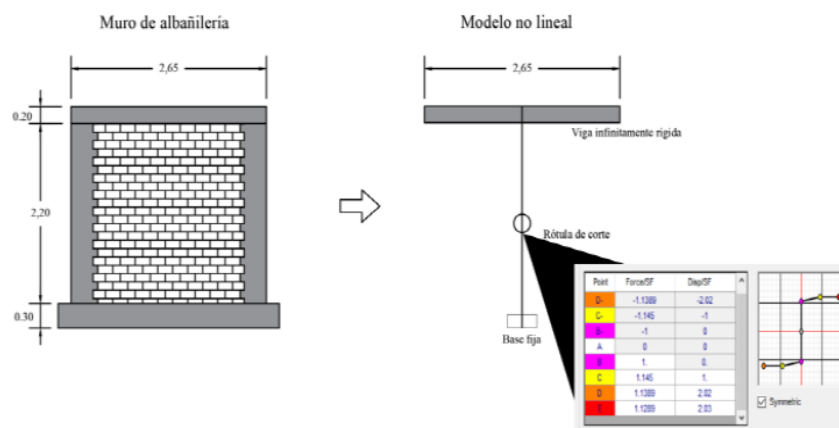


Figura 24. Modelo no lineal para muro de albañilería
Tomada de Gonzales, Aguilar y Huaco, 2020 (21)

b.2. Modelo de formulación de fibra

Este modelo distribuye la plasticidad relacionada con las secciones transversales de los elementos que presentan integraciones numéricas, a lo largo de su extensión, se definen como tipos de material uniaxial para obtener la característica de deformación por tensión axial histerético no lineal en las secciones transversales. Las secciones planas siguen siendo un supuesto plano, donde las fibras se constituyen numéricamente sobre la sección transversal para conseguir

tensiones resultantes como la fuerza y los momentos axiales versus fuerzas incrementales momento-curvatura y fuerza axial-deformación. Los parámetros de la sección transversal son integrados numéricamente en las diferentes partes a lo largo de su longitud, usando funciones de desplazamiento o interpolando dichas fuerzas (Spacone, 1996). (31)

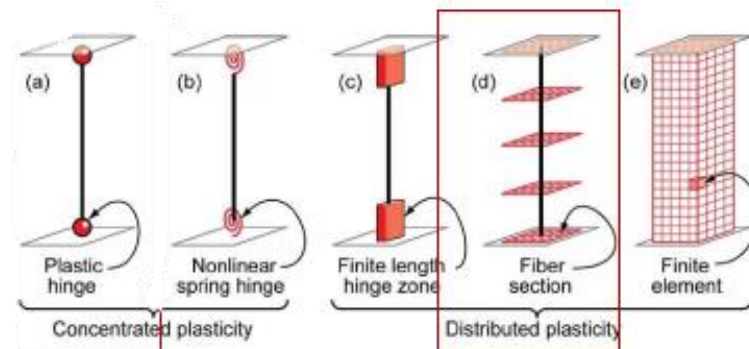


Figura 25. Diagrama Fuerza Axial – Curvatura y Ductilidad de sección en flexo – compresión
Tomada de National Institute of Standards and Technology, NIST,2010 (32)

El modelo de formulación de fibra distribuida en su mayoría no informa sobre las rotaciones de bisagras plásticas, muy por el contrario, informan sobre deformaciones de fibras de la sección transversal de acero y hormigón. Estas deformaciones se darán de manera silenciosa el cual se caracteriza por su sensibilidad al momento, longitud del elemento, método de integración y los parámetros de endurecimiento. Si hacemos una comparación entre dichos criterios de aceptación y demandas de deformación con los modelos de bisagra concentrados, el modelo que informa detalladamente es el criterio de aceptación. Por ello, si comparamos el modelo de rótulas con comportamiento de plasticidad concentrada versus las rótulas de modelo de formulación de fibra ambos difieren en el proceso gradual que existe entre el rango elástico y plástico de cada sección. Se puede observar con más detalle en la Figura 26, la representación del modelo de formulación de fibra de una sección de concreto reforzado.

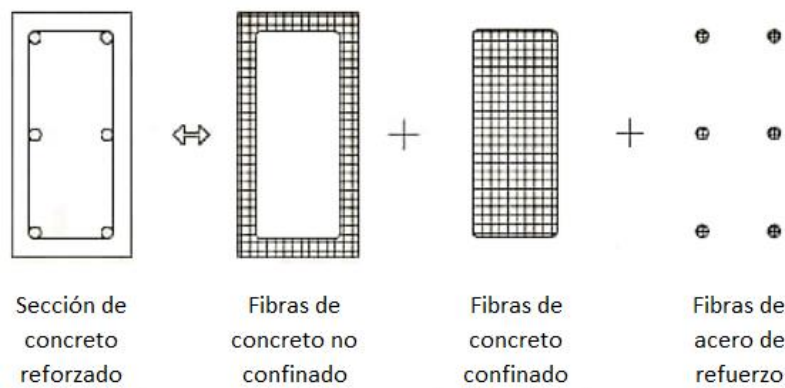


Figura 26. Modelo de plasticidad por fibras
Tomada de Repuello, 2019 (33)

2.2.2.7. Capacidad estructural

a) Curva de capacidad

A través de la resistencia y deformación máxima de los componentes individuales se calcula la capacidad de la estructura. Pero determinar esas capacidades fuera del límite elástico, es indispensable en el análisis estático no lineal (Pushover); debido a ello, en este procedimiento se aplica una serie de análisis elásticos secuenciales, que se superponen para aproximarse a una gráfica designada como curva de capacidad. En donde dicha representación explica que el eje de las abscisas se localiza el desplazamiento en el último nivel y en el eje de las ordenadas la fuerza cortante en la base.

La curva de capacidad se construye generalmente para representar la respuesta del primer modo de la estructura, evaluando el modo fundamental de vibración como respuesta predominante. Considerando en periodos menores a 1s para las estructuras e incluso bajo la influencia de los modos más altos en vibración.

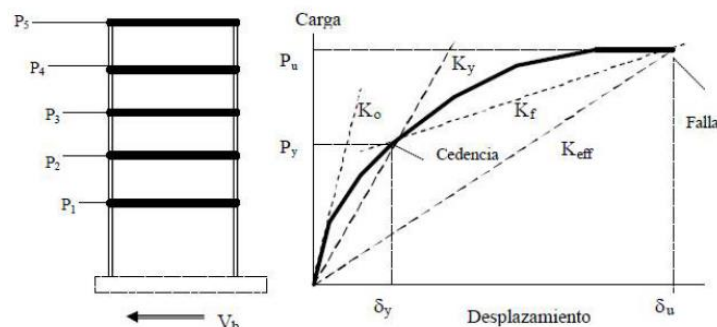


Figura 27. Curva de capacidad para el análisis Pushover
Tomada de Hernandez, 2017 (34)

La estructura bajo un patrón de cargas laterales F_i que se incrementan de manera monótonica logrando hasta que la estructura alcance su capacidad máxima, agrietamiento, cedencia, fallos, estados de límite de servicio así mismo como las deformaciones y cortantes de la estructura pertenecientes a la estructura.

b) Representación bilineal de la curva de capacidad

Para estimar el espectro de demanda reducido usando la representación bilineal de la curva de capacidad. Primero es indispensable situar los siguientes puntos: el de cedencia y agotamiento de la capacidad de la estructura. Sin embargo, estos puntos hasta el momento no han encontrado una aprobación para ser definidos en la comunidad internacional. Empero se han propuesto diversos espectros que abarcan los desplazamientos límites y dúctiles, descritas a continuación:

La distancia de cedencia el cual se define como:

- ✓ Vértice de encuentro de la rigidez tangente inicial versus la resistencia nominal
- ✓ Intersección de la rigidez secante a través de la primera cedencia
- ✓ El desplazamiento último el cual se puede definir como: la distancia correspondiente a la resistencia pico
- ✓ La distancia correspondiente al 20 % o 50 % de la resistencia pico o nominal
- ✓ La distancia en la fractura inicial del refuerzo transversal
- ✓ Para obtener la representación bilineal a partir de la curva de capacidad, describiremos los siguientes pasos:

Paso 1: Determinar el desplazamiento ultimo D_u y el correspondiente al valor de la cortante en la base V_u , al que es capaz de llegar la estructura antes que empiece el mecanismo de colapso. Estos datos definen el punto B de la Figura 28.

Paso 2: Calcular del área bajo la curva de capacidad A_{curva} , utilizando un método de integración (regla de los trapecios).

Paso 3: Estimar el cortante basal de cedencia (paso 1), se elige arbitrariamente y se redefine mediante un proceso iterativo que iguala las áreas bajo la curva real A_{curva} y la curva bilineal idealizada $A_{bilineal}$.

Paso 4: Calcular la pendiente inicial K_e^i de la curva bilineal. Se obtiene uniendo, una línea recta, el origen O y el punto sobre la curva de capacidad real con un cortante basal igual a $0.60 V_y^i$ (Ver Figura 28).

- A partir de los datos del análisis Pushover, se determina el desplazamiento $D_{0.6}^i$ correspondiente a una cortante basal igual a $0.60V_y^i$
- La pendiente K_e^i corresponde a la rigidez lateral efectiva de la estructura y se calcula mediante la expresión.

$$K_e^i = \frac{0.6 V_y^i}{D_{0.6}^i} \quad (8)$$

Paso 5: Calcular la distancia de cedencia D_y^i , a partir de la siguiente ecuación:

$$D_y^i = \frac{V_y^i}{K_e^i} \quad (9)$$

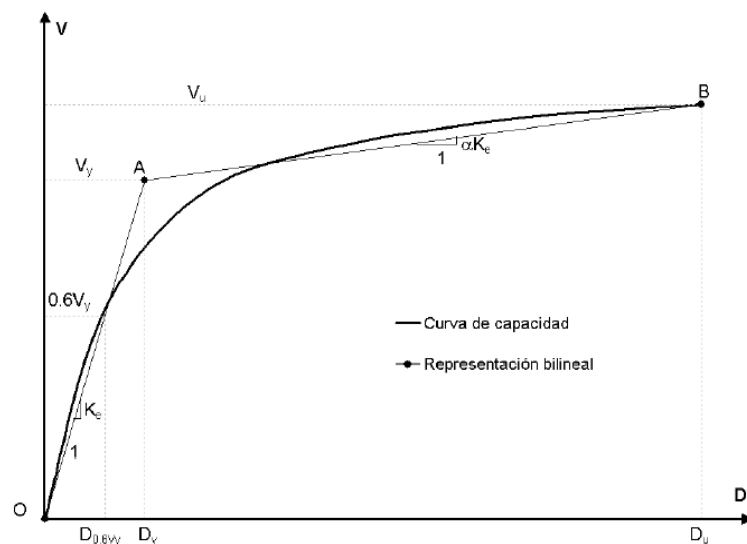


Figura 28. Representación bilineal de curva de capacidad
Tomado del Código Comité Visión 2000, capítulo 3, 1995 (17)

En la Figura 28, se visualizan dos puntos A y B, de las cuales el punto A ($A = V_y^i$) y el punto B ($B = D_y^i$)

Paso 6: Definir la curva bilineal. Este procedimiento se realiza en función a las rectas OA, y OB (Figura 28).

Paso 7: La rigidez de la estructura en función al coeficiente reductor (α) cuando éste se encuentre después de la cedencia, se calcula con la posterior ecuación:

$$\alpha^i = \frac{\frac{Vu}{V_y^i} - 1}{\frac{Du}{D_y^i} - 1} \quad (10)$$

Paso 8: Calcular la superficie que se ubica debajo de la curva bilineal OAB, $A_{bilineal}$

Paso 9: Con la posterior ecuación se halla el margen de error “ ε ” que aparece en la representación bilineal:

$$\varepsilon = \frac{A_{curva} - A_{bilineal}}{A_{curva}} * 100 \quad (11)$$

Se realiza un procedimiento iterativo, con la condición de que el margen de error supera el nivel de tolerancia ya establecido, descrito a continuación:

- Calcular el nuevo valor de la cortante basal de cedencia

$$V_y^{i+1} = V_y^i * \frac{A_{curva}}{A_{bilineal}} \quad (12)$$

- Posterior a ello repetir los pasos establecidos desde el orden 4 a 8 con el nuevo valor de V_y^{i+1}

2.2.2.8. Desempeño sísmico alcanzado

a) Punto de desempeño

Desarrollada con la metodología del coeficiente de desplazamiento con la normativa (ASCE/SEI 41-17), donde el punto de desempeño está en función a una igualdad de desplazamientos aproximados con una versión modificada, a través,

de un proceso numérico directo. Cuando suceden movimientos sísmicos, la estructura se encuentra sometida a diversas fuerzas sísmicas, por ello, el punto de desempeño es fundamental, debido a que nos posibilita comprender mejor el comportamiento estructural.

- Procedimiento para evaluar el punto de desempeño

Se conservan normas vigentes, donde se encuentran diferentes metodologías de análisis estático no lineal para propósitos como: diseñar nuevas estructuras, restituir estructuras existentes, pérdidas sísmicas y un análisis de vulnerabilidad.

La presente investigación hará uso del procedimiento del coeficiente de desplazamiento, considerando la norma ASCE/SEI 41-17, descritos a continuación:

- Procedimiento del coeficiente de desplazamiento para hallar el punto de desempeño
- ✓ Se da en función a una igualdad de desplazamientos aproximados con una versión modificada, a través, de un proceso numérico directo. El procedimiento del método según la norma ASCE/SEI 41-17 es la siguiente:

Paso 1: Representación bilineal de la curva de capacidad descrito en el ítem B

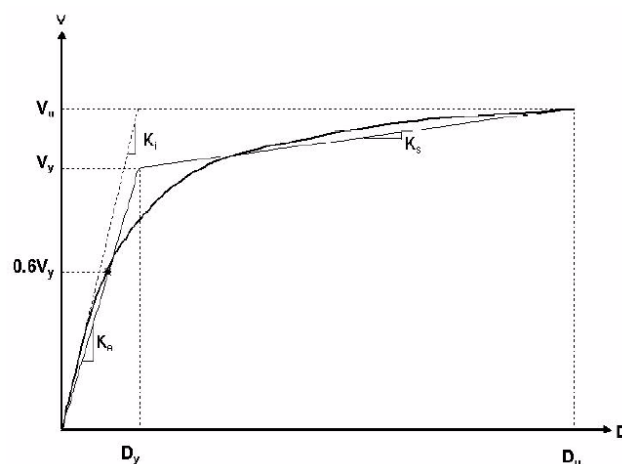


Figura 29. Representación bilineal de la curva de capacidad (MCD)
Tomado del Código Comité Visión 2000, capítulo 3, 1995 (17)

Paso 2: Cálculo del periodo fundamental efectivo T_e , con la siguiente ecuación:

$$T_e = T_i * \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (13)$$

Donde:

T_i = *Periodo fundamental elástico*

K_i = *Rigidez lateral elástica*

K_e = *Rigidez lateral efectiva de la estructura en la dirección considerada*

Paso 3: Cálculo del punto de desempeño

A partir del nivel de cada piso se calcula el desplazamiento con la siguiente ecuación:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (14)$$

Donde:

S_a = *Respuesta aceleración del espectro*

g = *aceleración de la gravedad*

Existen factores de modificación que se redactan a continuación:

C_0 = Factor de modificación para relacionar la distancia espectral de un sistema que presenta 1GDL versus la distancia del techo con un sistema que presenta diversos grados de libertad. Se usa el primer factor de participación de masa multiplicado por la ordenada, todo ello en función al primer modo, ubicado en el nodo de control, para ello se toma en cuenta la siguiente Tabla 8.

Tabla 8. Valores del factor modificador C_0

VALORES PARA EL FACTOR DE MODIFICACIÓN C_0			
NÚMERO DE NIVELES	EDIFICIOS CORTOS		OTROS EDIFICIOS
	Patrón de carga triangular (1.1, 1.2, 1.3)	Patrón de carga uniforme (2.1)	Cualquier patrón de carga
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
+ 10	1.3	1.2	1.5

Tomado del ASCE/SEI 41- 17. Capítulo 7, 2017, p.75 (35)

Se utilizará la interpolación lineal para calcular los valores intermedios. En los edificios se presenta que, para todos los pisos, la deriva del piso disminuye al aumentar la altura

C_1 = Factor de modificación para relacionar desplazamientos máximos en un rango inelástico con propiedades histeréticas versus los desplazamientos calculados en el de la respuesta elástica en el rango lineal para periodos inferiores a 0.2s, no es necesario tomar C_1 como mayor que el valor en $T=0.2s$, para periodos superiores a 1s $C_1= 1.0$, se calcula a partir de la siguiente ecuación:

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{aT_e^2} \quad (15)$$

Donde:

a = Factor de clase de sitio

Clase de sitio A o B = 130

Clase de sitio C = 90

Clase de sitio D, E o F = 60

T_e = Periodo fundamental efectivo del edificio (s)

$\mu_{strength}$ = Relación entre la demanda de resitencia elástica y el coeficiente de resistencia a la fluencia, calculado con la siguiente ecuación:

$$\mu_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} * C_m \quad (16)$$

Donde:

V_y = Límite elástico del edificio

W = Peso sísmico efectivo

C_m = Factor de masa efectivo, en función a la Tabla 9

Tabla 9. Valor del factor modificado C_m

NUMERO DE PISOS	PORTICOS DE MOMENTO DE HORMIGON	MURO CORTANTE DE HORMIGON	CONCRETO COLUMNA-VIGA	PORTICOS DE MOMENTO DE ACERO	PORTICOS DE ACERO ARRIOSTRADO CONCENTRICAMENTE	ESTRUCTURA DE ACERO ARRIOSTRADA EXCENTRICAMENTE	OTROS
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 mas	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 en consideración es mayor que 1.0s.

Tomado del ASCE/SEI 41-17. Capítulo 7, 2017, p.72 (35)

C_2 = Factor de modificación para interpretar el efecto del perfil de histéresis, la degeneración cíclica de la rigidez y el desgaste de la resistencia sobre la respuesta de distancia máxima, para tiempos superiores a 0.7 s, el $C_2 = 1.0$, se usa la siguiente ecuación:

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{\mu_{strength} - 1}{aT_e^2} \right)^2 \quad (17)$$

Modelo de simulación

- **Secuencia para el desarrollo del estudio**

En el software ETBAS V.19, se desarrollará el modelado de la estructura en función de los números obtenidos, para realizar la evaluación del desempeño sísmico con base empotrada y flexible, que está en función de la interacción de suelo – estructura.

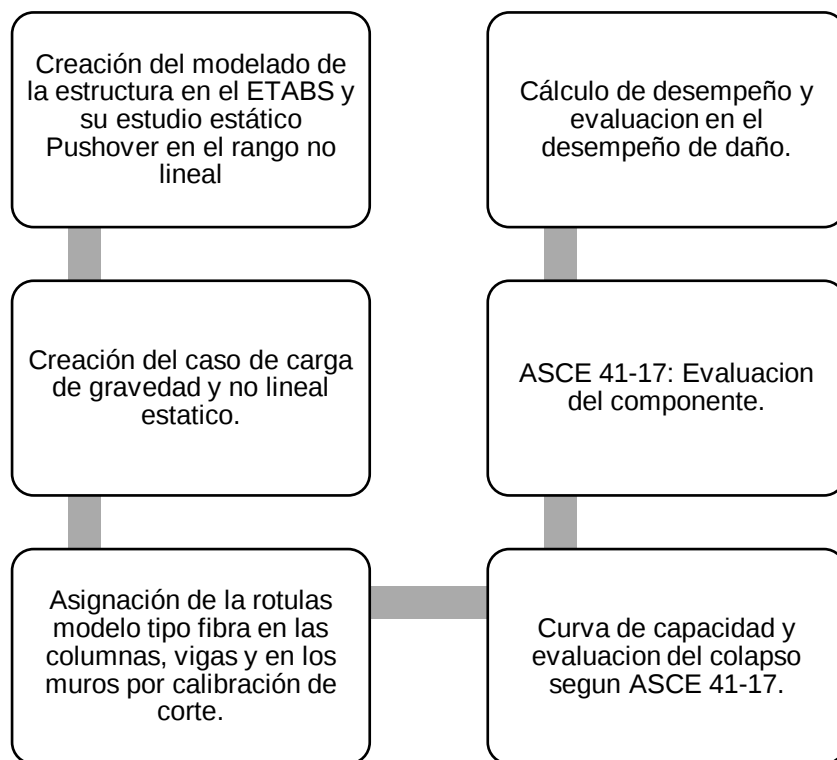


Figura 30. Secuencia lógica para la recolección de datos

2.3. Marco referencial

2.3.1. Definición de términos básicos

a) Curva de capacidad

Gráfica que relaciona la fuerza de carga lateral versus desplazamiento lateral localizado al final del nivel de piso. Por ello, al obtener dicha curva permite reconocer la capacidad última y de fluencia de la estructura. Donde la estructura no llega al colapso, debido a que, resiste desplazamientos forzados por el sismo severo, a pesar de superar su resistencia. Se usa metodologías de estudios no lineales para hallar la capacidad en el rango no lineal. (36 pág. 24)

b) Espectros

Al graficar en el plano cartesiano, las abscisas representan la frecuencia y/o periodo de la edificación y las ordenadas se colocan la respuesta computada para diversos componentes del amortiguamiento. En la que dicho grafico elabora una acción dinámica en estructuras que presentan un grado de libertad. (37 pág. 1)

c) Mecanismo de falla

Se relaciona con el mal desempeño del elemento estructural en una función específica de diseño, siendo una condición no deseada. De forma global no ocasiona colapso o destrucción. (38 pág. 1)

d) Momento curvatura

Aplicación de cargas crecientes que generan deformidad en cada sección de viga o columna en su ángulo de giro. (39 pág. 14)

e) Rótula

Representado a través del gráfico momento versus curvatura para cada sección que conforma la estructura, son elementos que se colocan en los puntos donde la capacidad fue superada, incluyendo su diagrama histéresis. (28 pág. 24)

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1. Método y alcances de la investigación

3.1.1. Método de la investigación

En la universalidad de conocimientos que genera una inquietud en la investigación y en función al rango de aquellas condiciones, la presente reminiscencia se basó en el método científico. (40 pág. 6)

3.1.2. Alcances de la investigación

3.1.2.1. Tipo de investigación

Es aplicada el tipo de investigación desarrollada, a razón de que en la indagación se tiene en cuenta un solo proceso: el cual es convertir todo conocimiento plasmado en teorías a conocimientos aperiódicos para la sociedad, por lo que el desarrollo de esta investigación será plasmado como base para las futuras investigaciones, que tengan un propósito similar a la presente documentación. (40 pág. XXIV)

3.1.2.2. Nivel de investigación

Para la publicación, se valora un nivel de investigación descrito a continuación:

Descriptivo: el propósito es recoger información de modo separado a cerca de las variables y/o conceptos, mencionando principales propiedades y atributos del elemento en aplicación. (40 pág. 92)

3.2. Diseño de la Investigación

En la presente tesis, se aborda un proyecto no experimental, de clasificación transversal. (40 pág. 163)

3.3. Población y muestra

3.3.1. Población

La demografía en este trabajo de indagación es la Institución Educativa “Francisco Bolognesi - N°31550”, considerada como edificación esencial.

3.3.2. Muestra

El muestrario en este trabajo de estudio es el “Pabellón D” de la Institución Educativa Francisco Bolognesi - N°31550, compuesto por un sistema estructural de concreto armado de pórticos en la dirección “X-X” y albañilería confinada en la dirección “Y-Y”.

3.4. Técnica e instrumento de recolección de datos

3.4.1. Técnica

Teniendo en mente el concepto, se propondrá la técnica de la recolección documental, observación inmediata y visual:

- **Recolección documental:** Se seleccionó el expediente técnico de la I.E “Mejoramiento de los servicios de educación primaria de la I.E. 30155 Francisco Bolognesi, distrito de Chilca, provincia de Huancayo – Junín”.
- ✓ **Documentos escritos:** Se solicitó los documentos de carácter técnico de la Institución Educativa “Francisco Bolognesi - N°31550” a la entidad respectiva, específicamente del pabellón “D” de dicha infraestructura, dichos documentos nos brindarán detalles valiosos sobre la composición estructural, especificaciones técnicas, propiedades específicas de los elementos utilizados, representaciones de la edificación y otros datos importantes para el progreso del estudio.

- ✓ Documentos gráficos: Planos del pabellón “D” de la Institución Educativa Francisco Bolognesi - N°31550 y pruebas de laboratorio.
- **Observación visual:** Se ejecutó una inspección a la institución educativa en la que se pudo presenciar la existencia de fallas (fisuras o grietas) que perjudican directa o indirectamente a los elementos componentes de la estructura.
- **Observación inmediata:** Ese tipo de observación se caracteriza por ser individualizada y directa, en la que se usara como herramienta a diversos programas computacionales, uno que se caracterice por poseer la resolución compuesta para el estudio estructural y el diseño, por ello se propone el conocido software ETABS V.19.

3.4.2. Instrumento

Teniendo en cuenta el concepto se utilizará los siguientes instrumentos:

- ✓ Norma SEAOC & ASCE 41-17: Empleada para realizar el estudio estático Pushover en el rango no lineal, a través del punto de desempeño, el desarrollo de la curva de capacidad, así como el cálculo de la ductilidad.
- ✓ Software ETABS: Empleada para ejecutar el modelado de la edificación y determinar otros conceptos en estudio para hallar el punto de desempeño sísmico.
- ✓ Microsoft Excel: Netamente para hojas de cálculo.

3.5. Validez y confiabilidad

3.5.1. Validez

Se presentará la documentación sujeta a los lineamientos del Comité VISION 2000 (SEAOC), así mismo bajo el procedimiento ASCE 41-17 y códigos ACI 318-19, para la presente investigación.

La veracidad de la información que se encuentra dentro del expediente técnico es conforme ya que cumple con todas las medidas que solicita las diversas normas que rigen la ejecución de un proyecto, acorde a estas se ejecutó la construcción de la institución educativa, con el fin de ser utilizado en el desarrollo de esta investigación.

3.5.2. Confiabilidad

La actual investigación presenta un nivel de credibilidad en el desarrollo aceptable, debido a que toda la información obtenida del expediente técnico es viable y verificable bajo los lineamientos que caracterizan la documentación que se especifica en el expediente técnico.

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS Y EVALUACIÓN DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE

4.1. Estructura a estudiar

4.1.1. Ubicación

La ubicación del área a intervenir es la siguiente:

- Región : Junín
- Provincia : Huancayo
- Distrito : Chilca
- Área : Urbano
- Sector : Sd - 10
- Zonificación: R3 - A (residencial densidad media) compatible con educación

4.1.2. Localización

La intervención se realizará en las intersecciones de la Av. Arterial y Jr. José Pardo, en un terreno perteneciente a la Dirección de Educación Junín (DREJ-Huancayo), en donde actualmente funciona la institución educativa antes mencionada, siendo los límites urbanos del proyecto los siguientes:

- Frente: 24.73 ml, 8.49 ml, 7.79 ml, 7.91 ml, 4.22 ml, con el Jr. José Pardo.
- Fondo: 11.33 ml, 3.57 ml, 3.64 ml Con Jr. Mariscal Castilla.
- Derecha: 6.31 ml, 35.50 ml, 3.37 ml, 43.19 ml. Con propiedad de terceros.
- Izquierda: 20.76 ml, 37.76 ml, 15.78 ml, Con Av. Arterial.



Figura 31. Localización de la zona de estudio
Tomada del Plano de Catastro de Huancayo

4.1.3. Área a intervenir

Se obtiene a partir del levantamiento topográfico, obteniendo lo siguiente:

- $\text{Área} = 2716.37 \text{ m}^2$
- $\text{Perímetro} = 234.35 \text{ ml}$

4.2. Estudios previos

4.2.1. Topografía

La geografía de esta zona en general es llana en un 90 % y ondulada en 10 %, por la presencia de una ligera pendiente hacia el Norte. Las calzadas se encuentran asfaltadas, existen redes de desagüe y redes de electrificación.

4.2.1.1. Levantamiento topográfico

El levantamiento del área a intervenir y sus colindantes se realizó mediante el método poligonal o de triangulación que consiste en colocar el equipo en un punto de estación desde donde se tomaron los puntos periféricos al mismo. El recojo de datos se desarrolló con un instrumento de alta precisión como es la estación Total, que entre otros datos almacena el ángulo horizontal, ángulo vertical, hilo superior, hilo inferior, entre otros datos que los puntos y objetos referenciales hallados dentro y/o colindantes al área a intervenir arrojan.

4.2.2. Estudio de suelos

4.2.2.1. Sismicidad:

La demografía se halla en una región de actividad sísmica, donde es posible el desarrollo de dichos eventos con una intensidad media durante la vida del proyecto, teniendo en consideración los próximos parámetros en función de la Norma E030:

- $P =$
Peso del edificio que carga sobre la estructura y que considera, además de la carga muerta, el 50 % de la carga viva para edificaciones de la categoría A.
- *Factor de zona: Zona 3, con un valor de 0.35*
- *Tipo de suelo: S2 (suelo intermedio)*
- $S = 1.15$
- $U = 1.50$
- $C = 2.50 (T_p/T)$
- $S = 1.15, T_p(S) = 0.6, T_L(S) = 2.0$
- $R = \text{factor de reducción sísmica} = R_x = 8 \text{ y } R_y = 3$

4.2.2.2. Trabajo en campo

La exploración del subsuelo se llevó a cabo para diferentes estudios descritos a continuación:

- **Estudio de capacidad portante**

Se realizó mediante 3 excavaciones a cielo abierto o calicatas, teniendo una profundidad máxima explorada de 3.00 m, suficientes para la realización de ensayos de laboratorio, obteniendo así el perfil estratigráfico en resumen para cada calicata, ver Anexo N°12 a partir de ello, se muestra el cuadro de clasificación granulométrica: *SUCS* y *ASSHTO*, presentando a continuación en cada calicata la cohesión y ángulo de fricción, obtenidos por el estudio de corte directo para evaluar la capacidad portante, como se visualiza en la Tabla 10.

Tabla 10. Capacidad portante de las tres calicatas

CALICATA	CLASIFICACIÓN		NOMBRE DEL GRUPO	COHESIÓN	ϕ	CAPACIDAD PORTANTE
	SUCS	AASHTO				
C - 1	CL	A - 6 (8)	Arcilla ligera arenosa	0.134	15.26	0.75 Kg/cm ²
C - 2	CL	A - 6 (3)	Arcilla ligera con arena	0.140	14.90	0.77 Kg/cm ²
C - 3	CL	A - 6 (9)	Arcilla ligera arenosa	0.122	16.40	0.74 Kg/cm ²

Nota: C-1: Calicata 1; C-2: Calicata 2; C-3: Calicata 3; CL: Arcilla ligera; Φ : Ángulo de fricción
Tomado del Estudio de Mecánica de suelos del Expediente Técnico

4.3. Descripción de la edificación Pabellón “D”

- Sistema estructural: está conformada de elementos estructurales entre vigas y columnas que conforman el pórtico, ubicados en el sentido “X” y en el sentido “Y” por muros de albañilería confinada, de modo que se incorpore los dos sistemas.
- Evaluación y análisis sísmico de las estructuras existentes: el análisis estructural de los de momentos y cortantes se realizó por el método matricial en el bloque con el programa ETABS (Versión 19.1.0), el bloque fue analizado con un modelo tridimensional, con losas infinitamente rígidas.
- Los muros se modelan como columnas anchas, asignando a las vigas como brazos rígidos, llevando así la mayor carga en los muros centrales.
- Las vigas variables son consideradas como vigas rectas, para el modelado sin interferir en el análisis debido a que no trabajan mucho sísmicamente y el momento flector máximo en volado se encuentra al inicio, digamos que la sección que estaría trabajando no linealmente es la parte inicial.
- Se implementaron las normas vigentes como la E.030 y E.060, con el fin de considerar los parámetros para lo cual nuestra investigación esta direccionada.
- Así mismo en el artículo 26, de la norma E.030 para la estimación del peso para la categoría A (Edificaciones esenciales) toma en cuenta un 50% de la carga viva.



Figura 32. Distribución de pabellones de la Institución Educativa "Francisco Bolognesi"
Tomada como referencia del Expediente Técnico y elaborado por los investigadores



Figura 33. Pabellón "D" de la Institución Educativa " Francisco Bolognesi"

4.4. Descripción arquitectónica

El pabellón "D" está conformado por aulas pedagógicas. En el primer piso se contempla la construcción de 02 aulas pedagógicas con un área de 56.95 m² cada una con capacidad para 35 alumnos, en el segundo piso se contempla la

construcción de 02 aulas pedagógicas con un área de 56.95 m² cada una con capacidad para 35 alumnos.

4.4.1. Descripción estructural

4.4.1.1. Propiedades de los materiales

- **Especificaciones**

- ✓ *Concreto armado: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$*
- ✓ *Acero : $Fy = 4,200 \text{ kg/cm}^2$*
- ✓ *Refuerzo: Resistencia fluencia de acero = 4200 Kg/cm²*
- ✓ *Albañilería: $f'm = \frac{65 \text{ kg}}{\text{cm}^2}$, Ladrillo tipo k – k arcilla de (9x13x24 cm)*
- ✓ *Mortero: 1: 4 cemento: arena.*

4.4.1.2. Cargas y combinaciones de carga:

Las cargas verticales se evaluaron conforme a la norma de Cargas E-020 por lo tanto se considera:

- **Cargas**

- ✓ *Sobrecargas: En aulas: 250 kg/m²*
- ✓ *En corredores y escaleras: 400 kg/m²*
- ✓ *En techos: 100 kg/m²*

- **Carga muerta**

Peso propio de los elementos

- ✓ *Elementos de Concreto Armado = 2400 kg/m³*
- ✓ *Muros de Albañilería = 1800 kg/m³*
- ✓ *Losa Aligerada = 300 kg/m³*
- ✓ *Acabados = 100 kg/m³*

- **Carga viva**

Sobrecarga según las Normas de Cargas E.020

- ✓ *Techos = 100 kg/m²*
- ✓ *Aulas = 250 kg/m²*

CAPÍTULO V

DESEMPEÑO SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA

En el vigente capítulo se va a realizar el procedimiento para evaluar el estudio estático Pushover en el rango no lineal de la edificación, a través del método del coeficiente de desplazamientos para hallar el análisis del desempeño sísmico de la edificación, bajo los lineamientos del ASCE 41-17.

Primero, es considerable saber las propiedades mecánicas del concreto, acero de refuerzo y albañilería, con los respectivos detalles de las secciones de las columnas, vigas y muros, para realizar e interpretar las curvas de esfuerzo normal – deformación unitaria. En segundo lugar, crear los casos de cargas estáticas no lineales – Pushover (carga tipo gravitacional no lineal – estudio estático en el rango no lineal para ambos sentidos). Por otro lado, se procederá a asignar la rigidez efectiva para cada elemento estructural, teniendo en cuenta que en la presente investigación se está trabajando con elementos tipo fibra, en función a las consideraciones del ACI 318-19. Para el estudio estático Pushover en el rango no lineal, es importante calcular las cargas incrementales que se aplican a la estructura, así mismo, se explicará acerca de la asignación de rótulas modelo tipo fibra para vigas, columnas y en muros por la metodología de calibración por corte.

Por último, en el presente capítulo se realizará el procedimiento manual para el cálculo del punto de desempeño con el estudio de coeficientes de desplazamiento,

a partir de la curva de capacidad obtenida en el software. En función a la data disponible, los planos de arquitectura, estructuras, especificaciones técnicas de los elementos usados, se ha realizado la idealización de la estructura. En la Figura 34, se presenta el modelado en vista tridimensional de la edificación de dos niveles de la I.E Francisco Bolognesi, pabellón "D", desarrollado en el programa Etabs V.19.

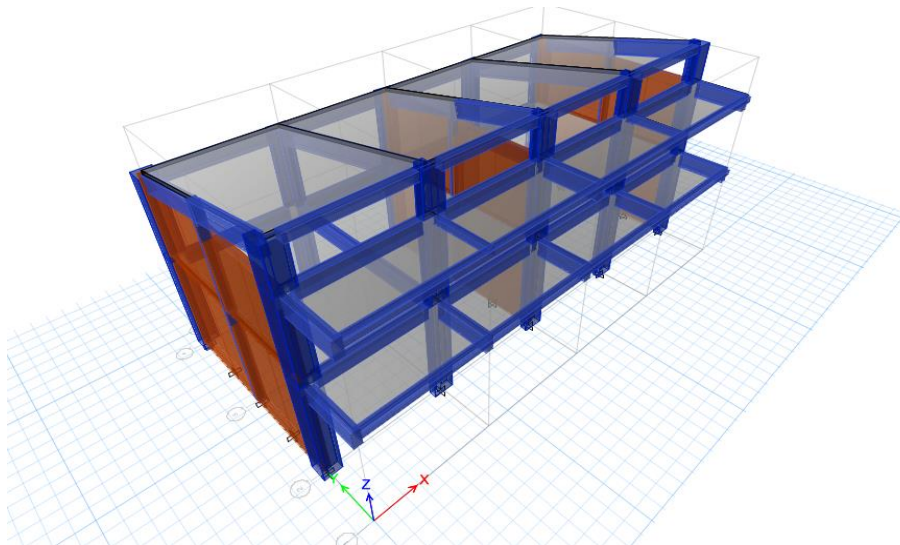


Figura 34. Vista tridimensional del Pabellón "D" de la Institución Educativa "Francisco Bolognesi"
Tomada del modelado realizado en el software Etabs

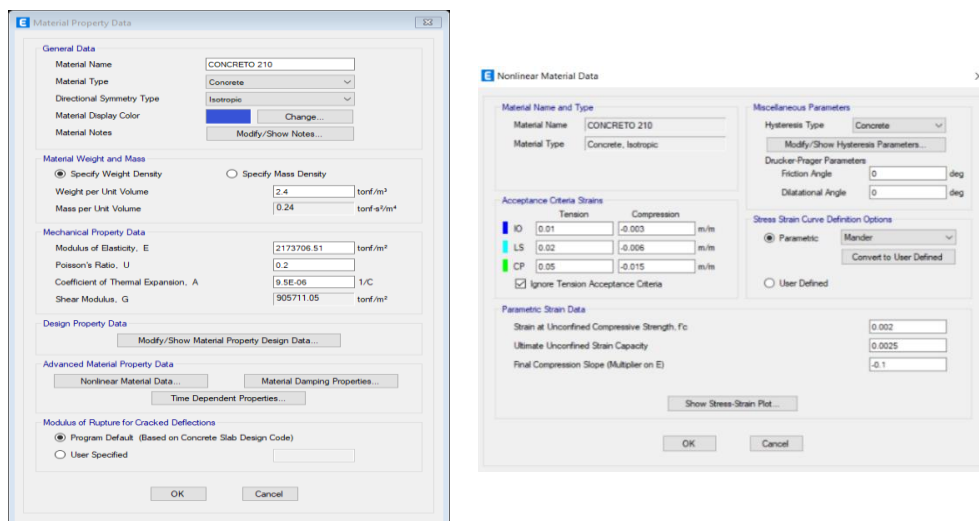
5.1. Consideraciones para el análisis estático no lineal

5.1.1. La no linealidad del material

Se da en función a la matriz de rigidez que depende de los desplazamientos, por ejemplo: una viga sometida a un momento, genera una curva de momento – curvatura, donde presenta deformaciones en la parte superior e inferior, dicha curva posee un rango lineal hasta llegar a un punto de cedencia, donde comienza el rango no lineal, finalizando en una rotación última, a partir de ese instante ya no se considera que el elemento tenga esfuerzo, cuando se toma en cuenta dicha característica es donde se entra a la no linealidad del material.

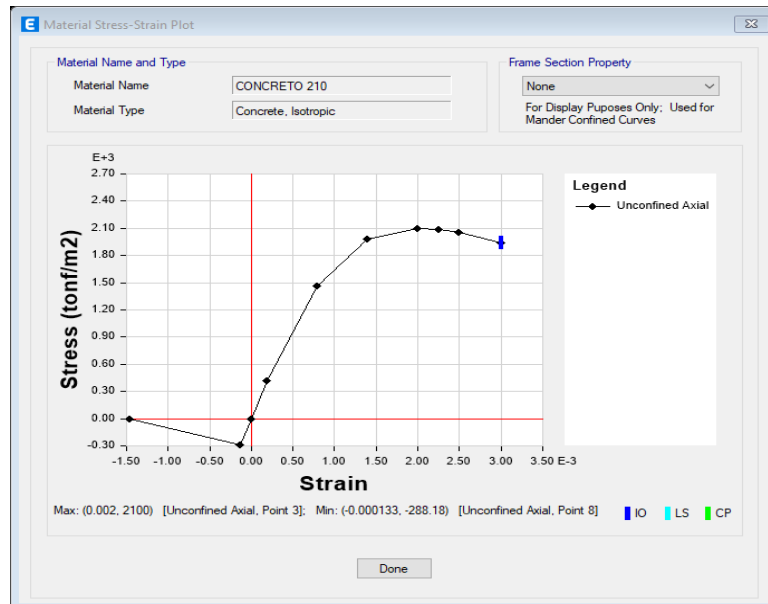
- **Concreto sin confinar**

Material que presenta buena resistencia a la compresión, pero mínima en tracción, lo que restringe su aplicación como material estructural. Para obtener la curva esfuerzo – deformación, se parte del análisis lineal, introduciendo al software los valores del peso volumétrico del concreto, el módulo de elasticidad, el coeficiente de Poisson. A partir de ello se coloca la no linealidad del material, primero se tienen opciones de escoger el tipo de curva de histéresis para ensayos cíclicos de fuerzas reversas, sin tener mayor relevancia en el estudio estático Pushover en el rango no lineal, por ello se elige cualquier opción, sin alterar los resultados, segundo se ignora el cuadro de criterios de aceptación de esfuerzos que se colocan acorde a las deformaciones que pueden tener los elementos estructurales en el caso que se quiera evaluar el nivel de daño, tercero nos centramos en las opciones de definición de curva esfuerzo – deformación, trabajando en función del tipo Mander, debido a que, tiene dos tipos de comportamiento; tanto para un concreto sin confinar y uno confinado, cuarto se toma en cuenta la deformación última del concreto, que según normas internacionales y lineales es de $\varepsilon_{cu} = 0.003$, en el caso de Mander se trabajará con $\varepsilon_{cu} = 0.0025$, por otro lado, la deformidad unitaria relacionada a la resistencia máxima es aproximadamente $\varepsilon_{cm\acute{a}x} = 0.002$, con una pendiente negativa de la curva de 0.1, todos los datos introducidos al software se puede visualizar en la Figura 35.



**Figura 35. Propiedades del concreto sin confinar
Tomada del modelado realizado en el software Etabs**

En la norma peruana E060, en el Capítulo 10 - Flexión y Carga Axial (Ítem 10.2.3), hace mención sobre la máxima deformidad unitaria utilizable del concreto ε_{cu} , sometida a compresión equivalente a 0.003.



**Figura 36. Diagrama desplazamiento-esfuerzo del concreto sin confinar
Tomada del modelado realizado en el software Etabs**

En la Figura 36, se observa el diagrama esfuerzo - deformación con un valor máximo de 0.003 o 3×10^{-3} , cumpliendo así el parámetro máximo validado por la norma peruana E060.

- **Acero de refuerzo**

Debido a que el concreto es un elemento débil en tracción, se emplea la unión al acero de refuerzo para resistir los esfuerzos a tracción, ya que posee gran resistencia a ello, así mismo, el acero ayuda al concreto a soportar los esfuerzos a compresión. Para obtener la curva esfuerzo – deformación, se parte del análisis lineal, introduciendo al software los valores del peso volumétrico del acero y el módulo de elasticidad. A partir de ello se coloca la no linealidad del material, primero se tienen opciones de escoger el tipo de curva de histéresis para ensayos cíclicos de fuerzas reversas, sin tener mayor relevancia en el estudio estático Pushover en el rango no lineal, por ello se elige cualquier opción, sin alterar los resultados, segundo se ignora el cuadro de criterios de aceptación de esfuerzos que se colocan

acorde a las deformaciones que pueden tener los elementos estructurales en el caso que se quiera evaluar el nivel de daño, tercero nos centramos en las opciones de definición de curva esfuerzo – deformación, donde se usa un modelo plástico sin endurecimiento y bilineal, considerando como su capacidad última de fluencia del acero equivalente a 42000 ton/m², dicho valor es introducido al software, considerándose como el valor máximo, dentro de la plataforma de fluencia, siendo conservador con el comportamiento del acero, los datos se pueden observar en la *Figura 37*.

Material Property Data

General Data

Material Name: REFUERZO

Material Type: Rebar

Directional Symmetry Type: Uniaxial

Material Display Color: [Blue Box] Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 7.85 tonf/m³

Mass per Unit Volume: 0.800477 tonf·s²/m⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 20000000 tonf/m²

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.000012 1/C

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data

Material Name and Type

Material Name: REFUERZO

Material Type: Rebar, Uniaxial

Miscellaneous Parameters

Hysteresis Type: Kinematic

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

☐ Parametric ☒ User Defined

Convert to User Defined

User Stress-Strain Curve Data

Number of Points in Stress-Strain Curve: 11

Point Number	Strain	Stress (tonf/m ²)	Point ID
2	-0.04	-42000	-E
3	-0.023333	-42000	-D
4	-0.013333	-42000	-C
5	-0.0021	-42000	-B
6	0	0	A
7	0.0021	42000	B
8	0.013333	42000	C
9	0.023333	42000	D
10	0.04	42000	E

Add Row, Delete Rows, Order Rows, Show Plot...

**Figura 37. Propiedades no lineales del acero de refuerzo
Tomada del modelado realizado en el software Etabs**

Según Otazzi, la deformación unitaria de fluencia del acero (ϵ_y) es equivalente a 0.0021, donde se considera que la plataforma de fluencia del acero grado 60 usualmente adquiere cantidades de entre 2 a 3 veces del valor de ϵ_y , presentando una máxima deformidad a tensión del acero de refuerzo (ϵ_{su}), que no debe sobrepasar de 0.05.

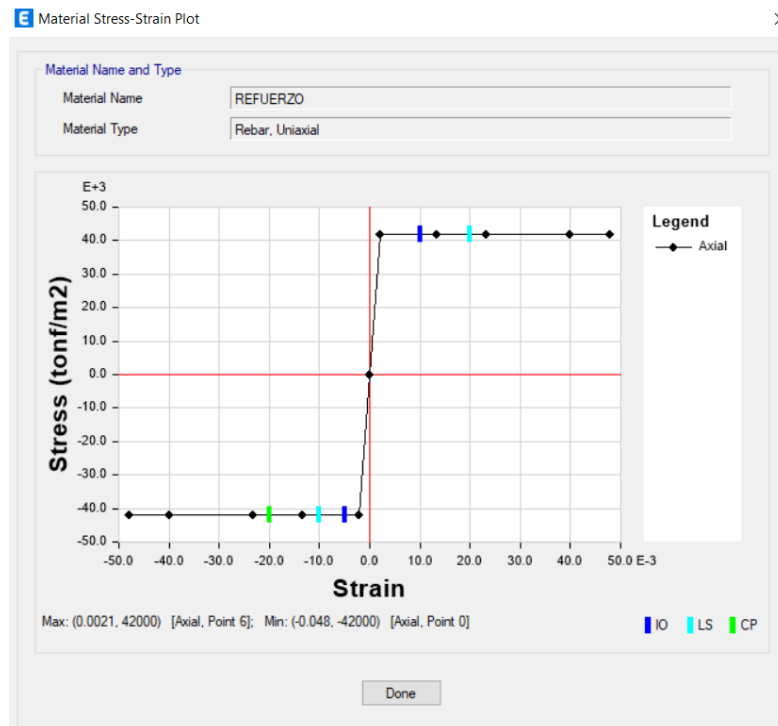


Figura 38. Diagrama de la curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo
Tomada del modelado realizado en el software Etabs

De acuerdo a la Figura 38, se observa que los valores se encuentran dentro del rango indicado en el párrafo anterior, ya que el valor de la deformación máxima del acero no excede el 0.05.

• Albañilería

De acuerdo a la Figura 39, se muestran las características de la albañilería, mostrando valores de la curva las cuales cumplen con los estándares exigidos por la norma peruana E070, en el Capítulo 3 – Componentes de la albañilería, en el artículo 5 (Ítem 5.2.) en la que hace mención acerca de la clasificación para fines estructurales en la Tabla 1 - Clase de unidad de albañilería para fines estructurales, para lo cual el ladrillo IV representa el material que se utilizó, en la que se menciona que dicho tipo de ladrillo presentara un alabeo de 2 mm como máximo sometido a cargas verticales excesivas.

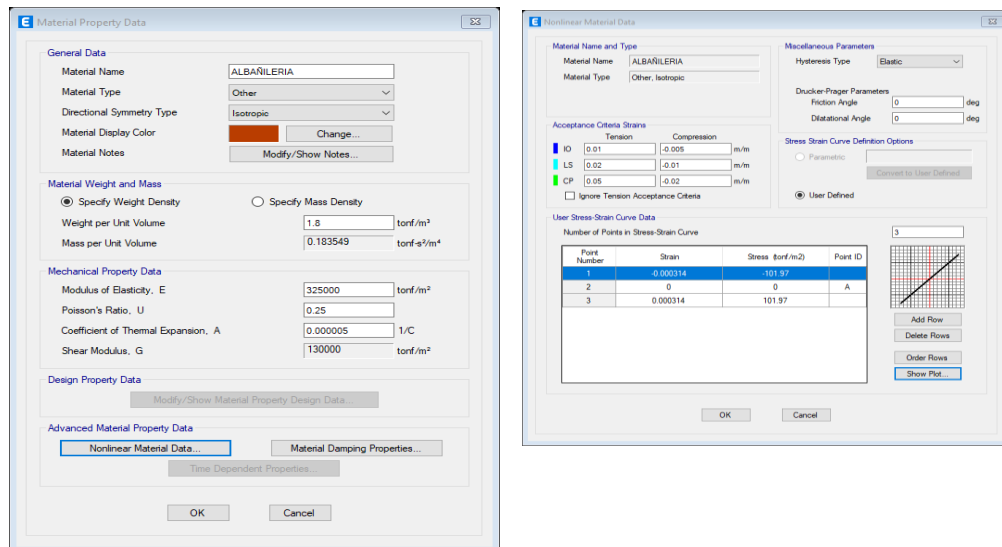


Figura 39. Propiedades no lineales de albañilería
Tomada del modelado realizado en el software Etabs

De acuerdo a la Figura 40, se exhibe el esquema esfuerzo deformación de la albañilería equivalente a 314×10^{-6} , permaneciendo así en un valor de 0.314mm menor a los parámetros en la que muestra un valor de máxima deformación de 2mm, cumpliendo así con los estándares exigidos por la norma peruana E070, en el Capítulo – Componentes de la albañilería, en el artículo 5 (Ítem 5.2.)

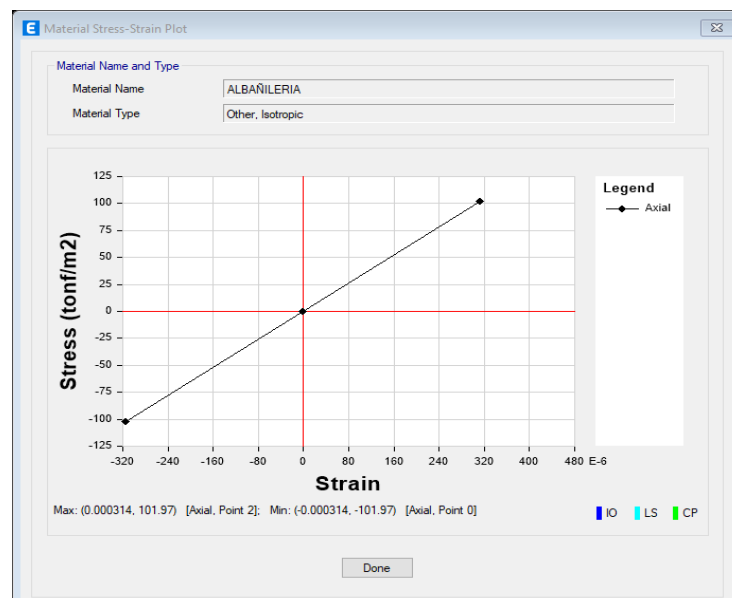


Figura 40. Diagrama de la curva-esfuerzo deformación de la albañilería
Tomada del modelado realizado en el software Etabs

5.1.2. La no linealidad del elemento

Las fuerzas dependen de los desplazamientos, es el caso de la no linealidad del elemento, por ejemplo: un elemento vertical, como la columna que esta solicitado en su extremo por una fuerza horizontal (H) y una carga axial (P), existiendo momentos, al aplicar un sistema de cargas el elemento sufre una deformación (Δ), estando solicitado a un momento, un esfuerzo de corte y la fuerza axial (P), la deformación genera que la fuerza axial ya no se encuentre sobre el eje longitudinal del elemento, existiendo un brazo que produce un momento nuevo, en función de que magnitud llegara a tener el desplazamiento, el momento será más grande produciendo una falla o generando mayor deformación en el elemento, donde existe un ciclo de crecimiento de la fuerza axial (P), es ahí donde deja de ser lineal, porque en función del desplazamiento se induce una fuerza nueva, produciendo la no linealidad del elemento.

- Concreto confinado y no confinado para las columnas

El confinamiento del concreto está en función al refuerzo transversal que rodea al núcleo de una sección, la cantidad de acero transversal nos proporciona el grado de confinamiento, que aumenta la resistencia a la compresión y la capacidad de deformación del concreto. Para ello, se presentan dos modelos: el primero de Kent y Park, que se utiliza para estribos rectangulares o cuadradas, donde la deformación máxima de agotamiento del concreto no debe ser mayor de 0.02, calculándose con la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_{cu} = \frac{0.005 + 0.1 * \rho * f^c}{f^c}$$

A partir de ello, la resistencia a la compresión incluyendo el efecto de confinamiento por los estribos, es la siguiente:

$$f_{cc} = \left(\frac{1 + \rho * f^c}{f^c} \right) * f^c$$

Dicho modelo del concreto utilizado en el análisis, considera el aumento de resistencia a compresión del concreto debido al confinamiento de los estribos, como se observa en la *Figura 41*.

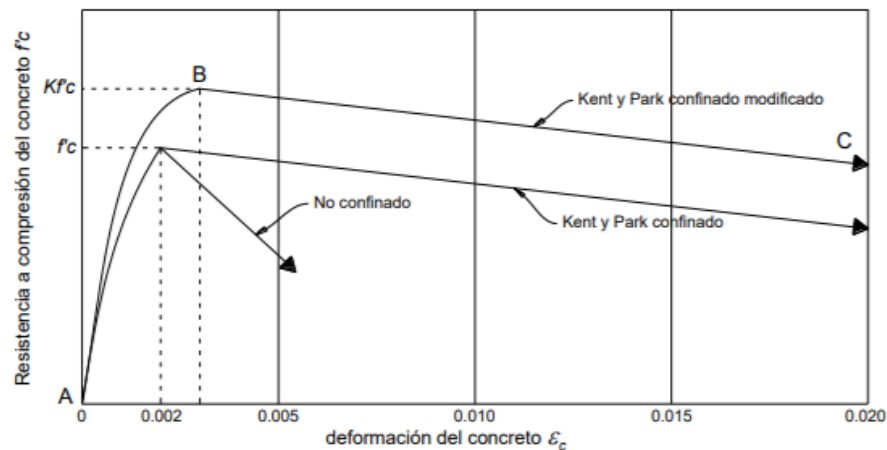
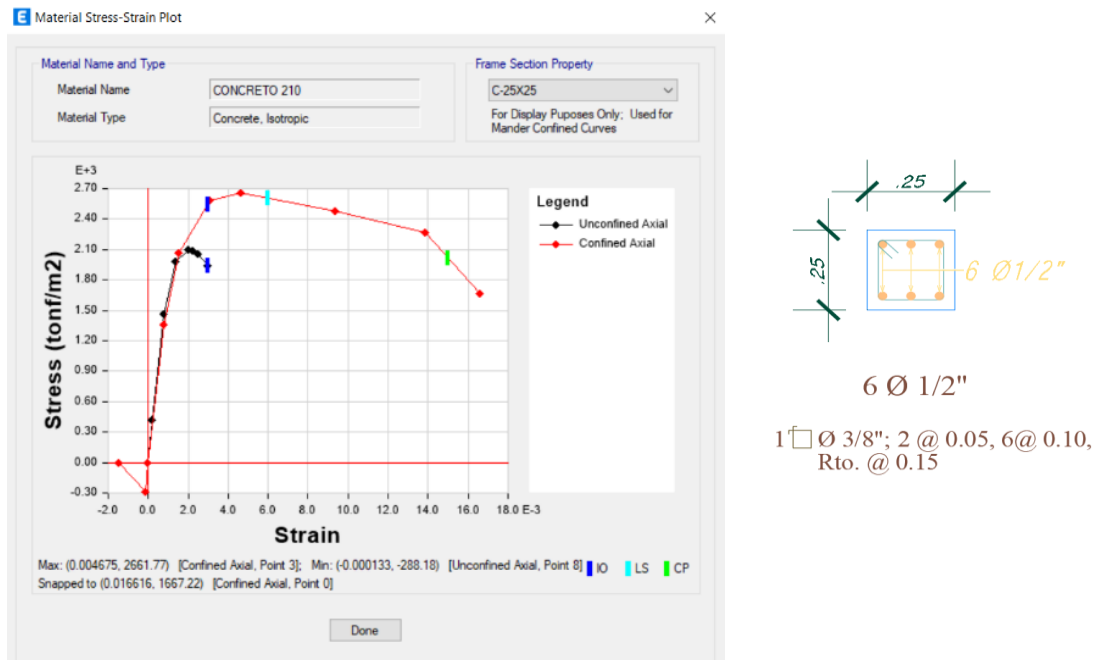


Figura 41. Modelo modificado Kent y Park para la curva de esfuerzo deformación del concreto confinado
Tomada de "Apuntes del curso Concreto Armado 1".2016 (27)

El segundo modelo es el de Mander, asociado por una gráfica de curva continua, donde considera que el confinamiento aumenta la capacidad de deformación del concreto, al fracturarse el refuerzo transversal, se presenta la deformación unitaria última del concreto $\varepsilon_{cu} = 0.003$; por lo tanto, ya no se confina el núcleo de concreto y las deformaciones transversales tienden a ser grandes, ambos modelos se observan en las *Figuras 42 y 43*.

- ✓ Concreto confinado y no confinado modelo de Kent, Park & Mander (C2 – 25 x 25)



**Figura 42. Columna cuadrada C2 de 25 x 25
Tomada del modelado realizado en el software Etabs**

En la Figura 42, se puede observar que la máxima deformación incluyendo el confinamiento de los estribos de la columna es de un valor de 0.017, estando dentro del rango permitido propuesto por el modelo de Kent y Park, debido a que la deformación máxima de agotamiento del concreto no es mayor a 0.02, por otro lado, presenta una máxima deformación unitaria utilizable del concreto ϵ_{cu} , sometida a compresión equivalente a 0.003, cumpliendo con el modelo propuesto por Mander.

- ✓ Concreto confinado y no confinado modelo de Kent, Park & Mander (C3 – 25 x 40)

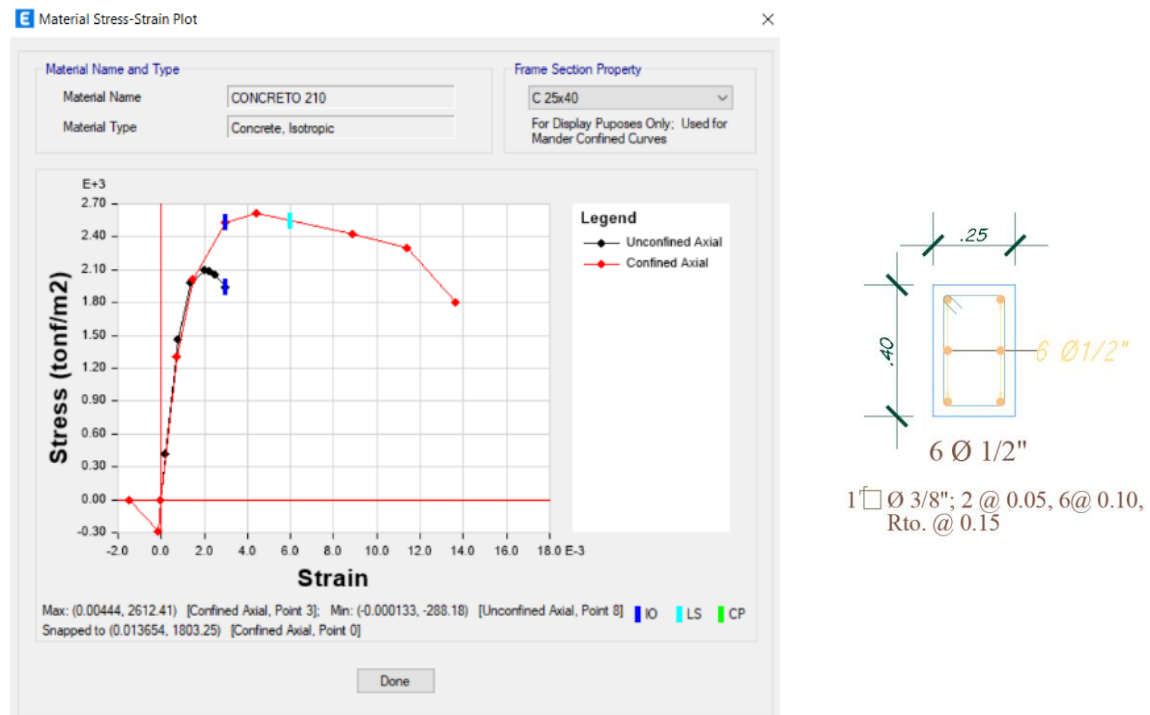


Figura 43. Columna rectangular C3 de 25 x 40
Tomada del modelado realizado en el software Etabs

En la Figura 43, se puede observar que la máxima deformación incluyendo el confinamiento de los estribos de la columna es de un valor de 0.013, estando dentro del rango permitido propuesto por el modelo de Kent y Park, debido a que la deformación máxima de agotamiento del concreto no es mayor a 0.02, por otro lado, presenta una máxima deformación unitaria utilizable del concreto ε_{cu} , sometida a compresión equivalente a 0.003, cumpliendo con el modelo propuesto por Mander.

✓ Concreto Confinado (CL1 – 60 x 25 y CT 70 x 50)

Material con mejor comportamiento que la del concreto sin confinar, presentando un esfuerzo máximo, donde la deformación de falla o rotura aumenta significativamente, el grado de confinamiento está en función a la cantidad de acero transversal, debido a que, se incrementa la resistencia a la compresión y la capacidad de deformación del concreto. Se tomó en cuenta tanto para la columna en L y T, un concreto confinado en su totalidad (Ver Figura 44).

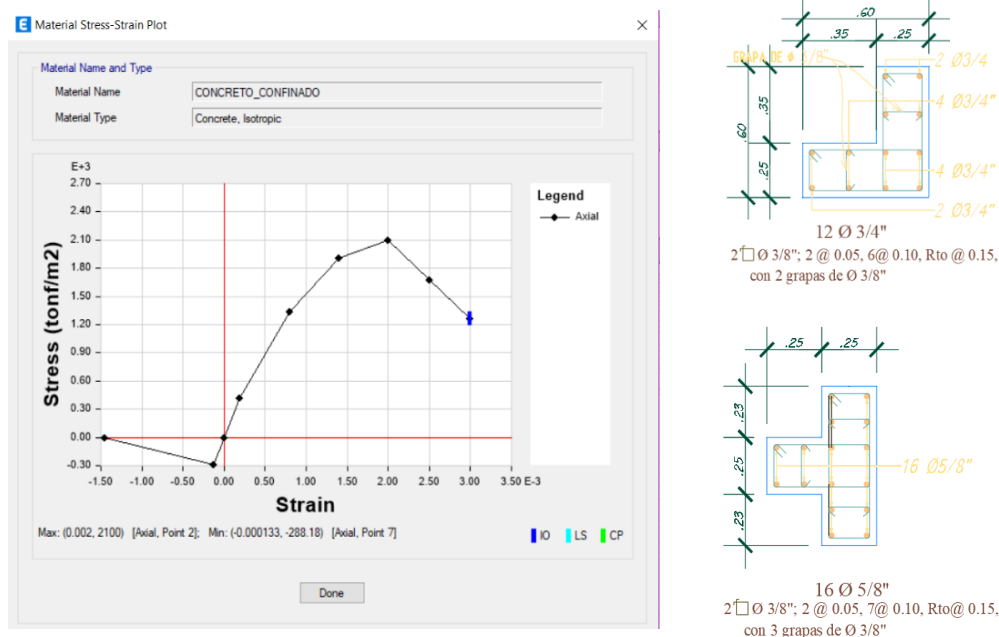


Figura 44. Columna en T y L
Tomada del modelado realizado en el software Etabs

5.2. Creación de casos de carga estáticas no lineales – Pushover

Para dicho procedimiento se toma en cuenta las masas participativas, donde intervienen los factores de los modos fundamentales en ambas direcciones de análisis, presentándose seis casos modales debido a que la estructura es de dos pisos, con 3 GDL por piso, como se observa en la Tabla 11.

Tabla 11. Masas participativas de la estructura

RATIOS MODALES DE MASAS PARTICIPATIVAS														
Caso	Modo	Periodo (s)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	0.3300	0.9300	0.0000	0.0000	0.9300	0.0000	0.0000	0.0000	0.2800	0.0007	0.0000	0.2800	0.0007
Modal	2	0.1200	0.0000	0.9600	0.0000	0.9300	0.9600	0.0000	0.1700	0.0001	0.0200	0.1700	0.2800	0.0200
Modal	3	0.1200	0.0001	0.0200	0.0000	0.9300	0.9800	0.0000	0.0017	0.0010	0.9400	0.1800	0.2800	0.9600
Modal	4	0.0900	0.0700	0.0002	0.0000	1.0000	0.9800	0.0000	0.0000	0.6900	0.0100	0.1800	0.9700	0.9700
Modal	5	0.0500	0.0001	0.0000	0.0000	1.0000	0.9800	0.0000	0.0001	0.0005	0.0002	0.1800	0.9700	0.9700
Modal	6	0.0400	0.0000	0.0100	0.0000	1.0000	0.9900	0.0000	0.1800	0.0029	0.0300	0.3500	0.9700	0.9900

Tomada del modelado realizado en el software Etabs

A partir de los casos modales de la estructura, se determina el modo que se toma en consideración para la aplicación de la carga lateral, en ambas direcciones de estudio. A partir de ello, se obtuvo que en la dirección “X” el primer caso modal, es el modo fundamental con el 93.00 % de la masa participativa mientras que, para la dirección “Y” el segundo caso modal, es el modo fundamental con el 96.00%. Por ende, al realizar el estudio estático Pushover en el rango no lineal se toma en

consideración el caso modal 1, en la dirección “X” y el caso modal 2, en la dirección “Y”.

- **Asignamos el caso carga tipo gravitacional no lineal (CGNL)**

Se centra en las cargas que se presentan en la estructura como: cargas vivas, cargas muertas, de tabique entre otras, que se incluyen en el caso de carga tipo gravitacional. Consideradas como cargas sísmicas, con el siguiente porcentaje $100\% \text{CM} + 50\% \text{CV}$, debido a que es una edificación tipo A, son estas cargas las que posteriormente empujan a la estructura, colocadas en el software como se observa en la Figura 45.

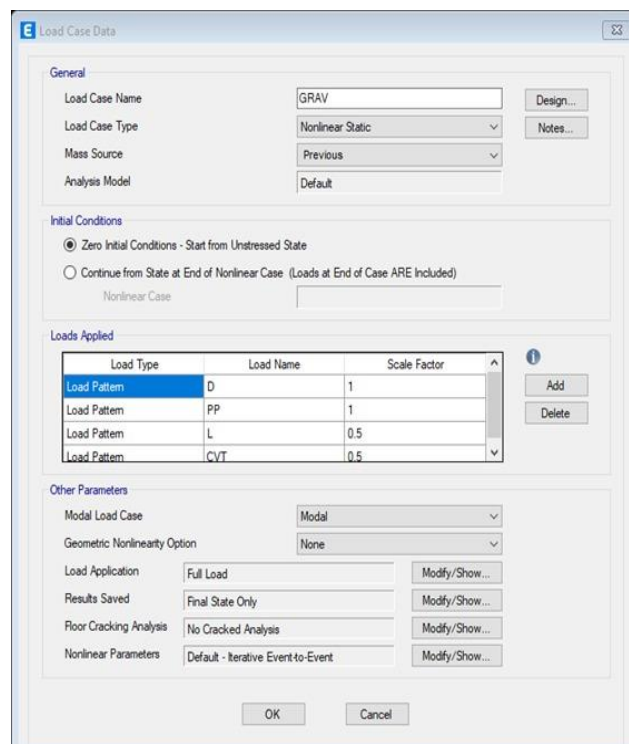


Figura 45. Caso carga tipo gravitacional (CGNL)
Tomada del modelado realizado en el software Etabs

- **Asignamos el caso análisis estático no lineal (AENL), para ambas direcciones de análisis**

Hace referencia a la continuación del estado de cargas caso de gravedad no lineal, a la asignación de un tipo de carga, siendo ésta el caso modo para un estudio estático Pushover en el rango no lineal, dichas cargas cumplen con la función de empujar a la estructura en ambas direcciones de análisis, basado en función a un

control por desplazamiento con respecto a un punto, ese punto se toma en consideración acorde al ASCE 41-17, donde menciona, que el punto de control es el más cercano al centro de masa del último piso, tomando en cuenta la parte más alta por ser el más crítico a una altura mayor.

En dirección X – X: La masa efectiva en dicha dirección se ubica en el modo 1, con un punto de control ubicado en el Join Label 14 y una magnitud de desplazamiento monitoreada máxima de 0.24 m, colocadas en el software como se observa en la Figura 46.

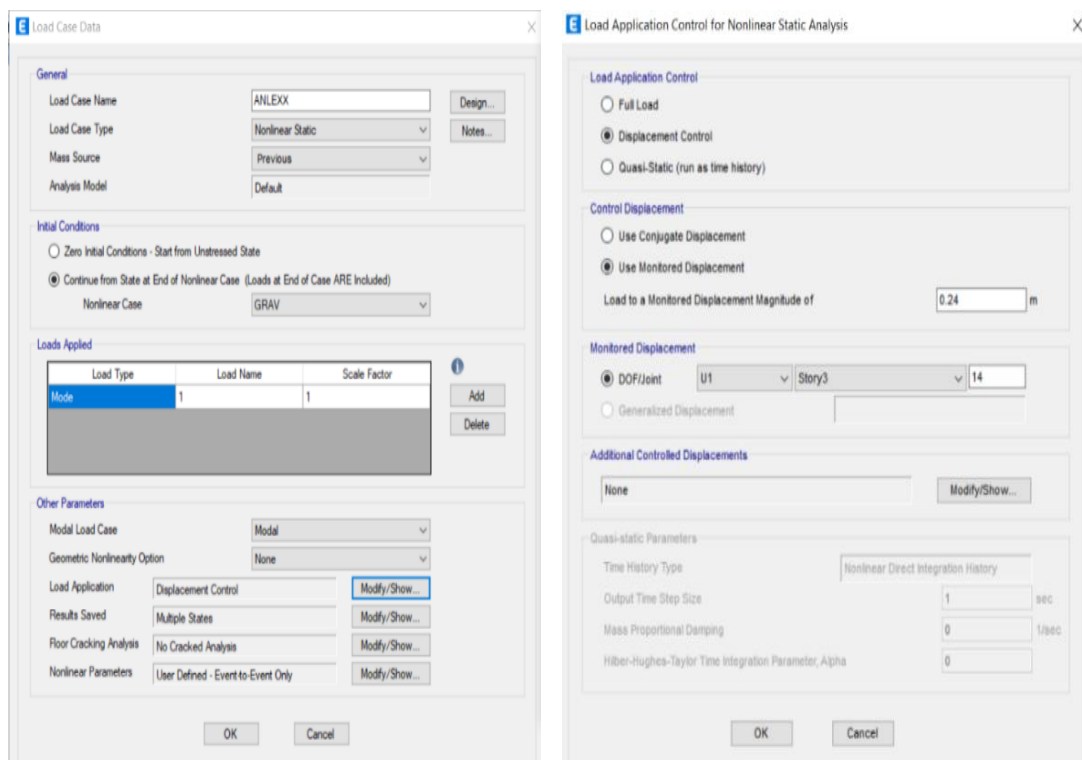


Figura 46. AENL, dirección “X-X”
Tomada del modelado realizado en el software Etabs

En dirección Y – Y: La masa efectiva en dicha dirección se ubica en el modo 2, con un punto de control ubicado en el Join Label 14 y una magnitud de desplazamiento monitoreada máxima de 0.05 m, colocadas en el software (Ver Figura 47).

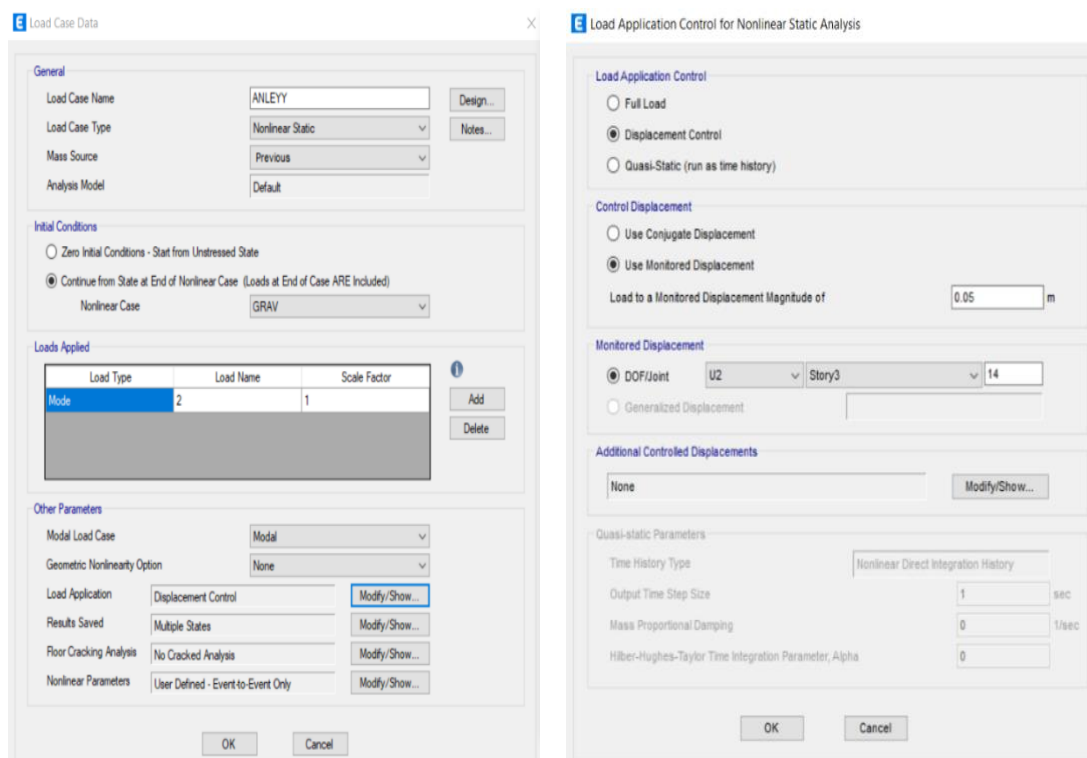
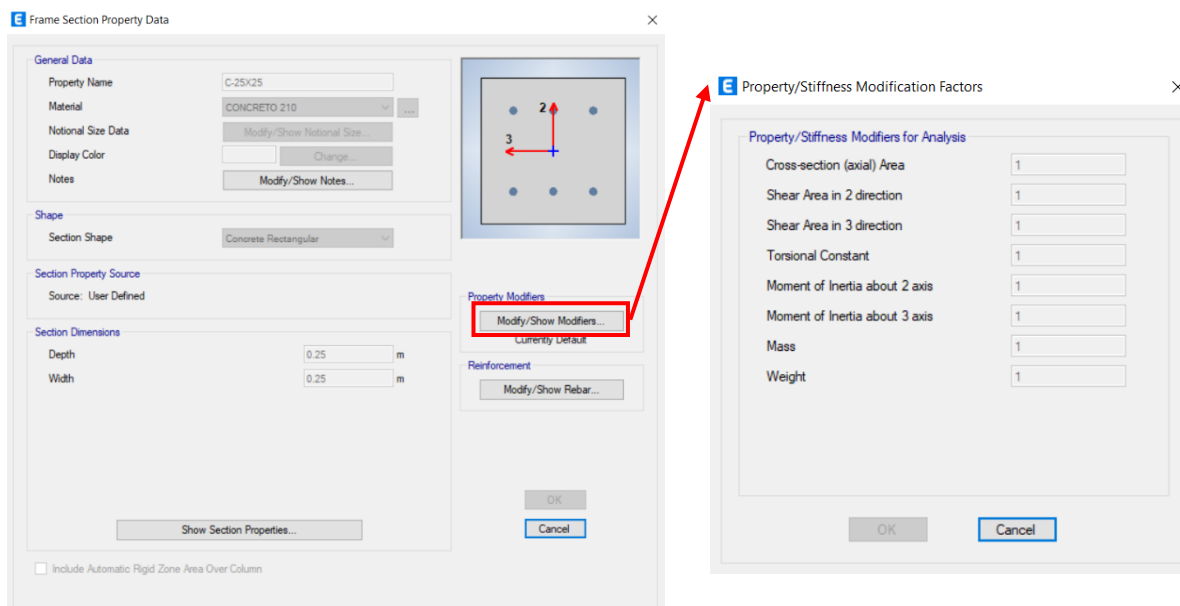


Figura 47. AENL, dirección “Y-Y”
Tomada del modelado realizado en el software Etabs

5.3. Asignación de valores de rigidez efectiva

Para dicho procedimiento se toma en cuenta las consideraciones del ACI 318-19, donde en el apéndice “A” menciona lo siguiente: acerca del estudio no lineal, no es relevante trabajar las rigideces con inercias reducidas, debido a que, en la presente investigación se está trabajando todos los elementos con tipo fibra. Estos elementos trabajan con el diagrama constitutivo, tanto a compresión y tracción, en función a ello se plantean las ecuaciones. No es como una rótula concentrada, que no toma en cuenta el agrietamiento en tracción por parte del concreto, donde se le da, directamente el diagrama de momento – rotación, la fibra no trabaja así, toma en consideración toda la parte completa. Es por ello, que la tabla de rigideces efectivas del ASCE 41-17, no aplica en el estudio, porque ésta es aplicable para rótulas concentradas.



**Figura 48. Valores de rigidez efectiva bajo las consideraciones del ACI 318-19
Tomada del modelado realizado en el software Etabs**

Por ende, al considerarse elementos tipo fibra, se está trabajando la rigidez efectiva para columnas, vigas, losas y muros, con inercias brutas de una sola unidad como se observa en la Figura 48.

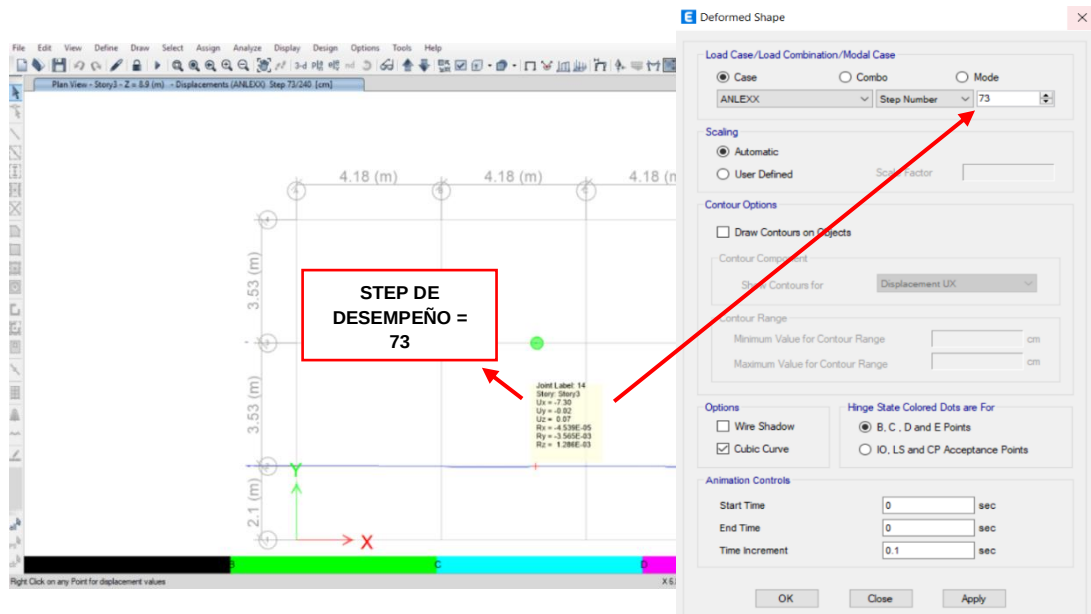
5.4. Patrón de cargas laterales modales

Para el análisis del procedimiento, se está tomando en cuenta el análisis dinámico de la estructura, sus modos de vibración, sus formas.

- Distribución de fuerzas laterales modales en la dirección X – X

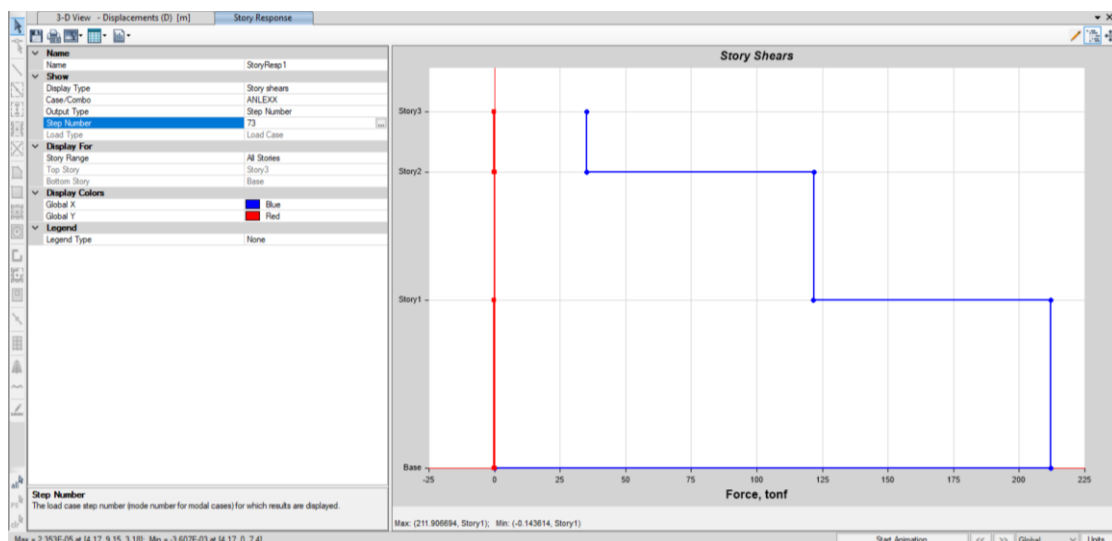
Para el estudio de cargas incrementales del modelo, se trabaja en función a STEPS (pasos y/o fracción de segundo del sismo), donde cada paso genera desplazamientos laterales en la edificación. Por otro lado, evaluando el nivel de desempeño sísmico para un nivel de movimiento sísmico muy raro en la dirección “X - X”, se obtiene que el desplazamiento objetivo es de 7.30 cm, en función de ello, se pasa a ubicar dicho desplazamiento de la edificación en planta, determinando en que número de STEP presenta el mismo valor de desplazamiento o cercano a ello. Luego, se halla el punto de control, ubicado en el Join Label 14, debido a que éste se encuentra más cercano al centro de masa, en el último nivel superior. Posteriormente, a través de un proceso iterativo, se obtuvo que en el STEP 73,

presenta un “Ux” (desplazamiento dirección X – X), con un valor de 7.30 cm, siendo este valor el STEP de desempeño, como se observa en la Figura 49.



**Figura 49. Ubicación del Step de desempeño en la dirección “X-X”
Tomada del modelado realizado en el software Etabs**

A partir de la obtención del STEP de desempeño, ubicado en el número 73, se procede a extraer los valores de las cargas incrementales que se aplican a la estructura, utilizando los datos de la gráfica obtenida a partir de las fuerzas cortantes por piso (Story Shears), como se visualiza en la Figura 50.



**Figura 50. Idealización de pisos en el eje "X", donde se aplican las fuerzas cortantes
Tomada del modelado realizado en el software Etabs**

Estas fuerzas incrementales por piso, son valores acumulativos, es por ello, que se evalúa y analiza los datos extraídos del software, a partir de la Tabla 12.

Tabla 12. Fuerzas incrementales en la dirección “X-X”

Pisos	Elevación(m)	Ubicación	X - Dir tonf	Y - Dir tonf
Piso 3	8.9	Top	35.24	-0.07
		Bottom	35.24	-0.05
Piso 2	7.4	Top	121.84	-0.01
		Bottom	121.59	-0.14
Piso 1	4.2	Top	211.91	-0.13
		Bottom	211.90	-0.14
Base	0	Top	0	0
		Bottom	0	0

Tomada del modelado realizado en el software Etabs

Por otro lado, en la Tabla 13, se observa la data obtenida del Etabs, presentando la edificación tres pisos (Story), el Story 1 representa el techo plano y el Story 2 - 3 representando el techo inclinado; a partir de ello, se calcula las fuerzas incrementales por piso, con un procedimiento de resta, en función de los techos de cada piso obteniendo la Tabla 13.

Tabla 13. Fuerzas aplicadas por piso en la dirección “X-X”

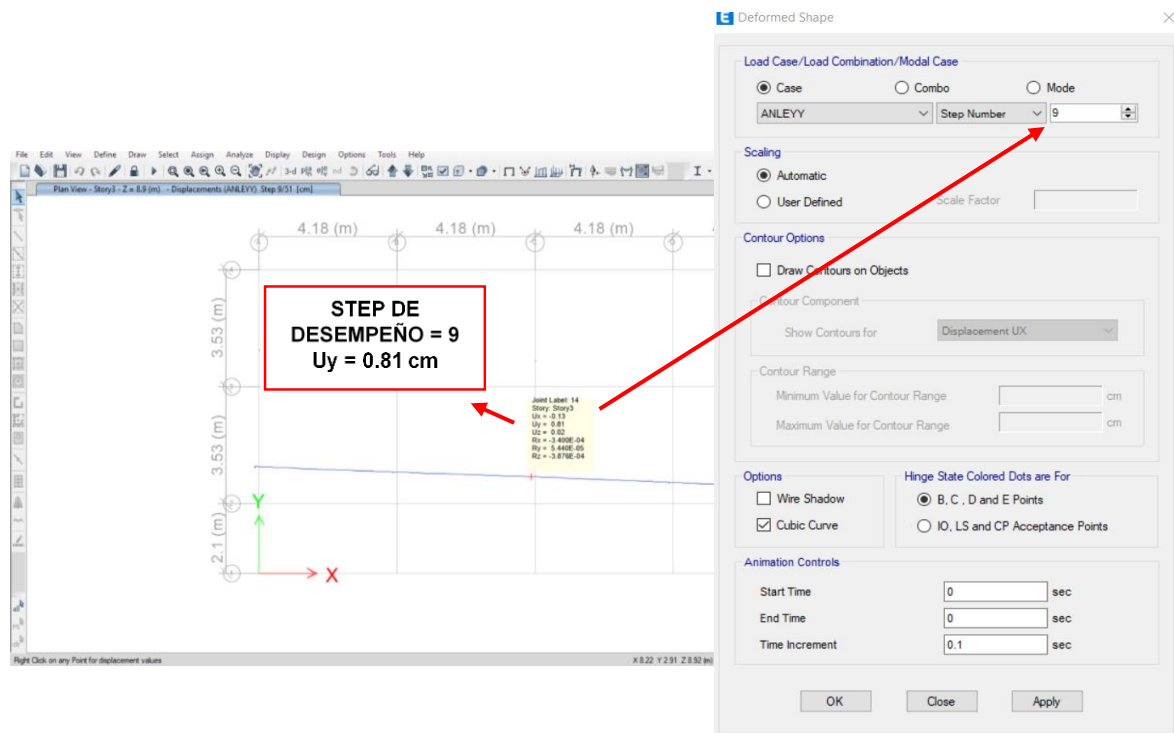
	Altura (m)	Fuerza (Tonf)
T1	4.2	90.07
T2	7.4	86.60
T3	8.9	35.24

Tomada del modelado realizado en el software Etabs

- Distribución de fuerzas laterales modales dirección Y – Y

Para el análisis de cargas incrementales del modelo, se trabaja en función a STEPS (pasos o significado de desplazamientos), donde cada paso genera desplazamientos laterales en la edificación. Por otro lado, evaluando el nivel de desempeño sísmico para un nivel de movimiento sísmico muy raro en la dirección “Y - Y”, se obtiene que el desplazamiento objetivo es de 0.80 cm, en función de ello, se pasa a ubicar dicho desplazamiento de la edificación en planta, determinando en que número de STEP presenta el mismo valor de desplazamiento o cercano a ello. Luego, se halla el punto de control, ubicado en el Join Label 14, debido a que

éste se encuentra más cercano al centro de masa, en el último nivel superior. Posteriormente, a través de un proceso iterativo, se obtuvo que en el STEP 9, presenta un “Uy” (desplazamiento dirección Y – Y), con un valor de 0.81 cm, siendo este valor el STEP de desempeño, como se refleja en la Figura 51.



**Figura 51. Ubicación del Step de desempeño en la dirección “Y-Y”
Tomada del modelado realizado en el software Etabs**

A partir de la obtención del STEP de desempeño, ubicado en el número 9, se procede a extraer los valores de las cargas incrementales que se aplican a la estructura, utilizando los datos de la gráfica obtenida a partir de las fuerzas cortantes por piso (Story Shears), como se refleja en la Figura 52.

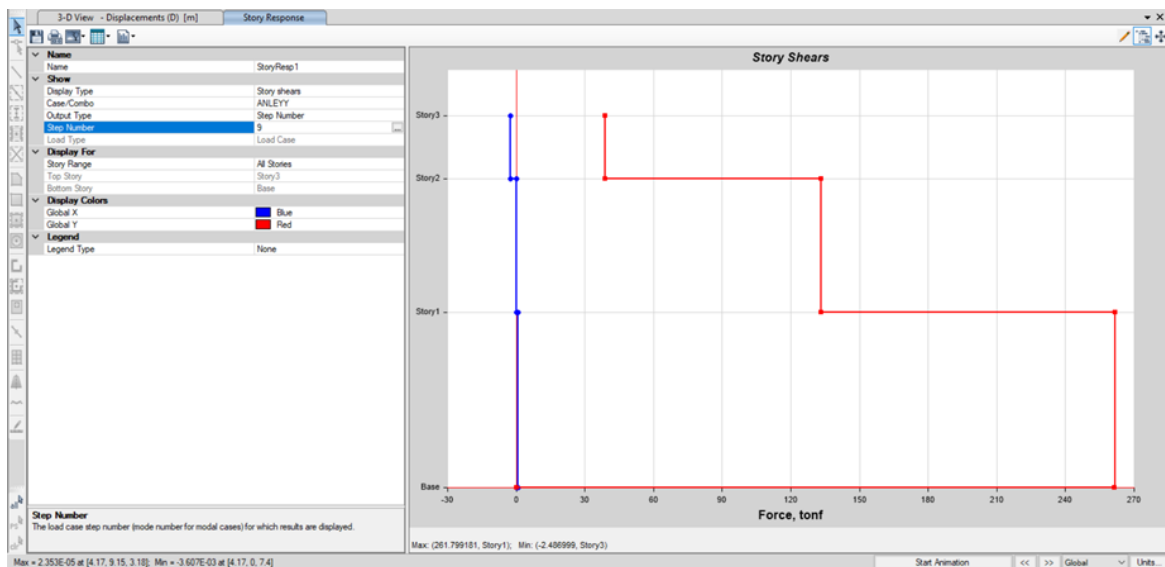


Figura 52. Idealización de pisos en el eje "Y1", donde se aplican las fuerzas cortantes
Tomada del modelado realizado en el software Etabs

Estas fuerzas incrementales por piso, son valores acumulativos, es por ello, que se evalúa y analiza los datos extraídos del software, a partir de la Tabla 14.

Tabla 14. Fuerzas incrementales en la dirección "Y-Y"

Pisos	Elevación(m)	Ubicación	X - Dir tonf	Y - Dir tonf
Piso 3	8.9	Top	-2.49	38.73
		Bottom	-2.49	38.73
Piso 2	7.4	Top	0.24	133.41
		Bottom	0.24	133.41
Piso 1	4.2	Top	0.72	261.80
		Bottom	0.76	261.37
Base	0	Top	0	0
		Bottom	0	0

Tomada del modelado realizado en el software Etabs

Por otro lado, en la Tabla 15, se observa la data obtenida del Etabs, presentando la edificación tres pisos (Story), el Story 1 representa el techo plano y el Story 2 - 3 representando el techo inclinado; a partir de ello, se calcula las fuerzas incrementales por piso, con un procedimiento de resta, en función de los techos de cada piso obteniendo la Tabla 15.

Tabla 15. Fuerzas aplicadas por piso en la dirección “Y-Y”

	Altura (m)	Fuerza (Tonf)
T1	4.2	128.39
T2	7.4	94.68
T3	8.9	38.73

Tomada del modelado realizado en el software Etabs

5.5. Asignación de rótulas

5.5.1. Vigas y columnas

Se emplearon rótulas de plasticidad distribuida tipo fibra debido a su alta capacidad de disipar la energía, además de poseer un análisis más sintetizado, ya que subdivide la sección del concreto reforzado en: fibras de concreto no confinado, fibras de concreto confinado y fibras de acero de refuerzo. (Ver Figura 26)

Para ello, definimos las rótulas para que así estas sean aplicadas en las vigas y columnas. Entonces, primero observaremos la creación de estas rótulas, las cuales se denominaron con el nombre de FIBRA. (Ver Figura 53)

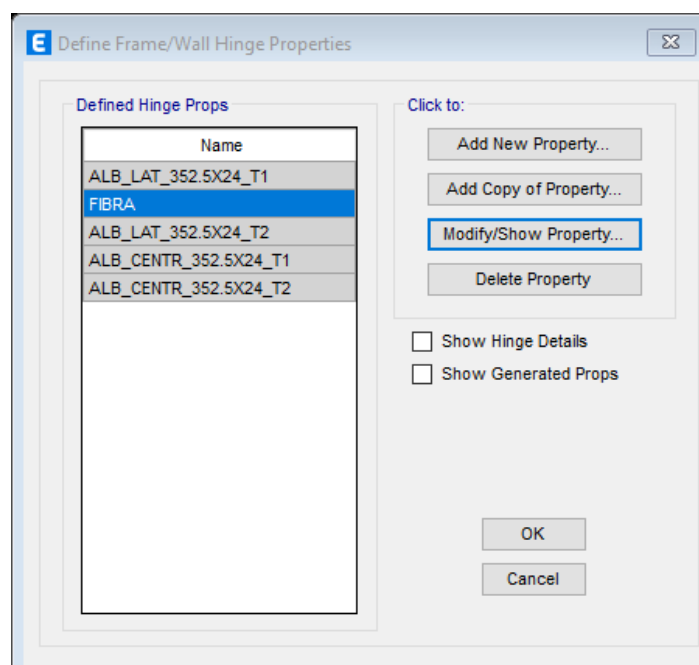
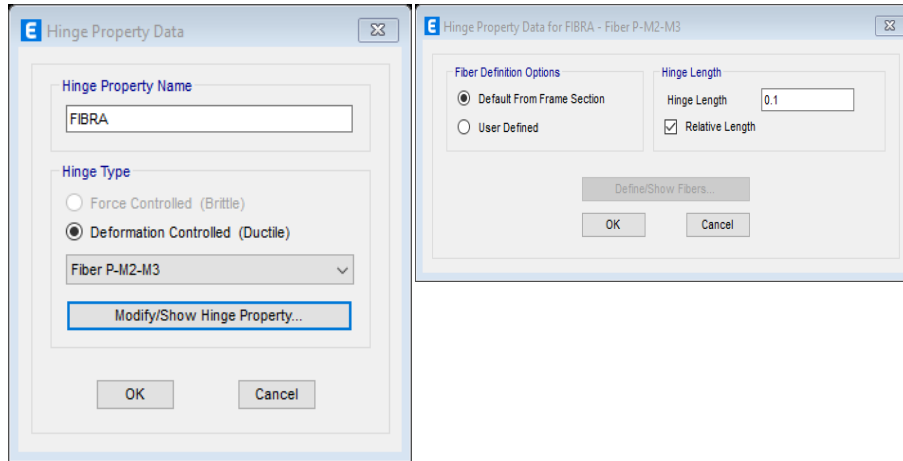


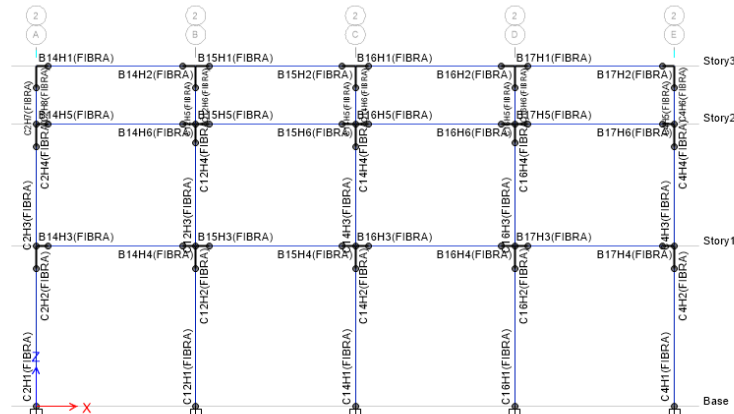
Figura 53. Definición de las rótulas para vigas y columnas
Tomada del modelado realizado en el software Etabs

En la Figura 54, se observan las propiedades de la rótula en la que se considera 0.1m como longitud de plasticidad de la rótula (L_p)



**Figura 54. Asignación de la longitud de posición de la rótula
Tomada del modelado realizado en el software Etabs**

Una vez implementadas las rotulas modelo tipo fibra en los elementos estructurales (viga y columna), se tomó como modelo el eje 2 (Ver Figura 55), para visualizar la aplicación de las rotulas.



**Figura 55. Visualización de las rótulas modelo tipo fibra-Eje 2 ("X-X")
Tomada del modelado realizado en el software Etabs**

5.5.2. Muros de albañilería confinada

Para el procedimiento se emplea la calibración por rótula de corte, basado en la investigación realizada por la Ing. Melissa Coral en el año 2017 (41), en la que se desarrollaron ensayos cíclicos a muros de albañilería confinada con el propósito de

evaluar el comportamiento sísmico de los muros mediante la curva de capacidad, para considerar así los puntos de fluencia máximo y de rotura. Para ello, primero se explicará el procedimiento que se desarrolló en los muros laterales y centrales tanto en el primer y segundo piso, con la finalidad de obtener el valor de la fuerza y desplazamiento que posteriormente se colocara en el software, y así obtener el diagrama Fuerza - Desplazamiento.

5.5.2.1. Procedimiento

A continuación, se realizará el procedimiento manual para la obtención de la fuerza y desplazamiento, datos necesarios que son introducidos al software ETABS. Para ello, comenzaremos con los muros laterales y centrales ubicados en el primer piso y posteriormente con el segundo piso.

- **Primer piso**

Paso 1: Dimensiones de los muros obtenido de los planos

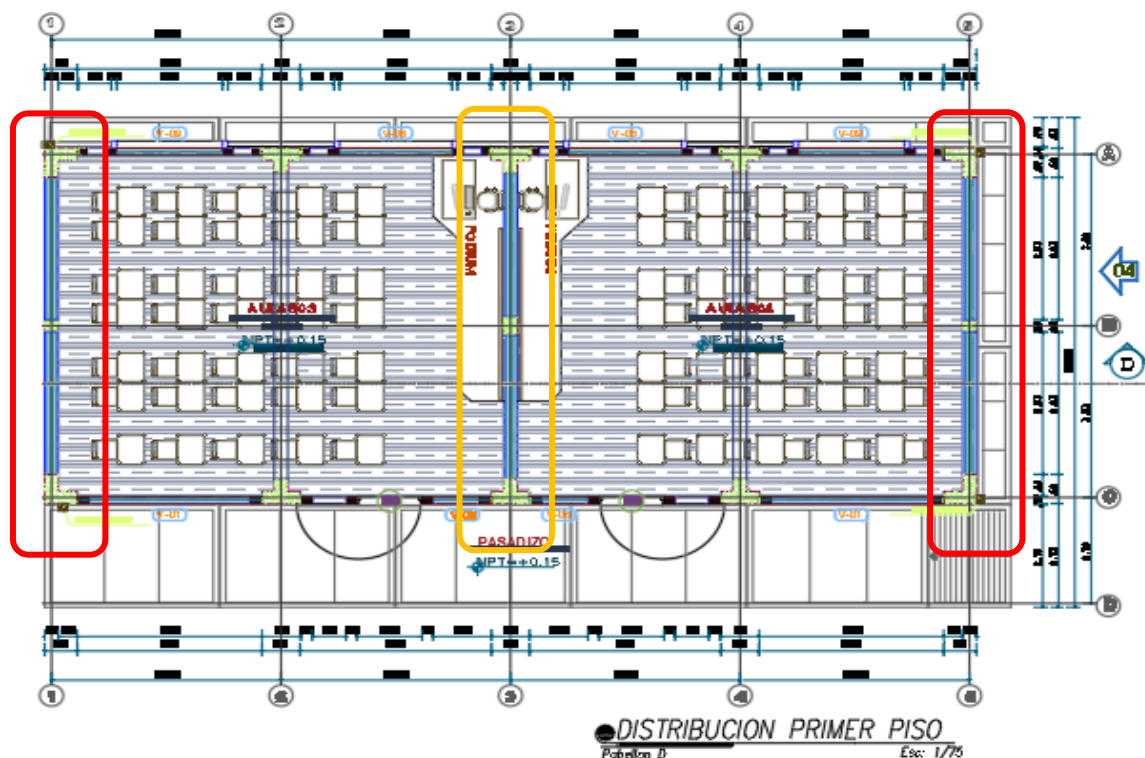


Figura 56. Muros laterales y centrales (primer piso)
Tomada del modelado realizado en el software Etabs

En la Tabla 16, observaremos un resumen de las características de los muros laterales y centrales del primer piso.

Tabla 16. Dimensiones del muro lateral y central-1° Piso

Muro de albañilería confinada - PRIMER NIVEL			
L (cm)	352.50	H (cm)	420.00
D (cm)	548.32	α (°)	49.99
f'm	65.00	t (cm)	24.00

Tomada del modelado realizado en el software Etabs

Paso 2: Cálculo de la esbeltez " α ", con la siguiente ecuación:

$$\alpha = \text{atan} \frac{H}{L} \times \frac{180}{\pi}$$

$$0.333 \leq \alpha \leq 1$$

Donde:

L = Longitud del muro

H = Altura del muro

$$\alpha = \text{atan} \frac{420}{352.5} \times \frac{180}{\pi} = 1.333$$

Al observar que el valor de α es mayor a 1, se considerara el siguiente:

$$\alpha = 1$$

Paso 3: Cálculo de la resistencia característica de la albañilería al corte, obtenida de ensayos de muretes a compresión diagonal:

$$v'm = \sqrt{f'm}$$

$$v'm = \sqrt{65} = 8.06$$

Paso 4: Calcular la resistencia al corte en el entrepiso "i" de los muros.

$$V_m = 0.5 \times v'm \times \alpha \times t \times L/1000 + 0.23 \times Pg$$

Donde:

$v'm$ = Resistencia característica de la albañilería al corte

α = Esbeltez

t = Espesor del muro

L = Longitud del muro

P_g = carga gravitacional de servicio en muro, con sobrecarga reducida

f'_m = Resistencia característica a compresión axial de la albañilería

$$V_m = 0.5 \times 8.06 \times 1 \times 24 \times \frac{352.5}{1000} + 0.23 \times 22 = 38.01 \text{ ton.f}$$

Paso 5: Resumir todos los valores calculados, así como la Fuerza y desplazamiento que se colocara en el software. Ver las Tablas 17 y 18.

Tabla 17. Fuerza y desplazamiento- Muro lateral 1º Piso

Muro de albañilería confinada - PRIMER NIVEL			
L (cm)	352.50	H (cm)	420.00
D (cm)	548.32	α (°)	49.99
f'_m	65.00	t (cm)	24.00
α	1.00	V_m	8.06
V_m (tonf)	38.01	P_g (tonf)	17.00
Force Sf	38.01	Disp Sd	0.42

Tomada del modelado realizado en el software Etabs

Tabla 18. Fuerza y desplazamiento- Muro Central 1º Piso

Muro de albañilería confinada - PRIMER NIVEL			
L (cm)	352.50	H (cm)	420.00
D (cm)	548.32	α (°)	49.99
f'_m	65.00	t (cm)	24.00
α	1.00	V_m	8.06
V_m (tonf)	39.16	P_g (tonf)	22.00
Force Sf	39.16	Disp Sd	0.42

Tomada del modelado realizado en el software Etabs

- Segundo piso

Paso 1: Dimensiones de los muros obtenido de los planos

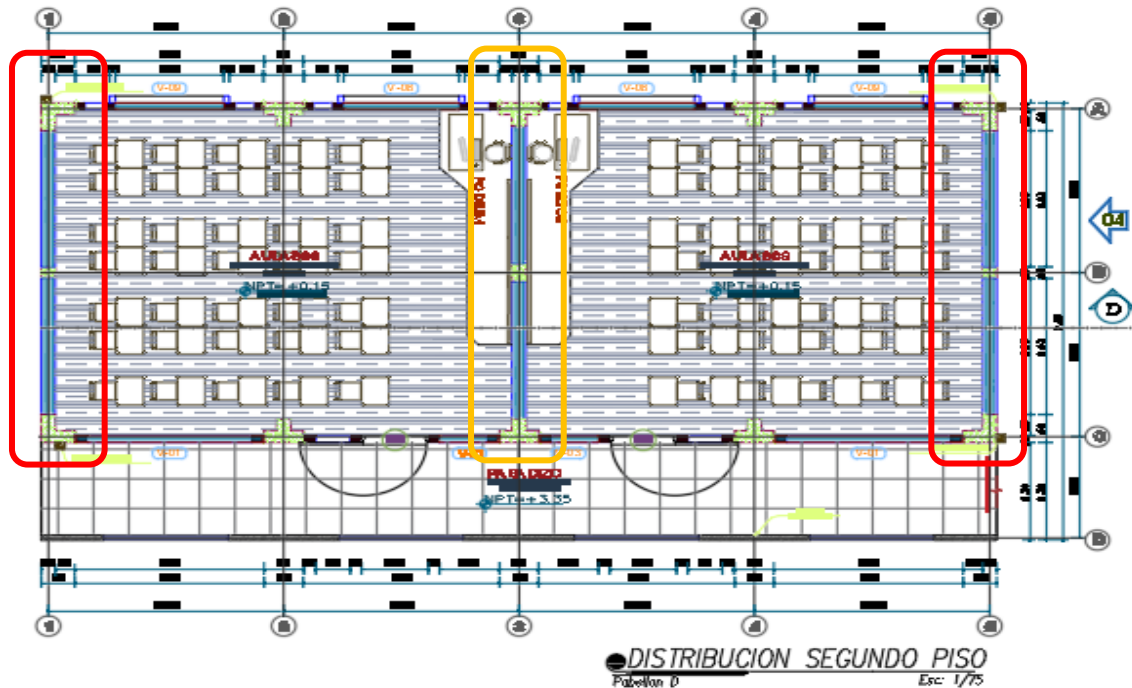


Figura 57. Muros laterales y centrales (segundo piso)
Tomada del modelado realizado en el software Etabs

En la Tabla 19, observaremos un resumen de las características de los muros laterales y centrales del segundo piso.

Tabla 19. Dimensiones del muro lateral y central-2° Piso

Muro de albañilería confinada - SEGUNDO NIVEL			
L (cm)	352.50	H (cm)	395.00
D (cm)	529.42	α (°)	48.25
f_m	65.00	t (cm)	24.00

Tomada del modelado realizado en el software Etabs

Se realiza el mismo procedimiento desde el paso 2 hasta el paso 4. Para así obtener los resultados resumidos como el paso 5 lo indica, a continuación, se presentan las Tablas 20 – 21.

Tabla 20. Fuerza y desplazamiento- Muro lateral 2° Piso
Muro de albañilería confinada - SEGUNDO NIVEL

L (cm)	352.50	H (cm)	395.00
D (cm)	529.42	α (°)	48.25
f _m	65.00	t (cm)	24.00
α	1.00	V _m	8.06
V _m (tonf)	36.17	P _g (tonf)	9.00
Force Sf	36.17	Disp Sd	0.395

Tomada del modelado realizado en el software Etabs

Tabla 21. Fuerza y desplazamiento- Muro central 2° Piso
Muro de albañilería confinada - SEGUNDO NIVEL

L (cm)	352.50	H (cm)	395.00
D (cm)	529.42	α (°)	48.25
f _m	65.00	t (cm)	24.00
α	1.00	V _m	8.06
V _m (tonf)	36.63	P _g (tonf)	11.00
Force Sf	36.63	Disp Sd	0.395

Tomada del modelado realizado en el software Etabs

5.5.2.2. Software ETABS V19

Se procede a definir las rotulas con los valores de la fuerza vs desplazamiento obtenidos del cálculo manual realizado, para que así estas sean aplicadas en los muros de albañilería.

Inicialmente, se observará la creación de las rotulas para los muros de albañilería ubicado en la zona lateral y central del primer piso las cuales se caracterizarán con el nombre de ALB_LAT_352.5X24_T1. (Ver Figura 58)

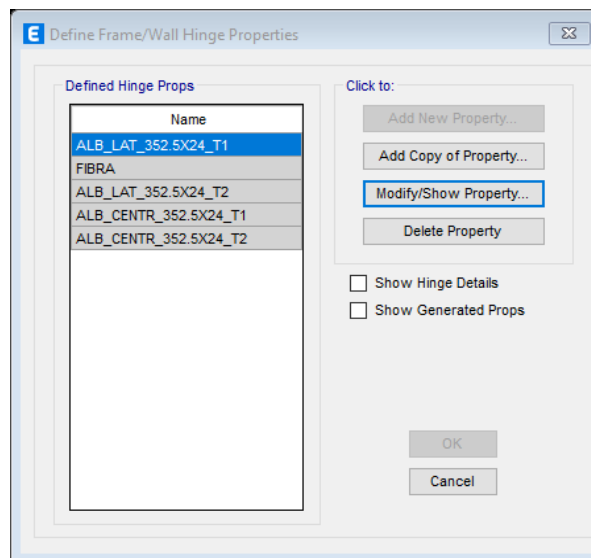


Figura 58. Definición de las rótulas para muros laterales del primer piso
Tomada del modelado realizado en el software Etabs

En la Figura 59, se observan las propiedades de la rótula en la que se considerará la fuerza y desplazamiento anteriormente calculado, para los muros laterales del primer piso.

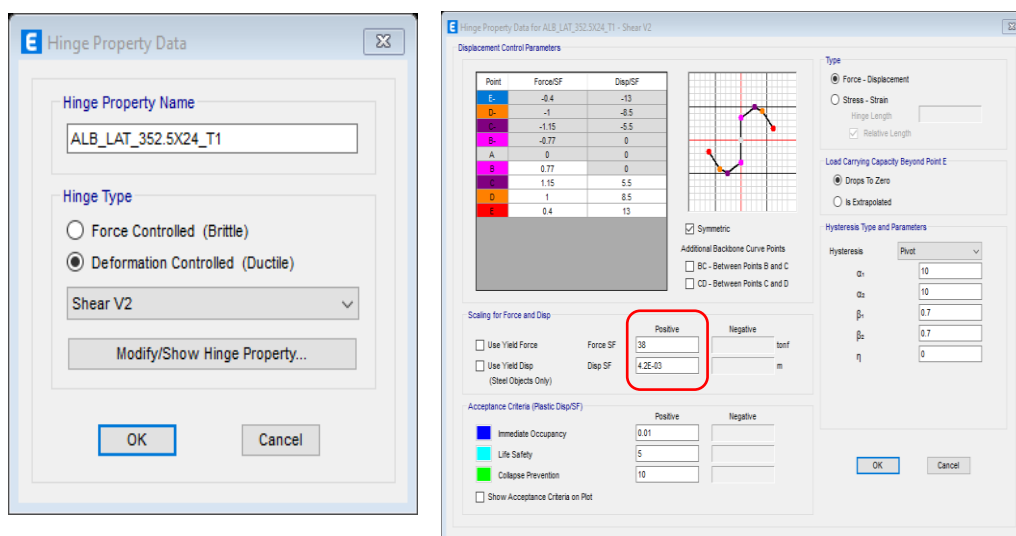
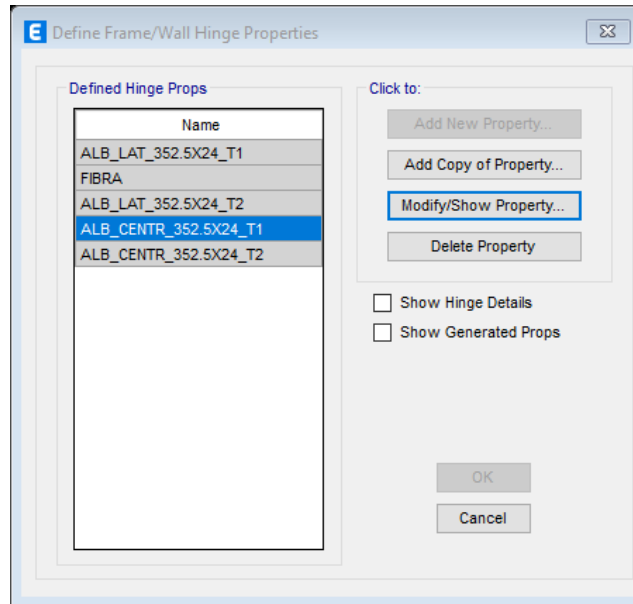


Figura 59. Asignación de la fuerza y desplazamiento
Tomada del modelado realizado en el software Etabs

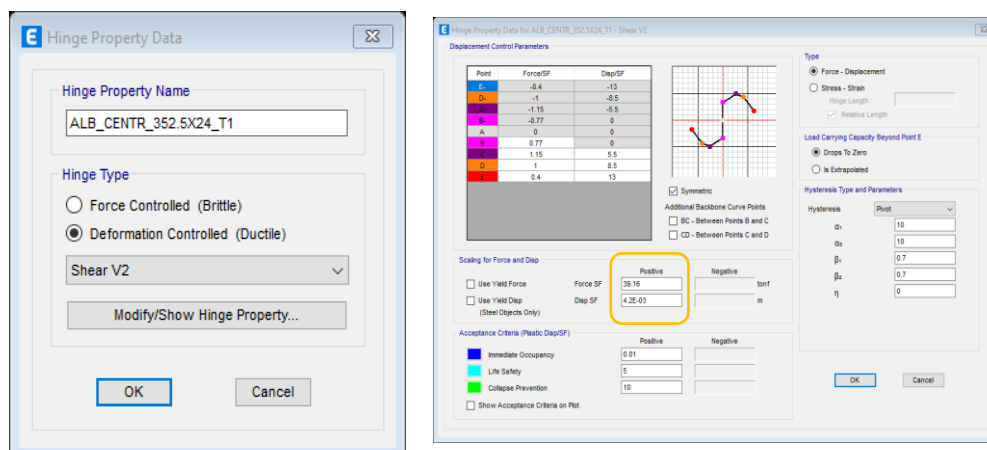
Asimismo, continuamos con el muro central con la denominación de ALB_CENTR_352.5X24_T1. Ver Figura 60



**Figura 60. Definición de las rótulas para muros laterales del primer piso
Tomada del modelado realizado en el software Etabs**

Figura 60. Definición de las rótulas para muros laterales del Primer Piso.
Extraída del modelado realizado en el software Etabs.

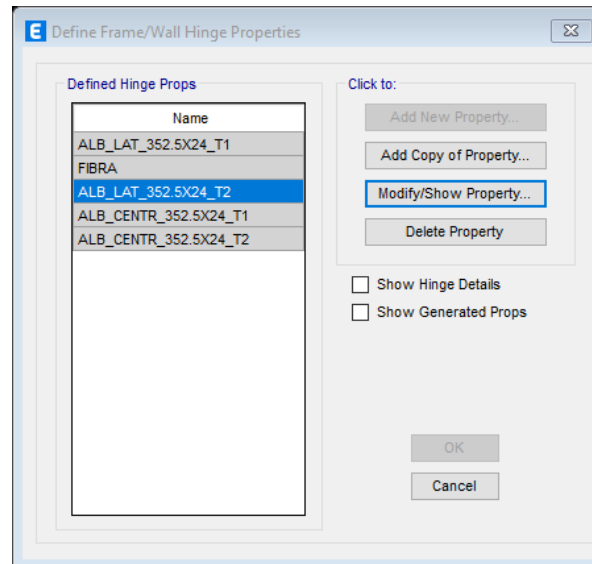
En la Figura 61, se observan las propiedades de la rótula en la que se considerara la fuerza y desplazamiento anteriormente calculado, para los muros centrales del primer piso.



**Figura 61. Asignación de la fuerza y desplazamiento
Tomada del modelado realizado en el software Etabs**

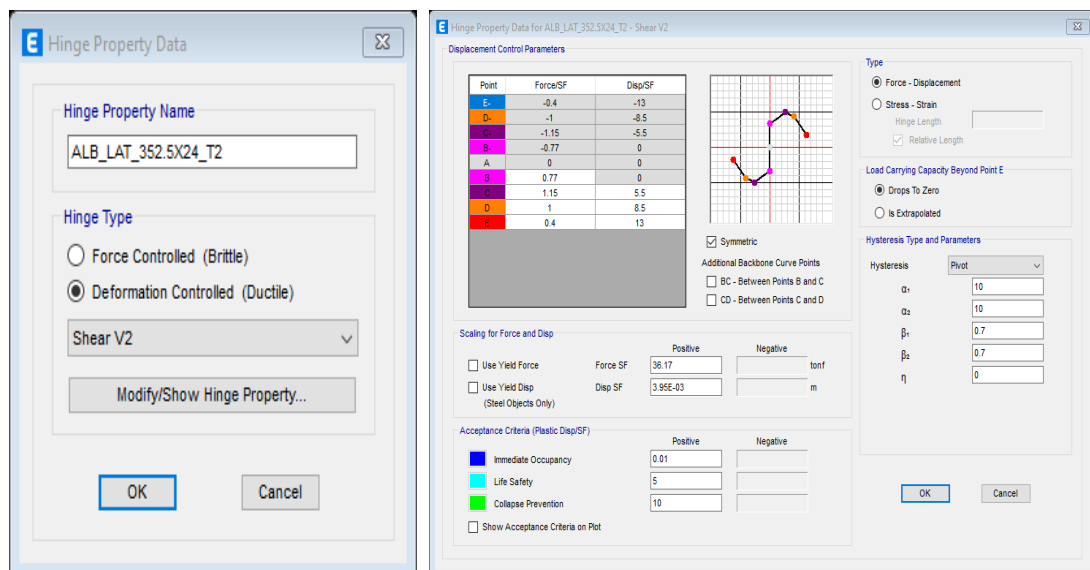
Posterior a ello se trabajará de la misma manera para el segundo piso en la que se observará la creación de las rotulas para los muros de albañilería ubicado en la

zona lateral y central, las cuales se caracterizaran con el nombre de ALB_LAT_352.5X24_T2. (Ver Figura 62)



**Figura 62. Definición de las rótulas para muros laterales del segundo piso
Tomada del modelado realizado en el software Etabs**

En la Figura 63, se observan las propiedades de la rótula en la que se considerara la fuerza y desplazamiento anteriormente calculado, para los muros laterales del segundo piso.



**Figura 63. Asignación de la fuerza y desplazamiento
Tomada del modelado realizado en el software Etabs**

Asimismo, continuamos con el muro central con la denominación de ALB_CENTR_352.5X24_T2. (Ver Figura 64)

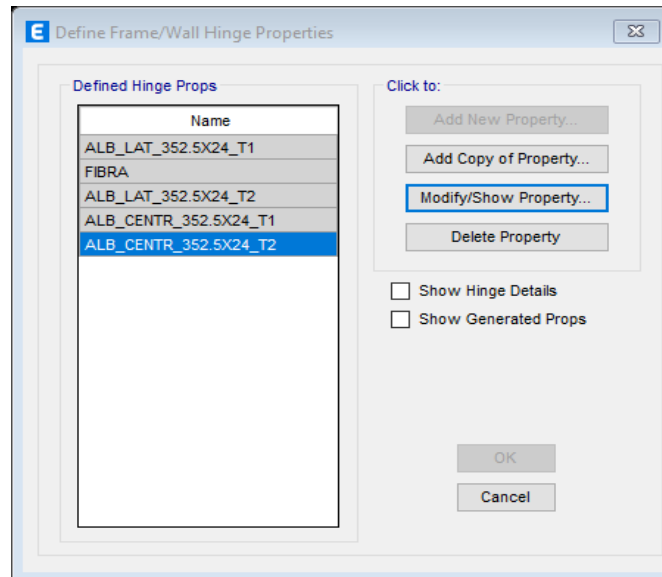


Figura 64. Definición de las rótulas para muros centrales del segundo piso
Tomada del modelado realizado en el software Etabs

En la Figura 65, se observan las propiedades de la rótula en la que se considerara la fuerza y desplazamiento anteriormente calculado, para los muros centrales del segundo piso.

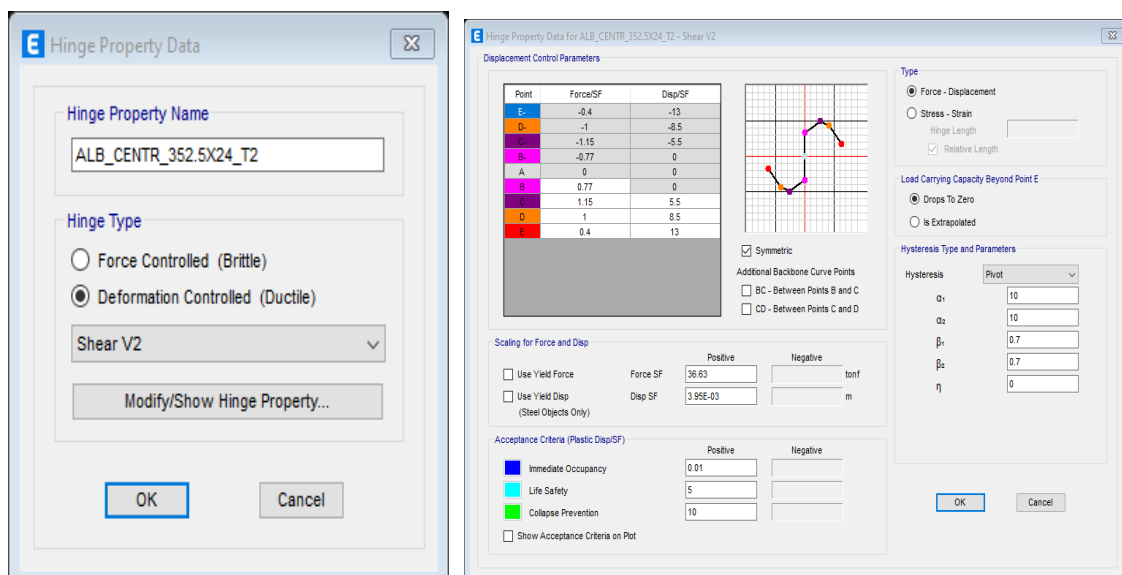


Figura 65. Asignación de la fuerza y desplazamiento
Tomada del modelado realizado en el software Etabs

Una vez implementada la calibración por rótula de corte en los muros de albañilería confinada lateral y central, se tomó como modelo el eje A - C (Ver figura 66), para visualizar dicha aplicación.



Figura 66. Visualización de la calibración por rótula de corte (muro lateral y central)
Tomada del modelado realizado en el software Etabs

5.5.3. Pabellón “D” en el ETABS

En la Figura 67, se observará la estructura completa con las rotulas aplicadas tanto en las vigas, columnas y muros de albañilería confinada.

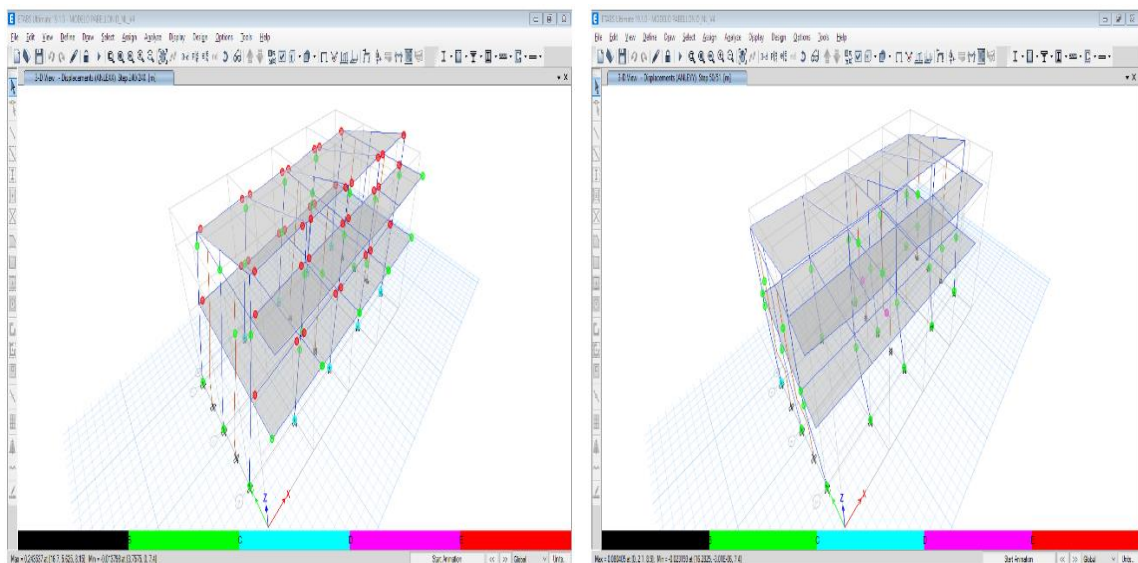
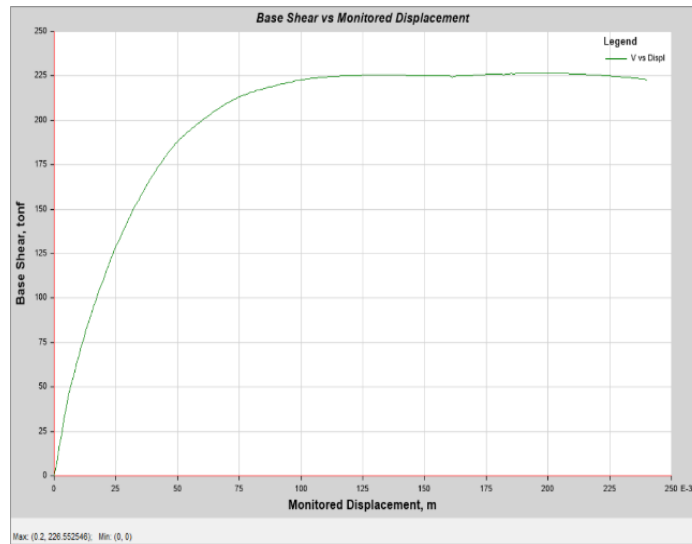


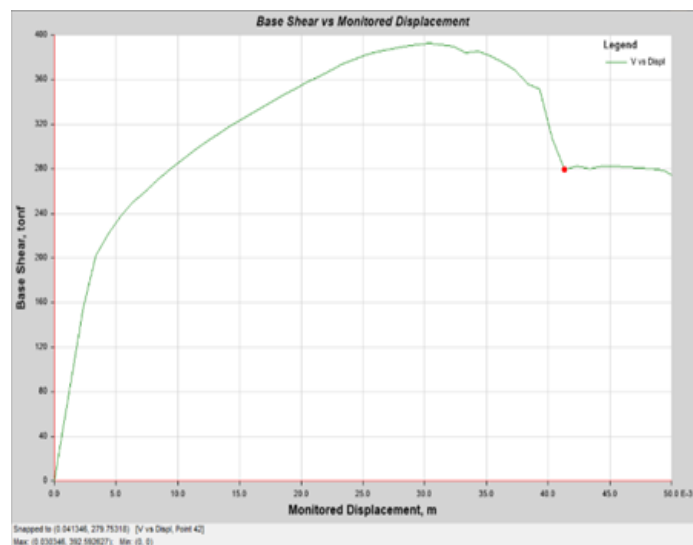
Figura 67. Rótulas en su máximo desplazamiento en ambas direcciones
Tomada del modelado realizado en el software Etabs

5.6. Capacidad estructural

5.6.1. Curva de capacidad



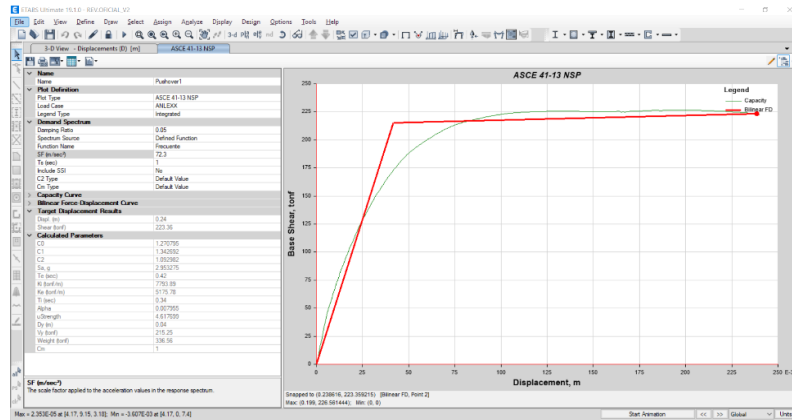
(a)



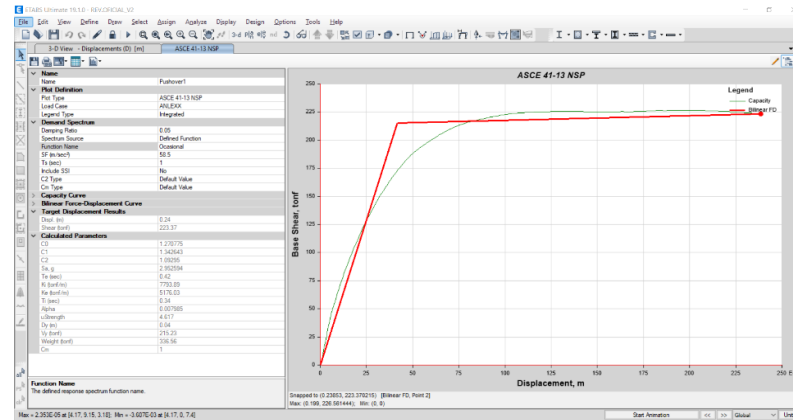
(b)

**Figura 68. Curva de capacidad de la estructura
Tomada del modelado realizado en el software Etabs**

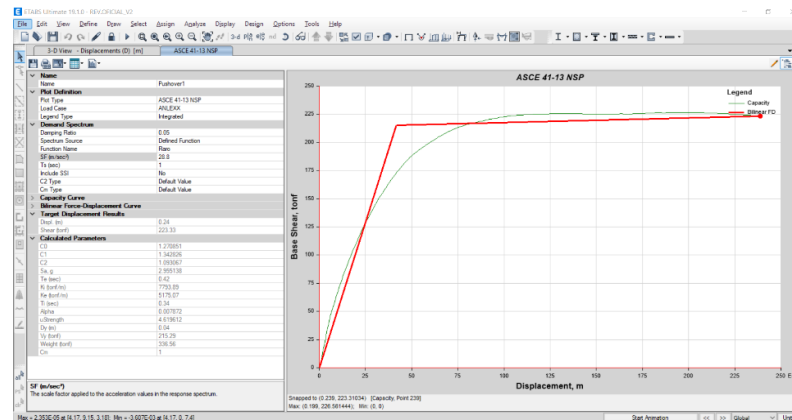
5.6.2. Representación bilineal



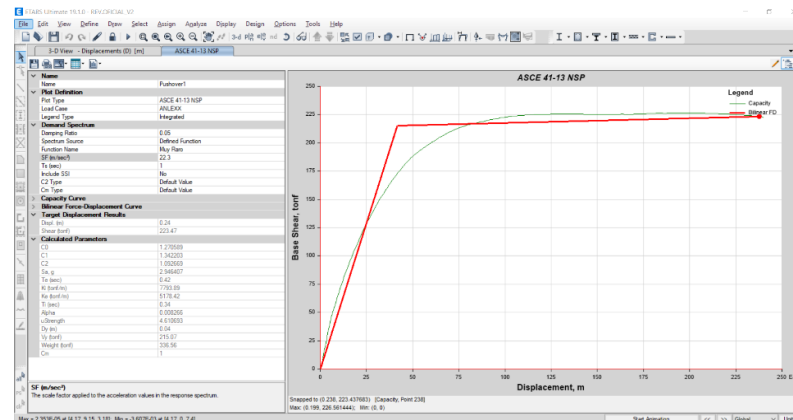
(a)



(b)



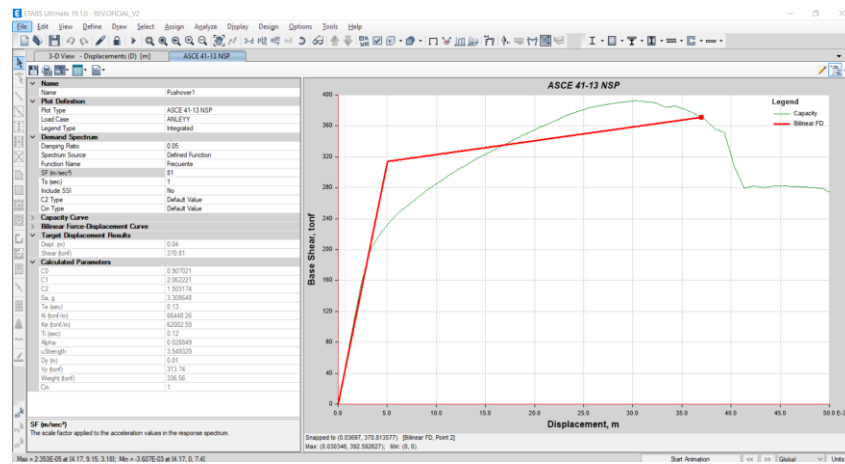
(c)



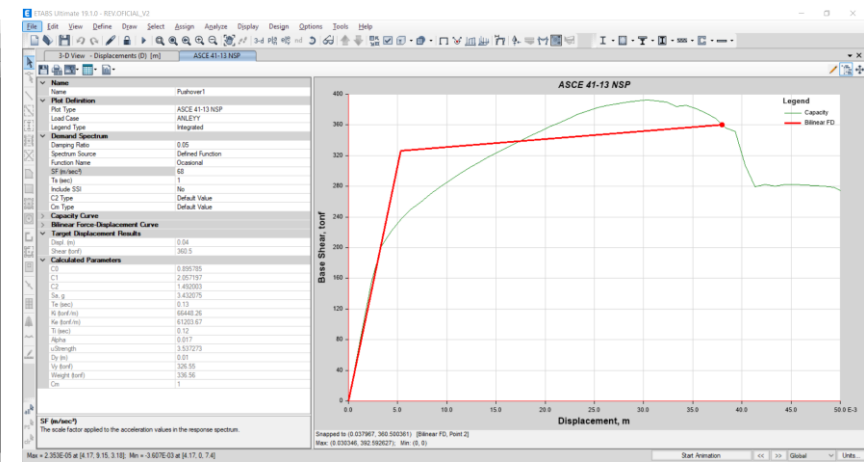
(d)

Figura 69. Representación bilineal de la estructura en la dirección "X-X". (a)Sismo frecuente, (b)sismo ocasional, (c)sismo raro y (d)sismo muy raro

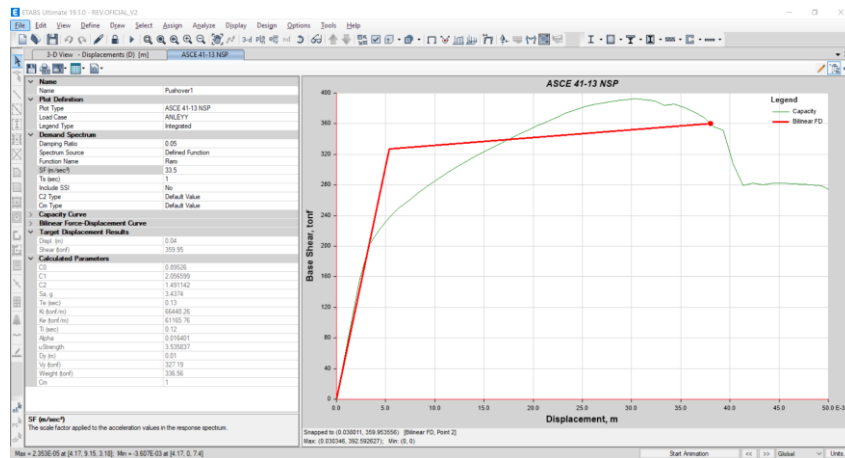
Tomada del modelado realizado en el software Etabs



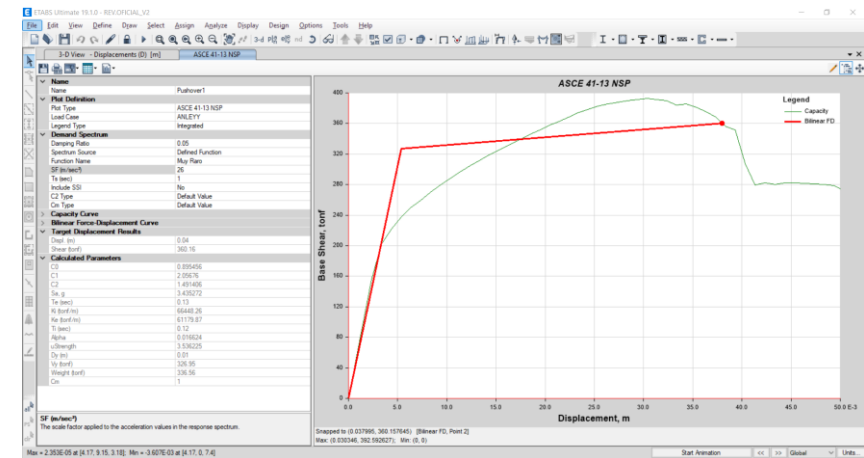
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 70. Representación bilineal de la estructura en la dirección "Y-Y". (a)Sismo frecuente, (b)sismo ocasional, (c)sismo raro y (d)sismo muy raro
Tomada del modelado realizado en el software Etabs

5.6.3. Punto de desempeño

a) Punto desempeño dirección “X-X” – Desarrollo manual – ASCE 41-17

En consideración a los resultados obtenidos por el programa Etabs, consideramos necesaria la verificación de estos resultados, para ello describiremos el proceso manual que se realizó, el cual está basado en los lineamientos de la norma ASCE 41-17.

- **Punto de desempeño para un nivel de movimiento sísmico frecuente**

Paso 1: Parámetros a considerar para el espectro de respuesta.

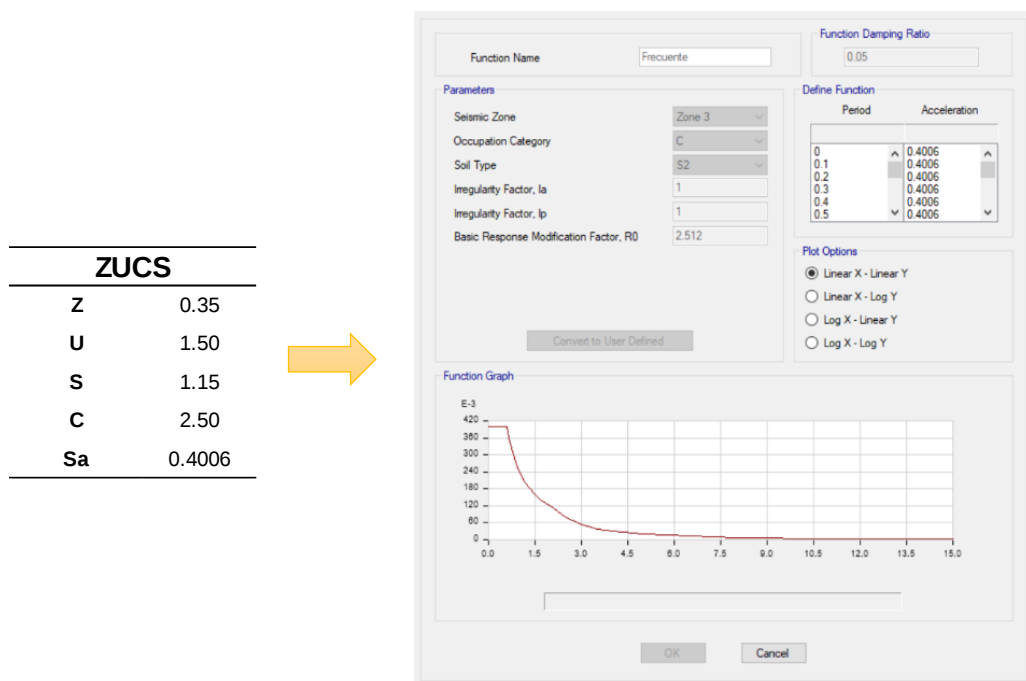


Figura 71. Espectro de respuesta
Tomada del modelado realizado en el software Etabs

Paso 2: Datos extraídos del programa Etabs V.19, a partir de la gráfica del punto de desempeño sísmico:

$$\begin{aligned}k_e &= 7872.58 \\k_i &= 7793.89 \\T_i &= 0.34 \\V_y &= 52.71 \\W &= 336.56\end{aligned}$$

Paso 3: Cálculo del periodo fundamental efectivo T_e , con la siguiente ecuación:

$$T_e = T_i * \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

Donde:

T_i = Periodo fundamental elástico

K_i = Rigidez lateral elástica

K_e = Rigidez lateral efectiva de la estructura en la direccion considerada

$$T_e = 0.34 * \sqrt{\frac{7793.89}{7872.58}} = 0.34 \text{ s}$$

Paso 4: Cálculo para el punto de desempeño a partir de la siguiente ecuación:

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

Donde:

S_a = Respuesta aceleración del espectro = 1.5094 m/s²

g = Aceleración de la gravedad

- ✓ Cálculo del coeficiente C_0 : Se toma en consideración la cantidad de pisos de la edificación, siendo de 2 pisos para la investigación, con cualquier patrón de carga, se ubica los valores del factor modificado presentado a continuación:

Tabla 22. Valor del factor modificado C_0 para el cálculo

Número de pisos	EDIFICIOS DE CORTE		OTROS EDIFICIOS
	Patrón de carga triangular	Patrón de carga uniforme	Cualquier patrón de carga
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10 +	1.3	1.2	1.5

Tomado del ASCE/SEI 41-17. Capítulo 7, 2017, p.75.

Por lo tanto: $C_0 = 1.2$

✓ Cálculo del coeficiente C_1 : Se calcula a partir de la siguiente ecuación:

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

Donde:

a = Factor de clase de sitio

Clase de sitio A o B = 130

Clase de sitio C = 90

Clase de sitio D, E o F = 60

Para escoger el factor de clase de sitio, primero está en función al perfil del suelo, clasificado en un S2 para la investigación, obteniendo así, la velocidad promedio de las ondas de corte, promedio ponderado del ensayo estándar de penetración y el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada, presentabas en la norma E.030:

Tabla 23. Selección del perfil de suelo

CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO			
PERFIL	$\bar{V}_s$	$\bar{N}_{60}$	$\bar{S}_u$
S0	> 1500 m/s	-	-
S1	500 m/s a 1500 m/s	> 50	> 100 kPa
S2	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S3	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S4	Clasificación basada en el EMS		

Tomado de la Norma Técnica E.030. Capítulo 2. Artículo 12, 2019, p.10.

Segundo a partir de los valores deducidos se clasifica el factor de sitio en la siguiente tabla:

Tabla 24. Clasificación de sitio

CLASE DE SITIO	$\bar{V}_s$	$\bar{N}$ o $\bar{N}_{ch}$	$\bar{S}_u$
A: Roca dura	> 5000 ft/s	NA	NA
B: Roca	2500 a 5000 ft/s	NA	NA
C: Suelo muy denso y roca blanda	1200 a 2500 ft/s	> 50 golpe/ft	> 2000 lb/ft ²
D: Suelo rígido	600 a 1200 ft/s	15 a 50 golpe/ft	1000 a 2000 lb/ft ²
E: Suelo arcilloso blando	< 600 m/s	< 15 golpe/ft	< 1000 lb/ft ²
Cualquier perfil con más de 10 ft de suelo que tengas las siguientes características:			
* Índice de plasticidad PI > 20			
* Contenido de Humedad w ≥ 40 %			
* Resistencia al corte sin drenaje $\bar{S}_u$ < 500 lb/ft ²			
Ver sección 20.3.1			
F. Suelos que requieren un análisis de respuesta del sitio de acuerdo con la sección 21.1			
Nota: Para SI: 1 ft = 0.3048 m; 1 ft/s = 0.3048 m/s; 1 lb/ft ² = 0.0479 kn/m ² .			

Tomado del ASCE/SEI 41-17. Capítulo 7, 2017, p.436

Por ende, el valor de a = 60

Para hallar el valor de $\mu_{strength}$, se calcula a partir de la siguiente ecuación:

$$\mu_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} * C_m$$

Donde:

V_y = Límite elástico del edificio

W = Peso sísmico efectivo

C_m = Factor de masa efectivo, en función al número de pisos, Tabla 26

Tabla 25. Valor del factor modificado C_m

NUMERO DE PISOS	PORTICOS DE MOMENTO DE HORMIGON	MURO CORTANTE DE HORMIGON	CONCRETO COLUMNA-VIGA	PORTICOS DE MOMENTO DE ACERO	PORTICOS DE ACERO ARRIOSTRADO CONCENTRICAMENTE	ESTRUCTURA DE ACERO ARRIOSTRADA EXCENTRICAMENTE	OTROS
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 mas	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 en consideración es mayor que 1.0s.

Tomado del ASCE/SEI 41-17. Capítulo 7, 2017, p.72.

$$\mu_{strength} = \frac{0.4006}{52.71/336.56} * 1 = 2.56$$

$$C_1 = 1 + \frac{2.56 - 1}{60 * 0.34^2} = 1.23$$

✓ Cálculo del coeficiente C_2 :

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

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{2.56 - 1}{60 * 0.34^2} \right)^2 = 1.03$$

- **Cálculo del punto de desempeño**

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

$$\delta_t = 1.2 * 1.23 * 1.03 * 0.4006 * \frac{0.34^2}{4\pi^2} * 9.81$$

$$\delta_t = 0.017 \text{ m}$$

$$\delta_t = 1.7 \text{ cm}$$

Se realiza el mismo procedimiento desde el paso 1 hasta el paso 4, obteniendo así de forma resumida en el siguiente cuadro, el punto de desempeño para los niveles de movimiento sísmico ocasional, raro y muy raro. (Ver Tabla 26)

Tabla 26. Resumen del procedimiento para calcular el punto de desempeño ("X-X")

PROCEDIMIENTO PARA CALCULAR EL PUNTO DE DESEMPEÑO CON LA NORMA ASCE 41-17 (DIRECCIÓN X - X)		
PUNTO DE DESEMPEÑO PARA UN NIVEL DE MOVIMIENTO SÍSMICO OCASIONAL	PUNTO DE DESEMPEÑO PARA UN NIVEL DE MOVIMIENTO SÍSMICO RARO	PUNTO DE DESEMPEÑO PARA UN NIVEL DE MOVIMIENTO SÍSMICO MUY RARO
DATOS : Sa 0.4950 Ke 7793.89 Ki 7793.89 Ti 0.34 Vy 59.76 W 336.56 PERIODO FUNDAMENTAL EFECTIVO (Te): $T_e = T_i * \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$ $T_e = 0.34 * \sqrt{\frac{7793.89}{7793.89}} = 0.34 \text{ s}$ CÁLCULO DEL PUNTO DE DESEMPEÑO: $\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$ Donde: $C_1 = 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{a T_e^2}$ $\mu_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} * C_m$ $\mu_{strength} = \frac{0.4950}{59.76/336.56} * 1 = 2.79$ Por lo tanto: $C_1 = 1 + \frac{2.79 - 1}{60 * 0.34^2} = 1.26$ $C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{\mu_{strength} - 1}{a T_e^2} \right)^2$ $C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{2.79 - 1}{60 * 0.34^2} \right)^2 = 1.03$ Finalmente: $\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$ $\delta_t = 1.2 * 1.26 * 1.03 * 0.4950 * \frac{0.34^2}{4\pi^2} * 9.81$ $\delta_t = 0.022 \text{ m}$ $\delta_t = 2.20 \text{ cm}$	DATOS : Sa 1.0062 Ke 6784.00 Ki 7793.89 Ti 0.34 Vy 113.36 W 336.56 PERIODO FUNDAMENTAL EFECTIVO (Te): $T_e = T_i * \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$ $T_e = 0.34 * \sqrt{\frac{7793.89}{6784.00}} = 0.36 \text{ s}$ CÁLCULO DEL PUNTO DE DESEMPEÑO: $\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$ Donde: $C_1 = 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{a T_e^2}$ $\mu_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} * C_m$ $\mu_{strength} = \frac{1.0062}{113.36/336.56} * 1 = 2.99$ Por lo tanto: $C_1 = 1 + \frac{2.99 - 1}{60 * 0.36^2} = 1.25$ $C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{\mu_{strength} - 1}{a T_e^2} \right)^2$ $C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{2.99 - 1}{60 * 0.36^2} \right)^2 = 1.04$ Finalmente: $\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$ $\delta_t = 1.2 * 1.25 * 1.04 * 1.0062 * \frac{0.36^2}{4\pi^2} * 9.81$ $\delta_t = 0.052 \text{ m}$ $\delta_t = 5.20 \text{ cm}$	DATOS : Sa 1.2957 Ke 6185.49 Ki 7793.89 Ti 0.34 Vy 145.73 W 336.56 PERIODO FUNDAMENTAL EFECTIVO (Te): $T_e = T_i * \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$ $T_e = 0.34 * \sqrt{\frac{7793.89}{6185.49}} = 0.38 \text{ s}$ CÁLCULO DEL PUNTO DE DESEMPEÑO: $\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$ Donde: $C_1 = 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{a T_e^2}$ $\mu_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} * C_m$ $\mu_{strength} = \frac{1.2957}{145.73/336.56} * 1 = 2.99$ Por lo tanto: $C_1 = 1 + \frac{2.99 - 1}{60 * 0.38^2} = 1.23$ $C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{\mu_{strength} - 1}{a T_e^2} \right)^2$ $C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{2.99 - 1}{60 * 0.38^2} \right)^2 = 1.03$ Finalmente: $\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$ $\delta_t = 1.2 * 1.23 * 1.03 * 1.2957 * \frac{0.38^2}{4\pi^2} * 9.81$ $\delta_t = 0.071 \text{ m}$ $\delta_t = 7.10 \text{ cm}$

Nota: δ_t =Punto de desempeño, C_0 , C_1 , C_2 = Coeficiente, T_e , = periodo fundamental, V_y = Límite elástico del edificio, W =Peso sísmico efectivo, C_m =Factor de masa efectivo

b) Punto desempeño dirección "Y-Y" – Desarrollo manual – ASCE 41-17

Se realiza el mismo procedimiento desde el paso 1 hasta el paso 4, obteniendo así de forma resumida en el siguiente cuadro, el punto de desempeño para los niveles de movimiento sísmico frecuente, ocasional, raro y muy raro.

Tabla 27. Resumen del procedimiento para calcular el punto de desempeño ("Y-Y")
PROCEDIMIENTO PARA CALCULAR EL PUNTO DE DESEMPEÑO CON LA NORMA ASCE 41-17 (DIRECCIÓN Y - Y)

PUNTO DE DESEMPEÑO PARA UN NIVEL DE MOVIMIENTO SISMICO FRECUENTE	PUNTO DE DESEMPEÑO PARA UN NIVEL DE MOVIMIENTO SISMICO OCASIONAL
DATOS: Sa 0.4006 Ke 66448.26 Ki 66448.26 Ti 0.12 Vy 153.74 W 336.56 PERIODO FUNDAMENTAL EFECTIVO (Te): $T_e = T_i * \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$ $T_e = 0.12 * \sqrt{\frac{66448.26}{66448.26}} = 0.12 \text{ s}$ CÁLCULO DEL PUNTO DE DESEMPEÑO: $\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$ Donde: $C_1 = 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{aT_e^2}$ $\mu_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} * C_m$ $\mu_{strength} = \frac{0.4006}{153.74/336.56} * 1 = 0.88$ Por lo tanto: $C_1 = 1 + \frac{0.88 - 1}{60 * 0.12^2} = 0.95$ $C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{\mu_{strength} - 1}{aT_e^2} \right)^2$ $C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{0.88 - 1}{60 * 0.12^2} \right)^2 = 1.00$ Finalmente: $\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$ $\delta_t = 1.2 * 0.95 * 1.00 * 0.4006 * \frac{0.12^2}{4\pi^2} * 13$ $\delta_t = 0.002 \text{ m}$ $\delta_t = 0.20 \text{ cm}$	DATOS: Sa 0.4950 Ke 66448.26 Ki 66448.26 Ti 0.12 Vy 141.30 W 336.56 PERIODO FUNDAMENTAL EFECTIVO (Te): $T_e = T_i * \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$ $T_e = 0.12 * \sqrt{\frac{66448.26}{66448.26}} = 0.12 \text{ s}$ CÁLCULO DEL PUNTO DE DESEMPEÑO: $\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$ Donde: $C_1 = 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{aT_e^2}$ $\mu_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} * C_m$ $\mu_{strength} = \frac{0.4950}{141.30/336.56} * 1 = 1.18$ Por lo tanto: $C_1 = 1 + \frac{1.18 - 1}{60 * 0.12^2} = 1.07$ $C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{\mu_{strength} - 1}{aT_e^2} \right)^2$ $C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{1.18 - 1}{60 * 0.12^2} \right)^2 = 1.00$ Finalmente: $\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$ $\delta_t = 1.2 * 1.07 * 1.00 * 0.4950 * \frac{0.12^2}{4\pi^2} * 9.81$ $\delta_t = 0.0023 \text{ m}$ $\delta_t = 0.23 \text{ cm}$

Nota: δ_t =Punto de desempeño, C_0 , C_1 , C_2 = Coeficiente, T_e , = periodo fundamental, V_y = Límite elástico del edificio, W =Peso sísmico efectivo, C_m =Factor de masa efectivo

Tabla 28. Resumen del procedimiento para calcular el punto de desempeño ("Y-Y")

PROCEDIMIENTO PARA CALCULAR EL PUNTO DE DESEMPEÑO CON LA NORMA ASCE 41-17 (DIRECCIÓN Y - Y)	
PUNTO DE DESEMPEÑO PARA UN NIVEL DE MOVIMIENTO SISMICO RARO	PUNTO DE DESEMPEÑO PARA UN NIVEL DE MOVIMIENTO SISMICO MUY RARO
DATOS : Sa 1.0062 Ke 66448.26 Ki 66448.26 Ti 0.12 Vy 190.37 W 336.56 PERIODO FUNDAMENTAL EFECTIVO (Te): $T_e = T_i * \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$ $T_e = 0.12 * \sqrt{\frac{66448.26}{66448.26}} = 0.12 \text{ s}$ CÁLCULO DEL PUNTO DE DESEMPEÑO: $\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$ Donde: $C_1 = 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{aT_e^2}$ $\mu_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} * C_m$ $\mu_{strength} = \frac{1.0062}{190.37/336.56} * 1 = 1.78$ Por lo tanto: $C_1 = 1 + \frac{1.78 - 1}{60 * 0.12^2} = 1.32$ $C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{\mu_{strength} - 1}{aT_e^2} \right)^2$ $C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{1.78 - 1}{60 * 0.12^2} \right)^2 = 1.05$ Finalmente: $\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$ $\delta_t = 1.2 * 1.32 * 1.05 * 1.0062 * \frac{0.12^2}{4\pi^2} * 9.81$ $\delta_t = 0.0060 \text{ m}$ $\delta_t = 0.60 \text{ cm}$	DATOS : Sa 1.2957 Ke 66448.26 Ki 66448.26 Ti 0.12 Vy 204.54 W 336.56 PERIODO FUNDAMENTAL EFECTIVO (Te): $T_e = T_i * \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$ $T_e = 0.12 * \sqrt{\frac{66448.26}{66448.26}} = 0.12 \text{ s}$ CÁLCULO DEL PUNTO DE DESEMPEÑO: $\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$ Donde: $C_1 = 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{aT_e^2}$ $\mu_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} * C_m$ $\mu_{strength} = \frac{1.2957}{204.54/336.56} * 1 = 2.13$ Por lo tanto: $C_1 = 1 + \frac{2.13 - 1}{60 * 0.12^2} = 1.47$ $C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{\mu_{strength} - 1}{aT_e^2} \right)^2$ $C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{2.13 - 1}{60 * 0.12^2} \right)^2 = 1.11$ Finalmente: $\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$ $\delta_t = 1.2 * 1.47 * 1.11 * 1.2957 * \frac{0.12^2}{4\pi^2} * 9.81$ $\delta_t = 0.0091 \text{ m}$ $\delta_t = 0.91 \text{ cm}$

Nota: δ_t =Punto de desempeño, C_0 , C_1 , C_2 = Coeficiente, T_e , = periodo fundamental, V_y = Límite elástico del edificio, W =Peso sísmico efectivo, C_m =Factor de masa efectivo

5.6.4. Procedimiento para el cálculo de la ductilidad estructural

5.6.4.1. Ductilidad estructural para el sismo en dirección “X - X”

A partir de la curva de capacidad se puede trazar una recta bilineal que también cumpla con el principio de energía, donde la recta bilineal se traza hasta el desplazamiento máximo, donde se extrae los datos del software Etabs V.19, para hallar la capacidad y demanda de ductilidad estructural, presentadas en la Tabla 29.

Tabla 29. Datos del software
DATOS DEL SOFTWARE

Δ sísmico	1.80 cm
D_y	4.00 cm
D_u	24.00 cm

Tomada del modelado realizado en el software Etabs

Se debe cumplir con la siguiente condición para que la estructura resista un evento sísmico:

$$\mu \text{ Capacidad} > \mu \text{ Demanda}$$

- **Capacidad de ductilidad:** Desplazamiento máximo que resiste la estructura (D_u) entre desplazamiento límite elástico (D_y):

$$\mu \text{ Capacidad} = \frac{\Delta \text{ Último}}{\Delta \text{ Cedencia}} = \frac{D_u}{D_y}$$

$$\mu \text{ Capacidad} = \frac{24.00 \text{ cm}}{4.00 \text{ cm}}$$

$$\mu \text{ Capacidad} = 6.00$$

- **Demanda de ductilidad:** Deformación de la estructura durante el sismo (D_u) entre desplazamiento límite elástico (D_y)

$$\mu \text{ Demanda} = \frac{\Delta \text{ sísmico}}{\Delta \text{ Cedencia}} = \frac{\Delta \text{ sísmico}}{D_y}$$

$$\mu \text{ Demanda} = \frac{1.80 \text{ cm}}{4.00 \text{ cm}}$$

$$\mu \text{ Demanda} = 0.45$$

Se realiza el mismo procedimiento desde el paso 1 hasta el paso 4, obteniendo así de forma resumida en el siguiente cuadro, la ductilidad para los niveles de movimiento sísmico ocasional, raro y muy raro.

Tabla 30. Ductilidad estructural en dirección “X-X”

NIVEL DE MOVIMIENTO SÍSMICO FRECUENTE	NIVEL DE MOVIMIENTO SÍSMICO OCASIONAL	NIVEL DE MOVIMIENTO SÍSMICO RARO	NIVEL DE MOVIMIENTO SÍSMICO MUY RARO
DATOS : Δ sísmico 1.80 cm Dy 4.00 cm Du 24.00 cm Se debe cumplir con la siguiente condición para que la estructura resista un evento sísmico: $\mu \text{ Capacidad} > \mu \text{ Demanda}$ <u>CAPACIDAD DE DUCTILIDAD (μ Capacidad)</u> Desplazamiento máximo que resiste la estructura (Du) entre desplazamiento límite elástico (Dy): $\mu \text{ Capacidad} = \frac{\Delta \text{ Último}}{\Delta \text{ Cedencia}} = \frac{D_u}{D_y}$ $\mu \text{ Capacidad} = \frac{24.00 \text{ cm}}{4.00 \text{ cm}} = 6.00$ <u>DEMANDA DE DUCTILIDAD (μ Demanda)</u> Deformación de la estructura durante el sismo (Du) entre desplazamiento límite elástico (Dy): $\mu \text{ Demanda} = \frac{\Delta \text{ Sísmico}}{\Delta \text{ Cedencia}} = \frac{\Delta \text{ Sísmico}}{D_y}$ $\mu \text{ Demanda} = \frac{1.80 \text{ cm}}{4.00 \text{ cm}} = 0.45$ Interpretación: A partir de los resultados obtenidos, la ductilidad estructural para la dirección “X”, cumple con la condición de que la estructura será capaz de resistir la presencia de un evento sísmico, con una ductilidad máxima de 6.00 y una demanda de ductilidad de 0.45.	DATOS : Δ sísmico 2.30 cm Dy 4.00 cm Du 24.00 cm Se debe cumplir con la siguiente condición para que la estructura resista un evento sísmico: $\mu \text{ Capacidad} > \mu \text{ Demanda}$ <u>CAPACIDAD DE DUCTILIDAD (μ Capacidad)</u> Desplazamiento máximo que resiste la estructura (Du) entre desplazamiento límite elástico (Dy): $\mu \text{ Capacidad} = \frac{\Delta \text{ Último}}{\Delta \text{ Cedencia}} = \frac{D_u}{D_y}$ $\mu \text{ Capacidad} = \frac{24.00 \text{ cm}}{4.00 \text{ cm}} = 6.00$ <u>DEMANDA DE DUCTILIDAD (μ Demanda)</u> Deformación de la estructura durante el sismo (Du) entre desplazamiento límite elástico (Dy): $\mu \text{ Demanda} = \frac{\Delta \text{ Sísmico}}{\Delta \text{ Cedencia}} = \frac{\Delta \text{ Sísmico}}{D_y}$ $\mu \text{ Demanda} = \frac{2.30 \text{ cm}}{4.00 \text{ cm}} = 0.58$ Interpretación: A partir de los resultados obtenidos, la ductilidad estructural para la dirección “X”, cumple con la condición de que la estructura será capaz de resistir la presencia de un evento sísmico, con una ductilidad máxima de 6.00 y una demanda de ductilidad de 0.58.	DATOS : Δ sísmico 5.30 cm Dy 4.00 cm Du 24.00 cm Se debe cumplir con la siguiente condición para que la estructura resista un evento sísmico: $\mu \text{ Capacidad} > \mu \text{ Demanda}$ <u>CAPACIDAD DE DUCTILIDAD (μ Capacidad)</u> Desplazamiento máximo que resiste la estructura (Du) entre desplazamiento límite elástico (Dy): $\mu \text{ Capacidad} = \frac{\Delta \text{ Último}}{\Delta \text{ Cedencia}} = \frac{D_u}{D_y}$ $\mu \text{ Capacidad} = \frac{24.00 \text{ cm}}{4.00 \text{ cm}} = 6.00$ <u>DEMANDA DE DUCTILIDAD (μ Demanda)</u> Deformación de la estructura durante el sismo (Du) entre desplazamiento límite elástico (Dy): $\mu \text{ Demanda} = \frac{\Delta \text{ Sísmico}}{\Delta \text{ Cedencia}} = \frac{\Delta \text{ Sísmico}}{D_y}$ $\mu \text{ Demanda} = \frac{5.30 \text{ cm}}{4.00 \text{ cm}} = 1.33$ Interpretación: A partir de los resultados obtenidos, la ductilidad estructural para la dirección “X”, cumple con la condición de que la estructura será capaz de resistir la presencia de un evento sísmico, con una ductilidad máxima de 6.00 y una demanda de ductilidad de 1.33.	DATOS : Δ sísmico 7.30 cm Dy 4.00 cm Du 24.00 cm Se debe cumplir con la siguiente condición para que la estructura resista un evento sísmico: $\mu \text{ Capacidad} > \mu \text{ Demanda}$ <u>CAPACIDAD DE DUCTILIDAD (μ Capacidad)</u> Desplazamiento máximo que resiste la estructura (Du) entre desplazamiento límite elástico (Dy): $\mu \text{ Capacidad} = \frac{\Delta \text{ Último}}{\Delta \text{ Cedencia}} = \frac{D_u}{D_y}$ $\mu \text{ Capacidad} = \frac{24.00 \text{ cm}}{4.00 \text{ cm}} = 6.00$ <u>DEMANDA DE DUCTILIDAD (μ Demanda)</u> Deformación de la estructura durante el sismo (Du) entre desplazamiento límite elástico (Dy): $\mu \text{ Demanda} = \frac{\Delta \text{ Sísmico}}{\Delta \text{ Cedencia}} = \frac{\Delta \text{ Sísmico}}{D_y}$ $\mu \text{ Demanda} = \frac{7.30 \text{ cm}}{4.00 \text{ cm}} = 1.83$ Interpretación: A partir de los resultados obtenidos, la ductilidad estructural para la dirección “X”, cumple con la condición de que la estructura será capaz de resistir la presencia de un evento sísmico, con una ductilidad máxima de 6.00 y una demanda de ductilidad de 1.83.

Nota: Dy=desplazamiento límite elástico; Du=desplazamiento máximo que resiste la estructura

- Ductilidad estructural para el sismo en dirección “Y - Y”

Tabla 31. Ductilidad estructural en dirección “Y-Y”

NIVEL DE MOVIMIENTO SÍSMICO FRECUENTE	NIVEL DE MOVIMIENTO SÍSMICO OCASIONAL	NIVEL DE MOVIMIENTO SÍSMICO RARO	NIVEL DE MOVIMIENTO SÍSMICO MUY RARO
DATOS : Δ sísmico 0.19 cm Dy 1.00 cm Du 4.00 cm Se debe cumplir con la siguiente condición para que la estructura resista un evento sísmico: $\mu \text{ Capacidad} > \mu \text{ Demanda}$ CAPACIDAD DE DUCTILIDAD (μ Capacidad) Desplazamiento máximo que resiste la estructura (Du) entre desplazamiento límite elástico (Dy): $\mu \text{ Capacidad} = \frac{\Delta \text{ Último}}{\Delta \text{ Cedencia}} = \frac{D_u}{D_y}$ $\mu \text{ Capacidad} = \frac{4.00 \text{ cm}}{1.00 \text{ cm}} = 4.00$ DEMANDA DE DUCTILIDAD (μ Demanda) Deformación de la estructura durante el sismo (Du) entre desplazamiento límite elástico (Dy): $\mu \text{ Demanda} = \frac{\Delta \text{ Sísmico}}{\Delta \text{ Cedencia}} = \frac{\Delta \text{ Sísmico}}{D_y}$ $\mu \text{ Demanda} = \frac{0.19 \text{ cm}}{1.00 \text{ cm}} = 0.19$ Interpretación: A partir de los resultados obtenidos, la ductilidad estructural para la dirección “X”, cumple con la condición de que la estructura será capaz de resistir la presencia de un evento sísmico, con una ductilidad máxima de 4.00 y una demanda de ductilidad de 0.19.	DATOS : Δ sísmico 0.24 cm Dy 1.00 cm Du 4.00 cm Se debe cumplir con la siguiente condición para que la estructura resista un evento sísmico: $\mu \text{ Capacidad} > \mu \text{ Demanda}$ CAPACIDAD DE DUCTILIDAD (μ Capacidad) Desplazamiento máximo que resiste la estructura (Du) entre desplazamiento límite elástico (Dy): $\mu \text{ Capacidad} = \frac{\Delta \text{ Último}}{\Delta \text{ Cedencia}} = \frac{D_u}{D_y}$ $\mu \text{ Capacidad} = \frac{4.00 \text{ cm}}{1.00 \text{ cm}} = 4.00$ DEMANDA DE DUCTILIDAD (μ Demanda) Deformación de la estructura durante el sismo (Du) entre desplazamiento límite elástico (Dy): $\mu \text{ Demanda} = \frac{\Delta \text{ Sísmico}}{\Delta \text{ Cedencia}} = \frac{\Delta \text{ Sísmico}}{D_y}$ $\mu \text{ Demanda} = \frac{0.24 \text{ cm}}{1.00 \text{ cm}} = 0.24$ Interpretación: A partir de los resultados obtenidos, la ductilidad estructural para la dirección “X”, cumple con la condición de que la estructura será capaz de resistir la presencia de un evento sísmico, con una ductilidad máxima de 4.00 y una demanda de ductilidad de 0.24.	DATOS : Δ sísmico 0.54 cm Dy 1.00 cm Du 4.00 cm Se debe cumplir con la siguiente condición para que la estructura resista un evento sísmico: $\mu \text{ Capacidad} > \mu \text{ Demanda}$ CAPACIDAD DE DUCTILIDAD (μ Capacidad) Desplazamiento máximo que resiste la estructura (Du) entre desplazamiento límite elástico (Dy): $\mu \text{ Capacidad} = \frac{\Delta \text{ Último}}{\Delta \text{ Cedencia}} = \frac{D_u}{D_y}$ $\mu \text{ Capacidad} = \frac{4.00 \text{ cm}}{1.00 \text{ cm}} = 4.00$ DEMANDA DE DUCTILIDAD (μ Demanda) Deformación de la estructura durante el sismo (Du) entre desplazamiento límite elástico (Dy): $\mu \text{ Demanda} = \frac{\Delta \text{ Sísmico}}{\Delta \text{ Cedencia}} = \frac{\Delta \text{ Sísmico}}{D_y}$ $\mu \text{ Demanda} = \frac{0.54 \text{ cm}}{1.00 \text{ cm}} = 0.54$ Interpretación: A partir de los resultados obtenidos, la ductilidad estructural para la dirección “X”, cumple con la condición de que la estructura será capaz de resistir la presencia de un evento sísmico, con una ductilidad máxima de 4.00 y una demanda de ductilidad de 0.54.	DATOS : Δ sísmico 0.80 cm Dy 1.00 cm Du 4.00 cm Se debe cumplir con la siguiente condición para que la estructura resista un evento sísmico: $\mu \text{ Capacidad} > \mu \text{ Demanda}$ CAPACIDAD DE DUCTILIDAD (μ Capacidad) Desplazamiento máximo que resiste la estructura (Du) entre desplazamiento límite elástico (Dy): $\mu \text{ Capacidad} = \frac{\Delta \text{ Último}}{\Delta \text{ Cedencia}} = \frac{D_u}{D_y}$ $\mu \text{ Capacidad} = \frac{4.00 \text{ cm}}{1.00 \text{ cm}} = 4.00$ DEMANDA DE DUCTILIDAD (μ Demanda) Deformación de la estructura durante el sismo (Du) entre desplazamiento límite elástico (Dy): $\mu \text{ Demanda} = \frac{\Delta \text{ Sísmico}}{\Delta \text{ Cedencia}} = \frac{\Delta \text{ Sísmico}}{D_y}$ $\mu \text{ Demanda} = \frac{0.80 \text{ cm}}{1.00 \text{ cm}} = 0.80$ Interpretación: A partir de los resultados obtenidos, la ductilidad estructural para la dirección “X”, cumple con la condición de que la estructura será capaz de resistir la presencia de un evento sísmico, con una ductilidad máxima de 4.00 y una demanda de ductilidad de 0.80.

Nota: Dy=desplazamiento limite elástico; Du=desplazamiento máximo que resiste la estructura

CAPÍTULO VI

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

6.1. Análisis de resultados

Previo a la interpretación de los resultados, hemos observado el procedimiento realizado sobre el estudio estático Pushover en el rango no lineal usando el software ETABS V19 de elaboración propia. En adelante, nos centraremos en los objetivos planteados, los cuales se desarrollarán a continuación.

6.1.1. Objetivo específico 1:

Calculando la curva de capacidad según la normativa ASCE/SEI 41-17 del pabellón D de la I.E. Francisco Bolognesi, mediante el análisis estático no lineal “Pushover”, distrito chilca, Huancayo, 2021.

- **Curvas de capacidad**

A través del incremento de cargas monotónicamente en cada sentido hasta llevar a la estructura al colapso, extraemos los datos del desplazamiento ubicados en el punto más alto del techo (nudo de control), producidos por los correspondientes valores de la cortante basal, mediante el software ETABS V.19.

- ✓ Curva de capacidad para el sismo en dirección “X - X”

Tabla 32. Desplazamiento vs Cortante basal, STEPS=240

TABLA: ASCE 41-13 NSP					
Step	Desplazamiento (m)	Fuerza cortante (tonf)	Step	Desplazamiento (m)	Fuerza cortante (tonf)
0	0	0	129	0.13	225.53
9	0.01	62.62	139	0.14	225.48
19	0.02	107.33	149	0.15	225.20
29	0.03	140.91	159	0.16	225.31
39	0.04	167.00	169	0.17	225.40
49	0.05	186.61	179	0.18	226.18
59	0.06	199.15	189	0.19	226.46
69	0.07	208.83	199	0.20	226.55
79	0.08	215.49	209	0.21	226.28
89	0.09	219.40	219	0.22	225.61
99	0.10	222.53	229	0.23	224.54
109	0.11	224.39	239	0.24	223.32
119	0.12	225.16	240	0.24	222.59

Tomada del modelado realizado en el software Etabs

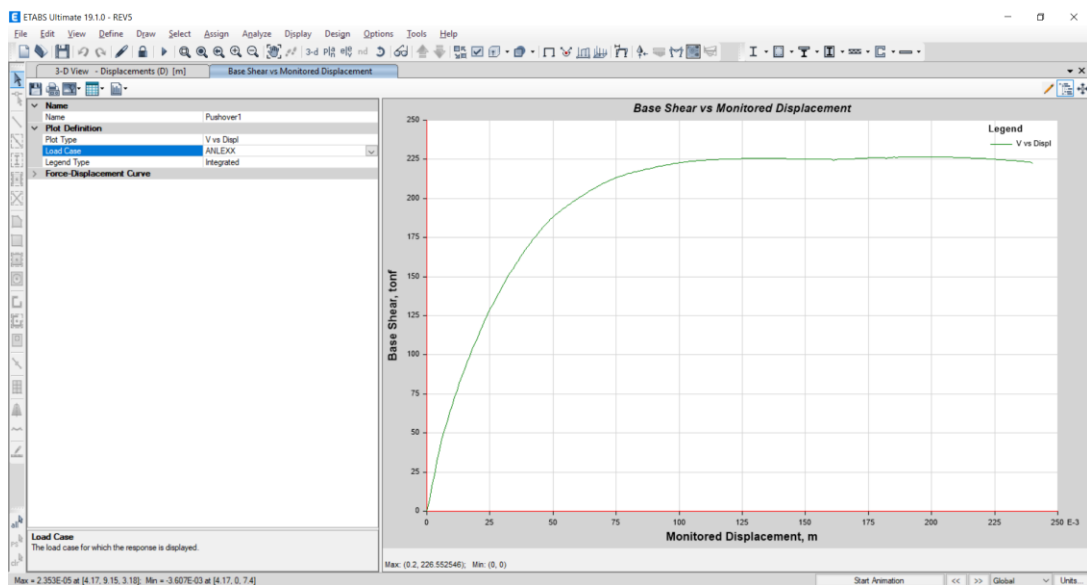


Figura 72. Curva de capacidad de la estructura en la dirección “X-X”
Tomada del modelado realizado en el software Etabs

De la Figura 72, se observa que, debido al incremento de la aplicación de cargas incrementales, la estructura alcanza su capacidad última a un desplazamiento máximo horizontal en función al estudio estático Pushover en el rango no lineal de 24 cm, para la dirección X – X, con una cortante basal de 226.55 tonf

- ✓ Curva de capacidad para el sismo en dirección “Y - Y”

Tabla 33. Desplazamiento vs Cortante basal STEP=50

TABLA: ASCE 41-13 NSP					
Step	Desplazamiento (m)	Fuerza cortante (tonf)	Step	Desplazamiento (m)	Fuerza cortante (tonf)
1	0.00	22.96	27	0.03	385.33
3	0.00	155.82	29	0.03	389.68
5	0.00	221.54	31	0.03	392.59
7	0.01	250.15	33	0.03	389.74
9	0.01	269.83	35	0.03	385.31
11	0.01	288.02	37	0.04	375.27
13	0.01	304.66	39	0.04	355.85
15	0.01	318.78	41	0.04	307.80
17	0.02	332.29	43	0.04	282.10
19	0.02	345.15	45	0.04	282.34
21	0.02	357.23	47	0.05	281.75
23	0.02	368.32	49	0.05	279.90
25	0.02	378.54	51	0.05	274.47

Tomada del modelado realizado en el software Etabs

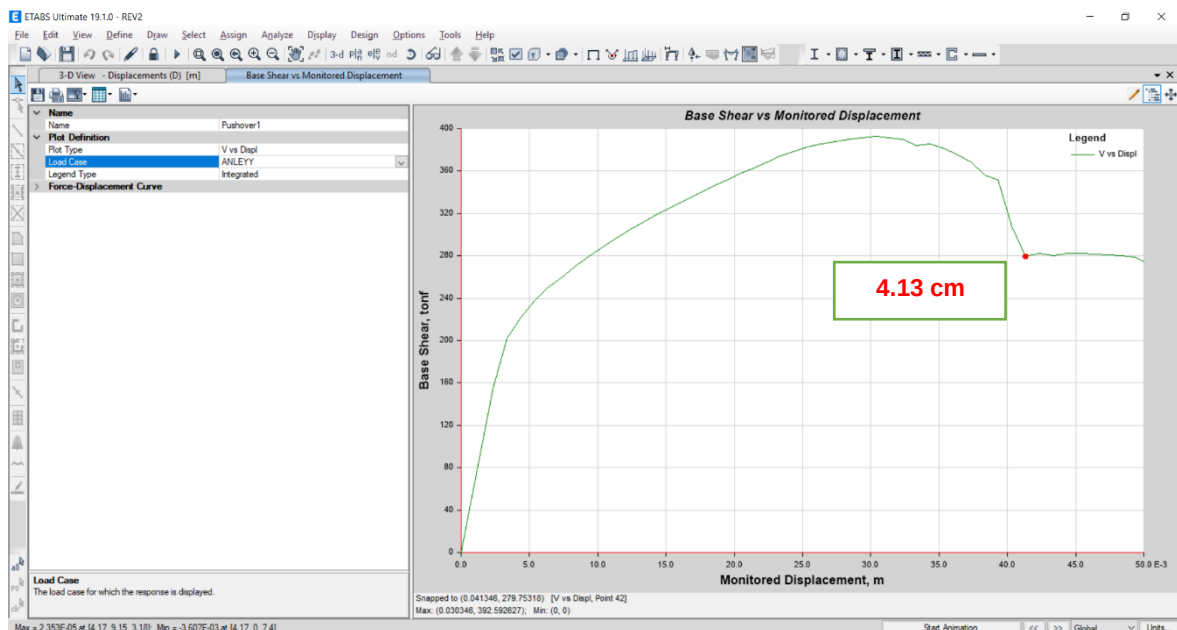


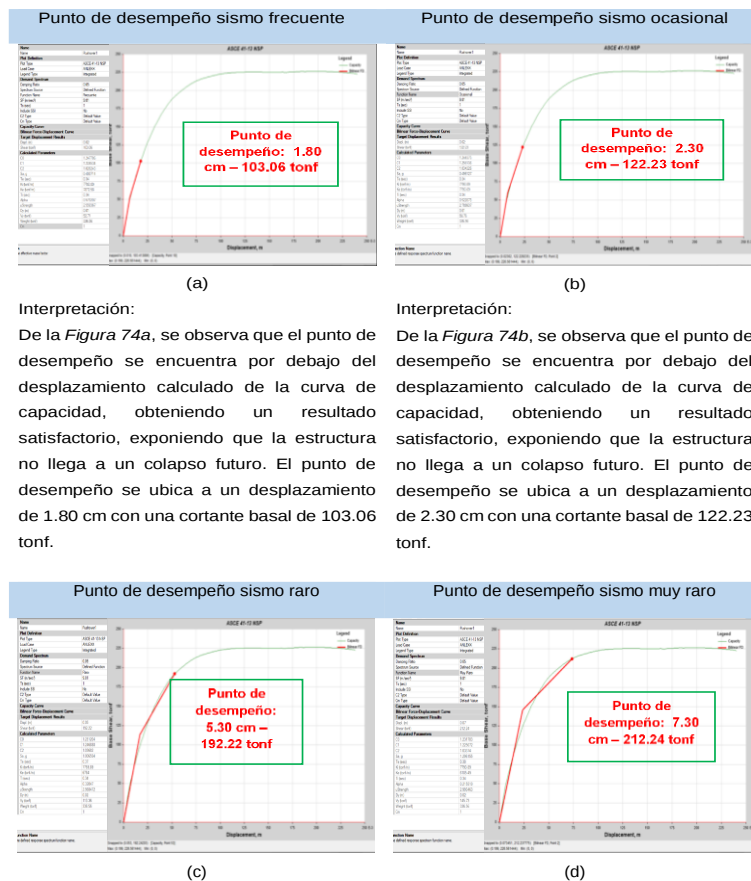
Figura 73. Curva de capacidad de la estructura en la dirección “Y-Y”
Tomada del modelado realizado en el software Etabs

De la Figura 73, se observa que, debido al incremento de la aplicación de cargas incrementales, la estructura alcanza su capacidad última a un desplazamiento máximo horizontal en función al estudio estático Pushover en el rango no lineal de 3.03 cm, para la dirección Y – Y, con una cortante basal de 392.59 tonf. Así mismo,

la dirección en análisis presenta un sistema estructural de albañilería confinada, existiendo una falla debido a que los muros fallan frágilmente, ubicándose en el desplazamiento monitoreado de 4.13 cm, con una cortante basal de 279.75 tonf.

6.1.2. Objetivo específico 2:

Determinación del punto de desempeño sísmico con la metodología del coeficiente de desplazamiento basado en la norma ASCE/SEI 41-17 del pabellón “D” de la I.E. Francisco Bolognesi, mediante el análisis estático no lineal “Pushover”, distrito chilca, Huancayo, 2021.



Interpretación:

De la Figura 74a, se observa que el punto de desempeño se encuentra por debajo del desplazamiento calculado de la curva de capacidad, obteniendo un resultado satisfactorio, exponiendo que la estructura no llega a un colapso futuro. El punto de desempeño se ubica a un desplazamiento de 1.80 cm con una cortante basal de 103.06 tonf.

Interpretación:

De la Figura 74b, se observa que el punto de desempeño se encuentra por debajo del desplazamiento calculado de la curva de capacidad, obteniendo un resultado satisfactorio, exponiendo que la estructura no llega a un colapso futuro. El punto de desempeño se ubica a un desplazamiento de 2.30 cm con una cortante basal de 122.23 tonf.

Interpretación:

De la Figura 74c, se observa que el punto de desempeño se encuentra por debajo del desplazamiento calculado de la curva de capacidad, obteniendo un resultado satisfactorio, exponiendo que la estructura no llega a un colapso futuro. El punto de desempeño se ubica a un desplazamiento de 5.30 cm con una cortante basal de 192.22 tonf.

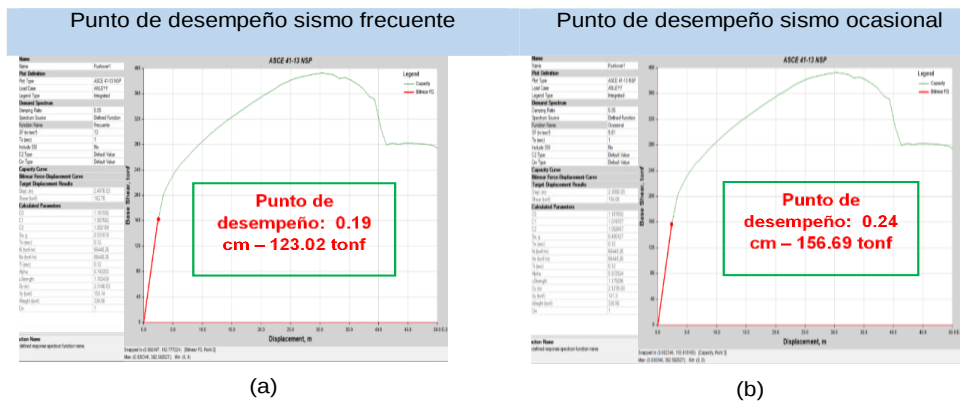
Interpretación:

De la Figura 74d, se observa que el punto de desempeño se encuentra por debajo del desplazamiento calculado de la curva de capacidad, obteniendo un resultado satisfactorio, exponiendo que la estructura no llega a un colapso futuro. El punto de desempeño se ubica a un desplazamiento de 7.30 cm con una cortante basal de 212.24 tonf.

Figura 74. Punto de Desempeño en los diferentes niveles de movimiento sísmico en la dirección “X-X”

Tomada del modelado realizado en el software Etabs

✓ Punto de desempeño para el sismo en dirección “Y - Y”

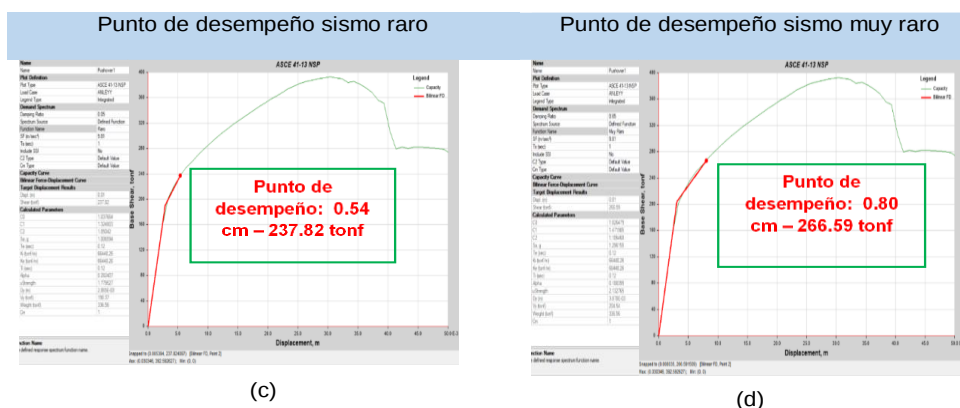


Interpretación:

De la *Figura 75a*, se observa que el punto de desempeño se encuentra por debajo del desplazamiento calculado de la curva de capacidad, obteniendo un resultado satisfactorio, exponiendo que la estructura no llega a un colapso futuro. El punto de desempeño se ubica a un desplazamiento de 0.19 cm con una cortante basal de 123.02 tonf.

Interpretación:

De la *Figura 75b*, se observa que el punto de desempeño se encuentra por debajo del desplazamiento calculado de la curva de capacidad, obteniendo un resultado satisfactorio, exponiendo que la estructura no llega a un colapso futuro. El punto de desempeño se ubica a un desplazamiento de 0.24cm con una cortante basal de 156.69 tonf.



Interpretación:

De la *Figura 75c*, se observa que el punto de desempeño se encuentra por debajo del desplazamiento calculado de la curva de capacidad, obteniendo un resultado satisfactorio, exponiendo que la estructura no llega a un colapso futuro. El punto de desempeño se ubica a un desplazamiento de 0.54 cm con una cortante basal de 237.82 tonf.

Interpretación:

De la *Figura 75d*, se observa que el punto de desempeño se encuentra por debajo del desplazamiento calculado de la curva de capacidad, obteniendo un resultado satisfactorio, exponiendo que la estructura no llega a un colapso futuro. El punto de desempeño se ubica a un desplazamiento de 0.80 cm con una cortante basal de 266.59 tonf.

Figura 75. Punto de desempeño en los diferentes niveles de movimiento sísmico en la dirección “Y-Y”

Tomada del modelado realizado en el software Etabs

A continuación, se procederá a comparar los resultados obtenidos de la Figura 74 versus la Tabla 26, obteniendo así el siguiente cuadro:

Tabla 34. Resumen de los valores del punto de desempeño ("X-X")

NIVEL DE MOVIMIENTO SISMICO	DESPLAZAMIENTO (cm)		
	DESARROLLO MANUAL	ETABS	DIFERENCIA
SISMO FRECUENTE	1.7	1.8	0.1
SISMO OCASIONAL	2.2	2.3	0.1
SISMO RARO	5.1	5.3	0.2
SISMO MUY RARO	7.1	7.3	0.2

Nota: Valores extraídos obtenidos del software Etabs y del desarrollo manual, en los diferentes niveles de movimiento sísmico

En la Tabla 34 se puede observar que los cálculos obtenidos del punto de desempeño a través del procedimiento manual con el ASCE 41-17, se aproximan a los datos extraídos del modelado realizado en el software Etabs, siendo la diferencia de 0.1cm para los niveles de movimiento sísmico frecuente - ocasional y 0.2cm para los niveles de movimiento sísmico raro y muy raro. Comprobando así que los cálculos realizados son correctos y válidos de acuerdo al análisis hecho, para posteriormente ubicar el nivel de desempeño de la estructura en sus diferentes niveles de movimiento sísmico.

De la siguiente manera, se procederá a comparar los resultados obtenidos de la Figura 75 versus la Tabla 27-28, obteniendo así el siguiente cuadro:

Tabla 35. Resumen de los valores del punto de desempeño ("Y-Y")

NIVEL DE MOVIMIENTO SISMICO	DESPLAZAMIENTO (cm)		
	DESARROLLO MANUAL	ETABS	DIFERENCIA
SISMO FRECUENTE	0.20	0.19	0.01
SISMO OCASIONAL	0.23	0.24	0.01
SISMO RARO	0.60	0.54	0.06
SISMO MUY RARO	0.91	0.80	0.11

Nota: Valores extraídos obtenidos del software Etabs y del desarrollo manual, en los diferentes niveles de movimiento sísmico.

En la Tabla 35 se puede observar que los cálculos obtenidos del punto de desempeño a través del procedimiento manual con el ASCE 41-17, se aproximan a los datos extraídos del modelado realizado en el software Etabs, siendo la

diferencia de 0.01cm para los niveles de movimiento sísmico frecuente – ocasional, 0.06cm para el nivel de movimiento sísmico raro y 0.01cm para el nivel de movimiento sísmico muy raro. Comprobando así que los cálculos realizados son correctos y válidos de acuerdo al análisis hecho, para posteriormente ubicar el nivel de desempeño de la estructura en sus diferentes niveles de movimiento sísmico.

6.1.3. Objetivo específico 3:

Determinación de la ductilidad estructural que se obtiene al evaluar el pabellón “D” de la I.E. Francisco Bolognesi, mediante el análisis estático no lineal “Pushover”, distrito chilca, Huancayo, 2021.

✓ Ductilidad estructural para el sismo en dirección “X - X”

A partir del procedimiento para el cálculo de la ductilidad estructural para los diferentes niveles de movimiento sísmico, donde intervienen los factores de capacidad y demanda estructural, se obtuvieron de manera resumida los siguientes valores en la Tabla 36-37.

Tabla 36. Resumen de ductilidad estructural en la dirección (“X-X”)

NIVEL DE MOVIMIENTO SISMICO	DUCTILIDAD		
	CAPACIDAD	DEMANDA	%DEMANDA
SISMO FRECUENTE	6.00	0.45	8%
SISMO OCASIONAL	6.00	0.58	10%
SISMO RARO	6.00	1.33	22%
SISMO MUY RARO	6.00	1.83	31%

Nota: Valores extraídos obtenidos del software Etabs en los diferentes niveles de movimiento sísmico. Se evalúa el porcentaje de la ductilidad de demanda

A partir de los resultados resumidos obtenidos, la ductilidad estructural para la dirección “X”, cumplen con la condición de que la estructura será capaz de resistir la presencia de un evento sísmico, debido a que presentan una capacidad estructural mayor a la demanda de ductilidad para todos los niveles de movimiento de sísmico. Siendo el de mayor porcentaje de demanda el nivel de movimiento sísmico muy raro con un valor de 31 %, es decir la estructura no llega ni a un 50% del desplazamiento máximo.

- ✓ Ductilidad estructural para el sismo en dirección “Y - Y”

Tabla 37. Resumen de ductilidad estructural en la dirección (“Y-Y”)

NIVEL DE MOVIMIENTO SISMICO	DUCTILIDAD		
	CAPACIDAD	DEMANDA	%DEMANDA
SISMO FRECUENTE	4.00	0.19	5%
SISMO OCASIONAL	4.00	0.24	6%
SISMO RARO	4.00	0.54	14%
SISMO MUY RARO	4.00	0.80	20%

Nota: Valores extraídos obtenidos del software Etabs en los diferentes niveles de movimiento sísmico. Se evalúa el porcentaje de la ductilidad de demanda

De la Tabla 37, se observa que, el nivel de movimiento sísmico muy raro tiene el mayor porcentaje de demanda ante la ductilidad de capacidad que posee la estructura, cabe mencionar que los otros niveles de movimiento sísmico también poseen un buen porcentaje de ductilidad demandada ante la ductilidad de capacidad. Comprobando así que la estructura será capaz de soportar un nivel de movimiento sísmico muy raro.

6.1.4. Objetivo general:

Evaluación del nivel de desempeño sísmico del pabellón D de la I.E. Francisco Bolognesi, mediante el análisis estático no lineal “Pushover”, distrito Chilca, Huancayo, 2021.

- ✓ Nivel de desempeño sísmico para el sismo en dirección “X - X”

Se realizará a partir de la representación bilineal en su desplazamiento máximo y la sectorización de la curva de capacidad, donde se obtuvo el punto de fluencia efectiva o desplazamiento límite elástico, que separa en rango lineal con el rango no lineal.

Tabla 38. Nivel de desempeño sísmico de la estructura en la dirección (“X-X”)

Nivel de desempeño sísmico – sismo frecuente	Nivel de desempeño sísmico – sismo ocasional
A partir de la representación bilineal extraída del software Etabs V.19, como se observa en la Figura 69a, se llevó a cabo la sectorización	A partir de la representación bilineal extraída del software Etabs V.19, como se observa en la Figura 69b se llevó a cabo la sectorización

de la curva de capacidad, obteniendo los siguientes datos:

PUNTO DE DESEMPEÑO "X" = 1.80 cm Dy = Δe = Punto de Fluencia Efectiva Du = Desplazamiento de colapso Dp = Δp = Rango inelástico	Dy (cm)	4.00
	Du (cm)	24.00
	Dp (cm)	20.00
	0.1 Dp	2.00
	F (cm)	10.00
	RS (cm)	16.00
	CC (cm)	20.00
	C (cm)	24.00

Posterior a ello se considera el punto de desempeño (Ver *Figura 74a*) para determinar el nivel de desempeño sísmico.

de la curva de capacidad, obteniendo los siguientes datos:

PUNTO DE DESEMPEÑO "X" = 2.30 cm Dy = Δe = Punto de Fluencia Efectiva Du = Desplazamiento de colapso Dp = Δp = Rango inelástico	Dy (cm)	4.00
	Du (cm)	24.00
	Dp (cm)	20.00
	0.1 Dp	2.00
	F (cm)	10.00
	RS (cm)	16.00
	CC (cm)	20.00
	C (cm)	24.00

Posterior a ello se considera el punto de desempeño (Ver *Figura 74b*) para determinar el nivel de desempeño sísmico.

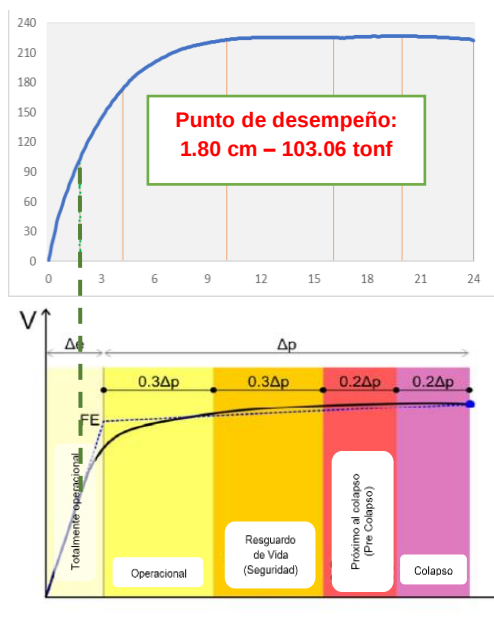


Figura 76. Sectorización de la curva de capacidad-sismo frecuente

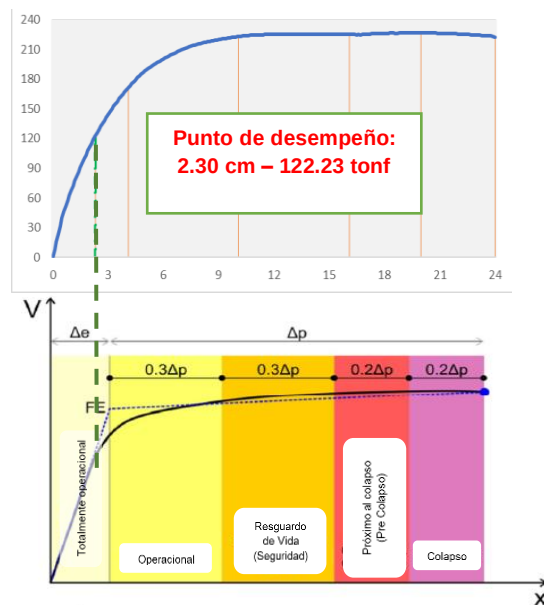


Figura 77. Sectorización de la curva de capacidad-sismo ocasional

Nota: Valores obtenidos del software Etabs en los niveles de movimiento sísmico (frecuente y ocasional) en la dirección "X-X". Se evalúa en que área de la sectorización de la curva de capacidad se encuentra el punto de desempeño.

De la Figura 76, se interpreta lo siguiente: A partir de la ubicación del punto de desempeño en la sectorización correspondiente, se aprecia que el desplazamiento máximo horizontal con el estudio estático en el rango no lineal es 24.00 cm y el desplazamiento límite elástico es de 4.00 cm. Por otro lado, el punto de desempeño se encuentra ubicado en el nivel de desempeño "TOTALMENTE OPERACIONAL", según el Comité Visión 2000, con un valor de 1.80 cm y una cortante basal de

103.06 tonf, esto quiere decir que la estructura no presentará daños, permaneciendo operativa después del movimiento sísmico.

Así mismo, de la Figura 77, se interpreta lo siguiente: A partir de la ubicación del punto de desempeño en la sectorización correspondiente, se aprecia que el desplazamiento máximo horizontal con el estudio estático en el rango no lineal es 24.00 cm y el desplazamiento límite elástico es de 4.00 cm. Por otro lado, el punto de desempeño se encuentra ubicado en el nivel de desempeño “TOTALMENTE OPERACIONAL”, según el Comité Visión 2000, con un valor de 2.30 cm y una cortante basal de 122.23 tonf, esto quiere decir que la estructura no presentará daños, permaneciendo operativa después del movimiento sísmico

Tabla 39. Nivel de desempeño sísmico de la estructura en la dirección (“X-X”)

Nivel de desempeño sísmico – sismo raro

Nivel de desempeño sísmico – sismo muy raro

A partir de la representación bilineal extraída del software Etabs V.19, como se observa en la *Figura 69c* se llevó a cabo la sectorización de la curva de capacidad, obteniendo los siguientes datos:

A partir de la representación bilineal extraída del software Etabs V.19, como se observa en la *Figura 69d*, se llevó a cabo la sectorización de la curva de capacidad, obteniendo los siguientes datos:

PUNTO DE DESEMPEÑO "X" = 5.30 cm Dy = Δe = Punto de Fluencia Efectiva Du = Desplazamiento de colapso Dp = Δp = Rango inelástico Dy (cm) 4.00 Du (cm) 24.00 Dp (cm) 20.00 0.1 Dp 2.00 F (cm) 10.00 RS (cm) 16.00 CC (cm) 20.00 C (cm) 24.00	PUNTO DE DESEMPEÑO "X" = 7.30 cm Dy = Δe = Punto de Fluencia Efectiva Du = Desplazamiento de colapso Dp = Δp = Rango inelástico Dy (cm) 4.00 Du (cm) 24.00 Dp (cm) 20.00 0.1 Dp 2.00 F (cm) 10.00 RS (cm) 16.00 CC (cm) 20.00 C (cm) 24.00
--	--

Posterior a ello se considera el punto de desempeño (Ver *Figura 74c*) para determinar el nivel de desempeño sísmico.

Posterior a ello se considera el punto de desempeño (Ver *Figura 74d*) para determinar el nivel de desempeño sísmico.

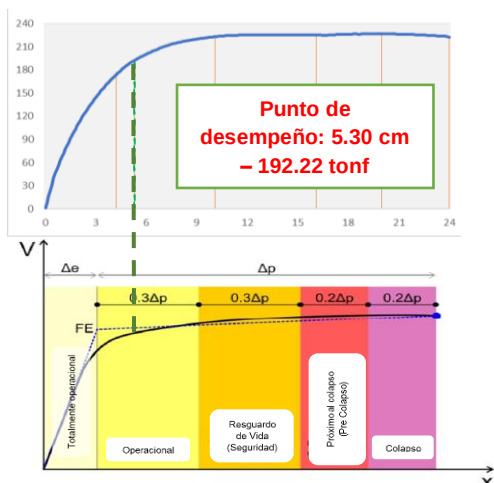


Figura 78. Sectorización de la curva de capacidad-sismo ocasional

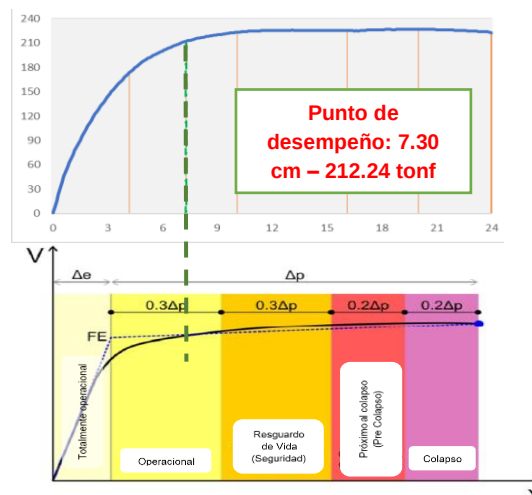


Figura 79. Sectorización de la curva de capacidad-sismo muy raro

Nota: Valores obtenidos del software Etabs en los niveles de movimiento sísmico (raro y muy raro) en la dirección "X-X". Se evalúa en que área de la sectorización de la curva de capacidad se encuentra el punto de desempeño.

De la Figura 78, se interpreta lo siguiente: A partir de la ubicación del punto de desempeño en la sectorización correspondiente, se aprecia que el desplazamiento máximo horizontal con el estudio estático en el rango no lineal es 24.00 cm y el desplazamiento límite elástico es de 4.00 cm. Por otro lado, el punto de desempeño se encuentra ubicado en el nivel de desempeño "OPERACIONAL", según el Comité Visión 2000, con un valor de 5.30 cm y una cortante basal de 192.22 tonf, esto quiere decir que la estructura presentará daños moderados para los elementos estructurales y no estructurales, con un daño limitado sin comprometer a la estructura.

De la misma forma, la Figura 79, se interpreta lo siguiente: A partir de la ubicación del punto de desempeño en la sectorización correspondiente, se aprecia que el desplazamiento máximo horizontal con el estudio estático en el rango no lineal es 24.00 cm y el desplazamiento límite elástico es de 4.00 cm. Por otro lado, el punto de desempeño se encuentra ubicado en el nivel de desempeño "OPERACIONAL", según el Comité Visión 2000, con un valor de 7.30 cm y una cortante basal de 212.24 tonf, esto quiere decir que la estructura presentará daños moderados para los elementos estructurales y no estructurales, con un daño limitado sin comprometer a la estructura.

✓ Nivel de desempeño sísmico para el sismo en dirección “Y - Y”

Tabla 40. Nivel de desempeño sísmico de la estructura en la dirección (“Y-Y”)

Nivel de desempeño sísmico – sismo frecuente	Nivel de desempeño sísmico – sismo ocasional
---	---

A partir de la representación bilineal extraída del software Etabs V.19, como se observa en la *Figura 70a*, se llevó a cabo la sectorización de la curva de capacidad, obteniendo los siguientes datos:

PUNTO DE DESEMPEÑO “Y” = 0.19 cm Dy = Δe = Punto de Fluencia Efectiva Du = Desplazamiento de colapso Dp = Δp = Rango inelástico	Dy (cm)	1.00
	Du (cm)	4.00
	Dp (cm)	3.00
	0.1 Dp	0.30
	F (cm)	1.90
	RS (cm)	2.80
	CC (cm)	3.40
	C (cm)	4.00

A partir de la representación bilineal extraída del software Etabs V.19, como se observa en la *Figura 69b*, se llevó a cabo la sectorización de la curva de capacidad, obteniendo los siguientes datos:

PUNTO DE DESEMPEÑO “Y” = 0.24 cm Dy = Δe = Punto de Fluencia Efectiva Du = Desplazamiento de colapso Dp = Δp = Rango inelástico	Dy (cm)	1.00
	Du (cm)	4.00
	Dp (cm)	3.00
	0.1 Dp	0.30
	F (cm)	1.90
	RS (cm)	2.80
	CC (cm)	3.40
	C (cm)	4.00

Posterior a ello se considera el punto de desempeño (Ver *Figura 75a*) para determinar el nivel de desempeño sísmico.

Posterior a ello se considera el punto de desempeño (Ver *Figura 75b*) para determinar el nivel de desempeño sísmico.

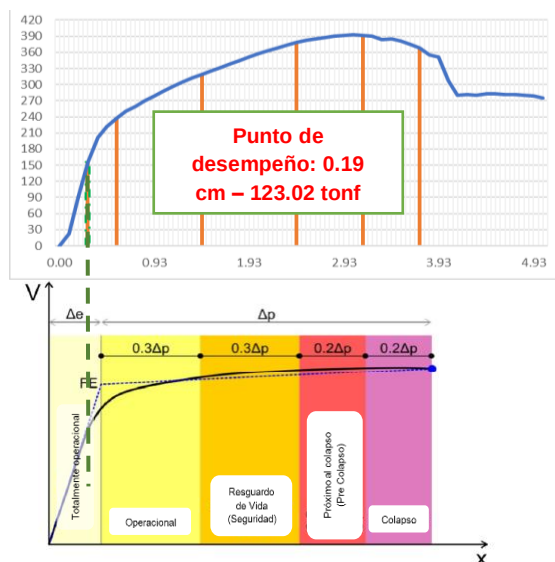


Figura 80. Sectorización de la curva de capacidad-sismo frecuente

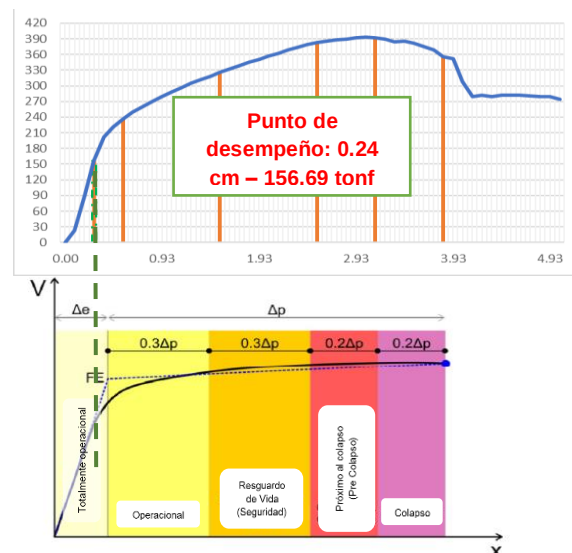


Figura 81. Sectorización de la curva de capacidad-sismo ocasional

Nota: Valores obtenidos del software Etabs en los niveles de movimiento sísmico (frecuente y ocasional) en la dirección “Y-Y”. Se evalúa en que área de la sectorización de la curva de capacidad se encuentra el punto de desempeño.

Para la Figura 80, se interpreta lo siguiente: A partir de la ubicación del punto de desempeño en la sectorización correspondiente, se aprecia que el desplazamiento máximo horizontal con el estudio estático en el rango no lineal es 4.00 cm y el desplazamiento límite elástico es de 1.00 cm. Por otro lado, el punto de desempeño se encuentra ubicado en el nivel de desempeño “TOTALMENTE OPERACIONAL”, según el Comité Visión 2000, con un valor de 0.19 cm y una cortante basal de 123.02 tonf, esto quiere decir que la estructura no presentará daños, permaneciendo operativa después del movimiento sísmico.

En la Figura 81, se comprende que: A partir de la ubicación del punto de desempeño en la sectorización correspondiente, se aprecia que el desplazamiento máximo horizontal con el estudio estático en el rango no lineal es 4.00 cm y el desplazamiento límite elástico es de 1.00 cm. Por otro lado, el punto de desempeño se encuentra ubicado en el nivel de desempeño “TOTALMENTE OPERACIONAL”, según el Comité Visión 2000, con un valor de 0.24 cm y una cortante basal de 156.69 tonf, esto quiere decir que la estructura no presentará daños, permaneciendo operativa después del movimiento sísmico.

Tabla 41. Nivel de desempeño sísmico de la estructura en la dirección (“Y-Y”) Nivel de desempeño sísmico – sismo raro		Nivel de desempeño sísmico – sismo muy raro	
A partir de la representación bilineal extraída del software Etabs V.19, como se observa en la <i>Figura 70c</i> , se llevó a cabo la sectorización de la curva de capacidad, obteniendo los siguientes datos:		A partir de la representación bilineal extraída del software Etabs V.19, como se observa en la <i>Figura 69d</i> , se llevó a cabo la sectorización de la curva de capacidad, obteniendo los siguientes datos:	

PUNTO DE DESEMPEÑO "Y" = 0.54 cm Dy = Δe = Punto de Fluencia Efectiva Du = Desplazamiento de colapso Dp = Δp = Rango inelástico	Dy (cm)	1.00	PUNTO DE DESEMPEÑO "Y" = 0.80 cm Dy = Δe = Punto de Fluencia Efectiva Du = Desplazamiento de colapso Dp = Δp = Rango inelástico	Dy (cm)	1.00
	Du (cm)	4.00		Du (cm)	4.00
	Dp (cm)	3.00		Dp (cm)	3.00
	0.1 Dp	0.30		0.1 Dp	0.30
	F (cm)	1.90		F (cm)	1.90
	RS (cm)	2.80		RS (cm)	2.80
	CC (cm)	3.40		CC (cm)	3.40
	C (cm)	4.00		C (cm)	4.00

Posterior a ello se considera el punto de desempeño (Ver *Figura 75c*) para determinar el nivel de desempeño sísmico.

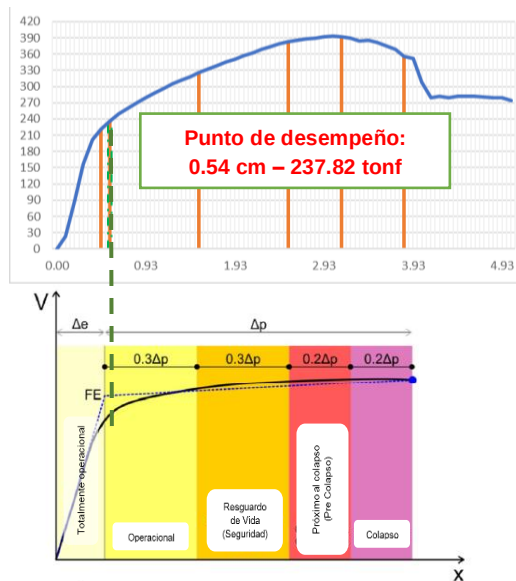


Figura 82. Sectorización de la curva de capacidad-sismo raro

Posterior a ello se considera el punto de desempeño (Ver *Figura 75d*) para determinar el nivel de desempeño sísmico.

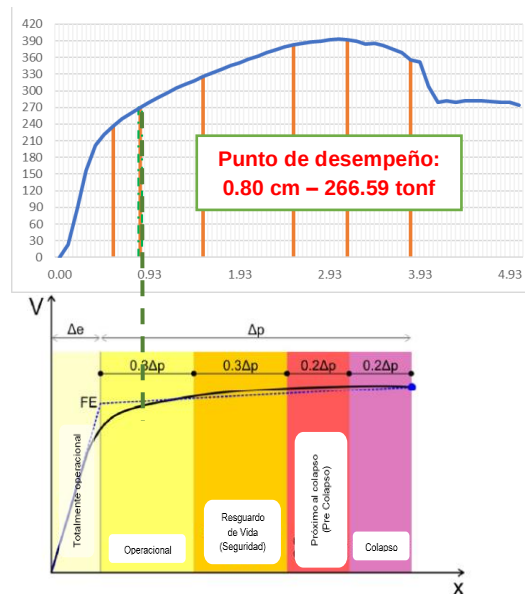


Figura 83. Sectorización de la curva de capacidad-sismo muy raro

Nota: Valores obtenidos del software Etabs en los niveles de movimiento sísmico (raro y muy raro) en la dirección "Y-Y". Se evalúa en que área de la sectorización de la curva de capacidad se encuentra el punto de desempeño.

Para la Figura 82, se interpreta lo siguiente: A partir de la ubicación del punto de desempeño en la sectorización correspondiente, se aprecia que el desplazamiento máximo horizontal con el estudio estático en el rango no lineal es 4.00 cm y el desplazamiento límite elástico es de 1.00 cm. Por otro lado, el punto de desempeño se encuentra ubicado en el nivel de desempeño "TOTALMENTE OPERACIONAL", según el Comité Visión 2000, con un valor de 0.54 cm y una cortante basal de 237.82 tonf, esto quiere decir que la estructura no presentará daños, permaneciendo operativa después del movimiento sísmico.

En la Figura 83, se comprende que: A partir de la ubicación del punto de desempeño en la sectorización correspondiente, se aprecia que el desplazamiento máximo horizontal con el estudio estático en el rango no lineal es 4.00 cm y el desplazamiento límite elástico es de 1.00 cm. Por otro lado, el punto de desempeño se encuentra ubicado en el nivel de desempeño "TOTALMENTE OPERACIONAL", según el Comité Visión 2000, con un valor de 0.80 cm y una cortante basal de

266.59 tonf, esto quiere decir que la estructura no presentará daños, permaneciendo operativa después del movimiento sísmico.

6.2. Discusión de resultados

- La curva de capacidad de la estructura en ambas direcciones de análisis, presenta que, en la dirección X – X, se obtiene una cortante basal de 226.55 tonf para un desplazamiento máximo horizontal en el punto de control igual a 24 cm. Para la dirección Y – Y, la cortante basal es de 392.59 tonf para un desplazamiento máximo horizontal de 3.03 cm, presentando falla en el punto de control de 4.13 cm, con una cortante basal de 279.75 tonf, debido a que presenta un sistema estructural de albañilería confinada, fallando así los muros, todo ello, en función al estudio estático Pushover en el rango no lineal.

Al respecto, Fernández, W (2018), citado como antecedente nacional menciona en sus resultados, una capacidad Sismorresistente en las direcciones “X-X”, “Y-Y”, con valores en función a su desplazamiento de 5.982 cm y 3.135 cm respectivamente y fuerzas cortantes que son: 98.6 tonf en el eje “X-X” y 130.2 tonf en el eje “Y-Y”

Análisis: Se puede observar que, para cada fuerza cortante, existe un punto de control o desplazamiento, donde se cumple que, a mayor aceleración, mayor será la fuerza cortante y mayor desplazamiento. Presentando en el antecedente mencionado la misma relación.

El punto de desempeño de la estructura en ambas direcciones de análisis, presenta que, en la dirección X – X, un desplazamiento máximo horizontal con el análisis estático no lineal es 24.00 cm y el desplazamiento límite elástico es de 4.00 cm. Por otro lado, el punto de desempeño se encuentra ubicado en el nivel de desempeño “OPERACIONAL”, según el Comité Visión 2000, con un valor de 9.00 cm y una cortante basal de 219.74 tonf, esto quiere decir que la estructura presentará daños moderados en la estructura, con un daño limitado sin comprometerla. Para la dirección Y – Y, se aprecia que el desplazamiento máximo horizontal con el análisis estático no lineal es 4.00 cm y el

desplazamiento límite elástico es de 1.00 cm. Por otro lado, el punto de desempeño se encuentra ubicado en el nivel de desempeño “OPERACIONAL”, según el Comité Visión 2000, con un valor de 1.00 cm y una cortante basal de 289.62 tonf, esto quiere decir que la estructura presentará daños leves en la estructura sin comprometerla.

Al respecto, Orellana, G y Parra, J (2017), citado como antecedente internacional concluye que, aunque la edificación no colapso, esta edificación no cumple con el nivel de desempeño sísmico para una edificación esencial.

Análisis: La edificación en estudio si cumple con los parámetros sísmicos ante un movimiento telúrico, los cuales la califican como OPERACIONAL, debido a ello dicha infraestructura se podrá utilizar posterior a un sismo. A diferencia de la edificación que se presentó en el antecedente presentado, el cual colapso por completo a causa de que las vigas colapsaron, siendo así inutilizable mucho menos servirá de refugio durante un movimiento telúrico.

La ductilidad estructural en ambas direcciones de análisis, presenta que deberá cumplir con la condición de que la capacidad de ductilidad deberá ser mayor a la demanda de ductilidad para que la estructura resista un evento sísmico.

De acuerdo a la condición que nos menciona que la capacidad de ductilidad ha de ser mayor a la demanda de ductilidad, así también se hace mención en el Ítem D – Procedimiento para el cálculo de la ductilidad estructural (p. 104)

Análisis: Según los resultados obtenidos, la capacidad de ductilidad es mayor que la demanda de ductilidad en todos los niveles de movimiento sísmico, en la dirección X - X, cumpliendo así con la condición mencionada. Según la *Tabla 37*, presenta un porcentaje de demanda menor al 50 %, esto quiere decir que la estructura presenta un rango pequeño de deformación durante el sismo, sin llegar a su desplazamiento máximo, de valor de 6 en todos los niveles de movimiento sísmico, deduciendo así que la estructura no llega al colapso. Así mismo, en la

dirección Y – Y. Según la *Tabla 38*, presenta un porcentaje de demanda menor al 50%, esto quiere decir que la estructura presenta un rango pequeño de deformación durante el sismo, sin llegar a su desplazamiento máximo, de valor de 4 en todos los niveles de movimiento sísmico, deduciendo así que la estructura no llega al colapso.

Para determinar el nivel de desempeño se desarrolló un procedimiento manual basado en la normativa propuesta por el comité visión 200, en la que nos muestra un análisis a profundidad el cual se resume en la *Tabla 42*:

Tabla 42. Resumen del nivel de desempeño sísmico de la estructura en la dirección (“X-X”)

NIVEL DE MOVIMIENTO SISMICO	NIVEL DE DESEMPEÑO SISMICO				
	ZONA PLASTICA				
	TOTALMENTE OPERACIONAL	OPERACIONAL	RESGUARDO DE VIDA	PROXIMO AL COLAPSO	COLAPSO
SISMO FRECUENTE	X				
SISMO OCASIONAL	X				
SISMO RARO		X			
SISMO MUY RARO		X			

Nota: Cuadro de doble entrada donde se relaciona los niveles de movimiento sísmico y los niveles de desempeño sísmico en la dirección “X-X”.

Tabla 43. Resumen del nivel de desempeño sísmico de la estructura en la dirección (“Y-Y”)

NIVEL DE MOVIMIENTO SISMICO	NIVEL DE DESEMPEÑO SISMICO				
	ZONA PLASTICA				
	TOTALMENTE OPERACIONAL	OPERACIONAL	RESGUARDO DE VIDA	PROXIMO AL COLAPSO	COLAPSO
SISMO FRECUENTE	X				
SISMO OCASIONAL	X				
SISMO RARO		X			
SISMO MUY RARO		X			

Nota: Cuadro de doble entrada donde se relaciona los niveles de movimiento sísmico y los niveles de desempeño sísmico en la dirección “Y-Y”.

Al respecto, con los objetivos de desempeño según el comité Visión 2000, descritos en la *Tabla 6*, del marco teórico, menciona que las estructuras esenciales se encuentran en un nivel de desempeño sísmico “TOTALMENTE OPERACIONAL” para un nivel de movimiento sísmico *ocasional*; así mismo se encuentra en un nivel

de desempeño “OPERACIONAL” para un nivel de movimiento sísmico *raro* y por último se encuentra en un nivel de desempeño “RESGUARDO DE VIDA” para un nivel de movimiento sísmico *muy raro*.

Análisis: De acuerdo a los resultados, en la dirección “X – X”, para un nivel de movimiento sísmico *frecuente*, se ubica en un nivel de desempeño “TOTALMENTE OPERACIONAL” (Ver Tabla 43), no cumpliendo con la condición de los objetivos de desempeño según el Comité Visión 2000 (Ver Tabla 6), sin embargo, no ocurren daños en la estructura, permaneciendo operativa después del movimiento sísmico. Por otro lado, para un nivel de movimiento sísmico *ocasional* y *raro* la estructura se encuentra en un nivel de desempeño sísmico “TOTALMENTE OPERACIONAL” y “OPERACIONAL” respectivamente (Ver Tabla 43), cumpliendo con el objetivo de desempeño, presentando la estructura daños moderados en su totalidad. Por último, para un nivel de movimiento sísmico *muy raro*, la estructura se ubica en un nivel de desempeño sísmico “OPERACIONAL” (Ver Tabla 43), no cumpliendo con la condición de los objetivos de desempeño según el comité visión 2000, sin embargo, la edificación presenta daños moderados en la estructura, sin comprometerla.

Asimismo, en la dirección “Y – Y”, según los resultados obtenidos, para un nivel de movimiento sísmico *frecuente*, se ubica en un nivel de desempeño “TOTALMENTE OPERACIONAL” (Ver Tabla 44), no cumpliendo con la condición de los objetivos de desempeño según el Comité Visión 2000 (Ver Tabla 6), sin embargo, no ocurren daños en la estructura, permaneciendo operativa después del movimiento sísmico. Por otro lado, para un nivel de movimiento sísmico *ocasional* y *raro* la estructura se encuentra en un nivel de desempeño sísmico “TOTALMENTE OPERACIONAL” y “OPERACIONAL” respectivamente (Ver Tabla 44), cumpliendo con el objetivo de desempeño, presentando la estructura daños moderados en su totalidad. Por último, para un nivel de movimiento sísmico *muy raro*, la estructura se ubica en un nivel de desempeño sísmico “OPERACIONAL” (Ver Tabla 44), no cumpliendo con la condición de los objetivos de desempeño según el comité visión

2000, sin embargo, la edificación presenta daños moderados en la estructura, sin comprometerla.

CAPÍTULO VII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1. Conclusiones

7.1.1. Objetivo específico 1:

Con el análisis estático no lineal, se realizó la curva de capacidad de la estructura en ambas direcciones de análisis, donde se concluye que, en la dirección X – X, se obtiene una cortante basal de 226.55 tonf para un desplazamiento máximo horizontal en el punto de control igual a 24 cm. Para la dirección Y – Y, la cortante basal es de 392.59 tonf para un desplazamiento máximo horizontal de 3.03 cm, presentando falla en el punto de control de 4.13 cm, debido a que presenta un sistema estructural de albañilería confinada, fallando así los muros, con una cortante basal de 279.75 tonf.

7.1.2. Objetivo específico 2:

Se calculó el punto de desempeño sísmico aplicando los métodos del ASCE 41-17, para los diferentes niveles de movimiento sísmico, obteniendo como resultado que, para la dirección “X – X”, los valores obtenidos para los niveles de movimiento sísmico frecuente, ocasional, raro y muy raro, se ubican dentro de la curva de capacidad con desplazamientos de 1.80 cm, 2.30 cm, 5.30 cm y 7.30 cm respectivamente. Así mismo para la dirección “Y – Y”, los valores obtenidos para los niveles de movimiento sísmico frecuente, ocasional, raro y muy raro, se encuentran dentro de la curva de capacidad con desplazamientos de 0.19 cm, 0.24 cm, 0.54 cm y 0.80 cm respectivamente. Es por ello que, a través del análisis

estático no lineal, se concluye que el punto de desempeño, perteneciente a la representación bilineal de la curva de capacidad, teniendo en cuenta una aceleración igual a 9.81m/s^2 , se encuentran dentro del rango que presentan ambas direcciones en función a su desplazamiento máximo horizontal.

7.1.3. Objetivo específico 3:

A partir del cálculo de la capacidad de ductilidad estructural en ambas direcciones, para los diferentes niveles de movimiento sísmico, se concluye lo siguiente, la dirección “X - X” presenta un valor de 6.00 en comparación a la dirección “Y - Y” con un resultado de 4.00, para los niveles de movimiento sísmico frecuente, ocasional, raro y muy raro. Con respecto a la demanda de ductilidad, se obtuvo que la dirección “X - X” presenta un resultado mayor en con respecto a la dirección “Y - Y”, en todos los niveles de movimiento sísmico. Por ende, la conclusión final es que, en ambas direcciones de análisis, la estructura será capaz de resistir la presencia de un sismo, sin embargo, la dirección “X - X” presenta mayor incursión en el rango inelástico.

7.1.4. Objetivo general:

Como resultado de la sectorización de la curva de capacidad, previo a un cambio del valor en la aceleración con el fin de modificar la representación bilineal en su desplazamiento máximo, realizado para los diferentes niveles de movimiento sísmico, se concluye que para la dirección “X – X”, la edificación en estudio se encuentra ubicado en el nivel de desempeño “TOTALMENTE OPERACIONAL”, para los niveles de movimiento sísmico *frecuente*, *ocasional* y “OPERACIONAL”, para los niveles de movimiento sísmico *raro* y *muy raro*, según el Comité Visión 2000, en base a los resultados resumidos de la *Tabla 43*. De la misma forma se evalúa para la dirección “Y - Y”, concluyendo que la edificación en estudio se encuentra ubicado en el nivel de desempeño sísmico “TOTALMENTE OPERACIONAL”, para los niveles de movimiento sísmico *frecuente*, *ocasional* y “OPERACIONAL”, para los niveles de movimiento sísmico *raro* y *muy raro*, según el Comité Visión 2000, en base a los resultados resumidos de la *Tabla 44*,

deduciendo así, que la estructura presentará daños moderados en la estructura, con un daño limitado sin comprometer a la edificación.

7.2. Recomendaciones

7.2.1. Objetivo específico 1:

Se recomienda tomar en consideración el estudio de la interacción de suelo – estructura, para estudiar a profundidad el efecto en la respuesta estructural de la edificación, debido a que, en la presente investigación se tomaron en cuenta ciertas consideraciones, por ejemplo, colocar a la estructura como empotrada en la base, ignorando así los efectos de la interacción suelo – estructura.

7.2.2. Objetivo específico 2:

Con el fin de determinar el punto de desempeño de la estructura se vio por conveniente implementar rotulas de modelo tipo fibra debido a la excelente capacidad que tiene para disipar la energía además de que los resultados son más precisos ante una realidad, por ello en calidad de implementar un mejor resultado respecto a la determinación del punto de desempeño, se realizó un cálculo manual para basado en los lineamientos del ASCE 41-17. Con el fin de determinar si los resultados obtenidos del software son los más cercanos a la realidad y por ende correctos.

7.2.3. Objetivo específico 3:

Se recomienda presentar estructuras con capacidad de deformación sin llegar al colapso, cuando éstas se sometan a un evento sísmico, realizando estudios acerca de los materiales que lo conforman para evaluar su ductilidad y capacidad de disipar energía sin llegar a colapsar, con el fin de ser más analíticos en referencia al posible comportamiento inelástico de la estructura en construcción.

7.2.4. Objetivo general:

Se recomienda un análisis estático no lineal “Pushover” bajo los lineamientos del ASCE 41-17 con el fin de evaluar el nivel de desempeño sísmico donde los parámetros de los niveles de desempeño están dados por el

Comité Visión 2000 (SEAOC), el cual incluye una sectorización de la curva de capacidad con el fin de apoyar visualmente en la ubicación del punto de desempeño de la edificación, además de que dicho análisis representa una respuesta parecida a la realidad ante un evento sísmico, además de que dicho análisis involucra un análisis tanto en el campo elástico y plástico de todos elementos estructurales de la edificación en estudio.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ONU. NOTICIAS ONU. *Noticias ONU - Mirada Global historias humanas*. [En línea] 3 de Enero de 2020. [Fecha de consulta: 10 de julio de 2021.] Disponible en: <https://news.un.org/es/story/2020/01/1467501>
2. MINISTERIO DEL AMBIENTE. Portal IGP. *Instituto Geofísico del Perú*. [En línea] [Citado el: 11 de Julio de 2021.] Disponible en: <https://ultimosismo.igp.gob.pe/ultimo-sismo/sismos-reportados>.
3. BERNAL, Isabel y TAVERA, Hernando. *Geodinámica, Sismicidad y Energía Sísmica en Perú*. . [En línea] Centro Nacional de Datos Geofísico / Instituto Geofísico del Perú, Lima : 2002 [Fecha de consulta: 8 de mayo de 2021.] Disponible en: file:///C:/Users/USUARIO/Downloads/REGEN_Sismicidad_monografia.pdf
4. CORDOVA, Carlos. *Seminario de promocion de la normatividad para el diseño y construccion de edificaciones seguras*. [En línea] Ministerio de vivienda, construccion y saneamiento. [Fecha de consulta: 2 de julio de 2021] Disponible <http://www3.vivienda.gob.pe/dnc/archivos/difusion/eventos/2012/TOTAL/11.%20NORMA%20E.030%20DISE%C3%91O%20SISMORRESISTENTE.pdf>.
5. INEI. *Junín - Compendio estadístico 2017*. [En línea] INEI, Huancayo : 2017. [Fecha de consulta: 18 de setiembre de 2021] Disponible en: https://www.inei.gob.pe/media/MenuRecursivo/publicaciones_digitales/Est/Lib1497/libro.pdf
6. SALCEDO, Yuler. Desempeño sísmico por el método Push-over de un edificio construido en la ciudad de Barranquilla bajo la norma NSR-10. Tesis (Título de Ingeniero Civil). Barranquilla : Universidad de la Costa, 2017, 113 pp.
7. UGALDE, Diego, LOPEZ, David y PARRA, Pablo Análisis del desempeño sísmico de un edificio de muros de hormigón sin daño utilizando análisis no lineal. *Valdivia*. Abril, 2019, 1-14.

8. ÁLVAREZ, Eduardo, RUIZ, José y MARTÍNEZ, Eydol. Análisis no lineal Pushover de un edificio público de 5 pisos rigidizado mediante pórticos especiales dúctiles de hormigón armado. *Revista de obras públicas*- Diciembre, 2016, 163, 30 -37. ISSN: 0034-8619
9. DUARTE, Cesar, MARTINEZ, Marlon y SANTAMARIA, Jose. Análisis estático no lineal (Pushover) del cuerpo central del edificio de la Facultad de Medicina de la Universidad de El Salvador. Tesis (Título de Ingeniero Civil). El Salvador: Universidad de El Salvador, 2017, 231 pp.
10. ORELLANA, Gonzalo y PARRA, Jonnathan. Evaluación de desempeño sísmico de un edificio esencial aporticado de hormigón armado según la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC-SE-RE, 2015). Tesis (Título de Ingeniero Civil). Ecuador: Universidad de Cuenca, 2017, 100 pp.
11. FERNANDEZ, Waldirsays. Análisis Pushover para evaluar el desempeño sísmico de una institución educativa en el centro poblado Yungasuyo, provincia Utcubamba - Amazonas. Tesis (Título de Ingeniero Civil). Chiclayo-Perú : Universidad César Vallejo, 2018, 141 pp.
12. AURIS, Mary. Análisis del desempeño sísmico en estructuras de instituciones educativas del sector de Azapampa, distrito de Chilca, Huancayo - 2016. Tesis (Título de Ingeniero Civil). Huancayo-Perú : Universidad Peruana los Andes, 2017, 180 pp.
13. LLOCLLE, Adolfo. Evaluación de desempeño estructural utilizando análisis estático no lineal (Pushover) del bloque del nivel secundario del Colegio Emblemático Ladislao Espinar ubicado en la ciudad de Espinar - Cusco. Tesis (Título de Ingeniero Civil). Juliaca: Universidad Peruana Unión, 2021, 195 pp.
14. MIRES, Neyder. Desempeño sismorresistente de la Institución Educativa Técnica Rafael Loayza Guevara utilizando el método Pushover y Propuesta de Mejora. Tesis (Título de Ingeniero Civil). Cajamarca: Universidad Privada del Norte, 2019, 134 pp.
15. CHAVESTA, Erick. Análisis estático no lineal para estimar el desempeño sísmico de una estructura aporticada de 5 pisos en la ciudad de Lima. Tesis (Título de Ingeniero Civil). Lima : Universidad Nacional Federico Villarreal, 2019, 190 pp.

16. MUÑOZ, Alejandro. *Ingeniería Sismoresistente*. Pontificia Universidad Católica del Perú, Capítulo 6. Respuesta Inelástica de estructuras. Lima : SEAOC, 1995. 2017, 165 pp.
17. SEAOC. *Structural Engineers Association of California*. Propuesta del Comité Visión 2000, Capítulo 3. Desempeño Sísmico de edificios: Binomio Capacidad - Demanda. California : SEAOC, 1995. 51-95 pp.
18. BARBAT, Alex., OLLER, Sergio. y PUJADES, Luis. Conceptos de vulnerabilidad y ductilidad en el proyecto sismorresistente de edificios. *Hormigón y Acero*. Enero, 2005, 56(238), 61 - 73.
19. POMA, Jose. Software Educativo para la automatización del análisis no lineal estático pushover en estructuras de concreto armado. Tesis (Grado de Magíster en Ingeniería Civil). Lima : Pontificia Universidad Católica del Perú, 2018, 124 pp.
20. MANDER, B, PRIESTLEY, M Y PARK, R. *Theoretical stress-strain model for confined concrete*. Universita Studi Ferrara, ASCE, California : ASCE, 1988 - 2018. 1807 pp.
21. GONZALES, George, AGUILAR, Ashily y HUACO, Guillermo. Análisis Dinámico Incremental de un hospital de 60 años de antigüedad con muros de albañilería artesanal. Universidad de Ciencias Aplicadas, Lima, Perú : 2020, pp. 2-3. ISSN: 2414-6390
22. COMPUTER_STRUCTURE_INC. *ETABS Integrated Analysis and design of buildings systems V18*. Computer Structure Inc, United States of America : 2017, pp. 129.
23. SAAVEDRA, Carlos. Método del Pushover – Análisis estático no lineal (Webinar). *Método del Pushover – Análisis Estático no Lineal (Webinar)*. [En línea] 09 de Junio de 2018. [Fecha de consulta: 15 de mayo de 2021.] Disponible en: <https://saavedraonline.wordpress.com/2018/05/30/metodo-del-pushover-analisis-estatico-no-lineal-webinar/>.
24. GUEVARA, Nicolas, OSORIO, Sergio y VARGAS, Edgar. Evaluación de la capacidad estructural del edificio de la biblioteca de las ingenierías y arquitectura, utilizando análisis estático no lineal (Pushover). Tesis (Título de Ingeniero Civil). El Salvador : Universidad de El Salvador, 2013, 411 pp.

25. PARK, R y PAULAY, T. *Estructuras de concreto reforzado*. Mexico : Limusa, 1980, 110 pp. ISBN 968-18-0100-8.
26. AREDES, Elias. Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de muros estructurales de 14 niveles mediante análisis estático no lineal "Pushover", Trujillo 2020. Tesis (Título de Ingeniero Civil). Trujillo : Universidad Privada del Norte, 2020, 246 pp.
27. OTAZZI, Gianfranco. *Apuntes del curso de concreto armado I*. Pontificia Universidad Católica, Capítulo 3. Propiedades mecánicas del Concreto. Lima : 2018. 24 - 45, 57-66 pp.
28. VELASQUEZ, Cristian. Evaluación experimental de la longitud de rotación plástica en vigas de hormigón parcialmente pretensadas. Tesis (Master en Ingeniería Industrial y de la Construcción). España : Escola de Camins, Barcelona, 2017, 87 pp.
29. BURGOS, Maribel. Estudio de la metodología "Diseño por capacidad" en edificaciones aporricadas de concreto armado para ser incorporada a la norma peruana E-060 como alternativa de diseño. Tesis (Título de Maestro en Ciencias con mención en Ingeniería Estructural). Lima : Universidad Nacional de Ingeniería, 2007, 424 pp.
30. FUENTES, Silva y NORMAN, Fernando. Desempeño sísmico de un edificio de cinco niveles de concreto armado mediante el análisis estático no lineal "Pushover". Tesis (Título de Ingeniero Civil). Huaraz :Universidad Nacional Santiago Antunez de Mayolo, 2018. 153 pp.
31. SPACONE, E., FILIPOU, F. C. y TAUCER, F. Fibre beam-column model for non-linear analysis. R/C frames: Part I. Formulation. *Earthquake Engineering And Structural Dynamics*. Julio, 1996. 25 (7), 711-725.
32. NATIONAL INSTITUTE OF STANDARDS AND TECHNOLOGY (NIST). Smart Grid Advisory Committee (SGAC) Report. [En línea] 2010 [Fecha de consulta: 15 de octubre de 2021.] Disponible en: https://www.nist.gov/system/files/documents/smartgrid/NIST_SGAC_Final_Recommendations_Report_3-05-12_with_Attachments.pdf
33. REPUELLO, Rony. Influencia de sistemas de rehabilitación en el desempeño sísmico del complejo educativo de servicios académicos y administrativos de la

- Universidad Nacional de Huancavelica. Tesis (Título de Ingeniero Civil). Huancavelica : Universidad Nacional de Huancavelica, 2019, 210 pp.
34. HERNANDEZ, Eliud. *Uso del diseño inelástico ¿Que implica el uso de un espectro de diseño inelástico?* Zigurat_Global Institute of technology, United States America : 2017, pp.3.
35. ASCE/SEI. *American society of civil engineers/seismic evaluation and retrofit of existing building*. Virginia : Congress Cataloging-in-Publication Data, ASCE, 2017. 72-75, 436 pp. ISBN: 9780784480816.
36. COLONIA, Luis. Analisis por desempeño sismico de un edificio comercial de la ciudad de Carhuaz. Tesis (Título de Ingeniero Civil). Ancash : Universidad Cesar Vallejo, 2017, 141 pp.
37. CRISAFULLI, Francisco, VILLAFañE, Elbio. Espectros de respuesta y de diseño. [En línea] Universidad Nacional de Cuyo, 2002 [Fecha de consulta: 15 de octubre de 2021.] Disponible en: <https://es.slideshare.net/KevinRobertoGonzlezD/espectros-derespuestaydediseo>
38. GODOY, Luis. *Mecánica avanzada de materiales*. [En línea]. Puerto Rico : Civil Infrastructure Research Center, 2005. [Fecha de consulta: 18 de octubre de 2021.] Disponible en: <https://academic.uprm.edu/~lgodoy/courses/INCI6017/1%20Introduccion/elementos%20estructurales.pdf>
39. ROMERO, Heverth y QUIROGA, Omar. Obtencion del diagrama momento - curvatura en muros de concreto reforzado. Tesis (Título de Ingeniero Civil).Bucaramanga : Universidad Pontificia Bolivariana, 2015, 116 pp.
40. HERNÁNDEZ, Roberto. *Metodología de la investigación*. México : McGRAW-HILL / INTERAMERICANA EDITORES, S.A. DE C.V., 2014. ISBN: 978-1-4562-2396-0.
41. CORAL, Melissa. Ensayos cíclicos en muros de albañilería confinada construidos con ladrillos king kong de fabricación industrial. Tesis (Título de Ingeniero Civil). Lima : Pontificia Universidad Catolica del Peru, 2017, 106 pp.

ANEXOS

Anexo 1

Matriz de consistencia

Desempeño sísmico del pabellón “D” de la I.E. Francisco Bolognesi, mediante el análisis estático no lineal “Pushover”, distrito Chilca, Huancayo, 2021.

PROBLEMA GENERAL	OBJETIVO GENERAL	HIPOTESIS GENERAL	VARIABLES	DIMENSIONES	INDICADORES	METODOLOGÍA
¿Cuál será el nivel de desempeño sísmico según la normativa Comité Visión 2000 (SEAOC) del pabellón D de la I.E. Francisco Bolognesi, mediante el análisis estático no lineal “Pushover”, distrito chilca, Huancayo, 2021?	Evaluar el nivel de desempeño sísmico según la normativa Comité Visión 2000 (SEAOC) del pabellón D de la I.E. Francisco Bolognesi, mediante el análisis estático no lineal “Pushover”, distrito chilca, Huancayo, 2021.	El nivel de desempeño sísmico según la normativa Comité Visión 2000 (SEAOC) del pabellón “D” de la I.E. Francisco Bolognesi, utilizando el análisis estático no lineal “Pushover”, se encuentra en un nivel de desempeño sísmico operacional, para los cuatros niveles de movimiento sísmico.	Variable dependiente (V1): DESEMPEÑO SISMICO	D1: Criterio de Análisis D2: Ductilidad estructural	I1: Niveles de desempeño sísmico I2: Movimientos sísmicos de diseño I3: Objetivos de desempeño I1: Capacidad de ductilidad I2: Demanda de ductilidad	Método: Método científico Tipo: Aplicada Nivel de investigación: Descriptivo - Explicativo Diseño: INVESTIGACIÓN NO EXPERIMENTAL, de diseño TRANSVERSAL.
PROBLEMAS ESPECÍFICOS	OBJETIVOS ESPECÍFICO	HIPÓTESIS ESPECÍFICAS	VARIABLE INDEPENDIENTE (V2):	D1: Proceso de Análisis	I1: Idealización de comportamiento de los materiales I2: Patrón de cargas laterales modales I3: Modelos de comportamiento inelástico de elementos y secciones I4: Rótulas plásticas	Población: Institución Educativa Francisco Bolognesi – N° 31550. Muestra: Pabellón “D” de la I.E. FRANCISCO BOLOGNESI, conformado de un sistema mixto. Técnicas de recolección de datos: Recolección
¿Cuál es la curva de capacidad según la normativa ASCE/SEI 41-17 del pabellón D de la I.E. Francisco Bolognesi, mediante el análisis estático no lineal “Pushover”, distrito chilca, Huancayo, 2021?	Calcular la curva de capacidad según la normativa ASCE/SEI 41-17 del pabellón D de la I.E. Francisco Bolognesi, mediante el análisis estático no lineal “Pushover”, distrito chilca, Huancayo, 2021	Los procedimientos establecidos en la normativa ASCE/SEI 41-17, permitirá calcular la curva de capacidad del pabellón D de la I.E. Francisco Bolognesi, mediante análisis estático no lineal “Pushover”, Distrito Chilca, Huancayo, 2021.	ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL “PUSHOVER”			

¿Cuál es el punto de desempeño sísmico con la metodología del coeficiente de desplazamiento basado en la norma ASCE/SEI 41-17 del pabellón D de la I.E. Francisco Bolognesi, mediante el análisis estático no lineal "Pushover", distrito chilca, Huancayo, 2021?	Determinar el punto de desempeño sísmico con la metodología del coeficiente de desplazamiento basado en la norma ASCE/SEI 41-17 del pabellón D de la I.E. Francisco Bolognesi, mediante el análisis estático no lineal "Pushover", distrito chilca, Huancayo, 2021	El punto de desempeño sísmico, se encuentra como mínimo en resguardo de vida caracterizado con la metodología del coeficiente de desplazamiento, representando el máximo un desplazamiento estructural esperado del pabellón "D" de la I.E. Francisco Bolognesi, mediante el análisis estático no lineal "Pushover", Distrito Chilca, Huancayo, 2021.	D2: Capacidad estructural	I1: Curva de capacidad	de documental, observación visual e inmediata
			D3: Desempeño sísmico alcanzado	I1: Punto de desempeño	de Instrumento de recolección de datos: Norma ATC-40 Software ETABS Microsoft Excel
¿Qué resultado de ductilidad estructural se obtiene al evaluar el pabellón D de la I.E. Francisco Bolognesi, mediante el análisis estático no lineal "Pushover", distrito chilca, Huancayo, 2021?	Determinar la ductilidad estructural que se obtiene al evaluar el pabellón "D" de la I.E. Francisco Bolognesi, mediante el análisis estático no lineal "Pushover", distrito chilca, Huancayo, 2021.	La ductilidad estructural del pabellón "D" de la I.E. Francisco Bolognesi, responde favorablemente a la ductilidad de demanda, presentando una mayor capacidad de ductilidad estructural en ambas direcciones de análisis.			

Anexo 2

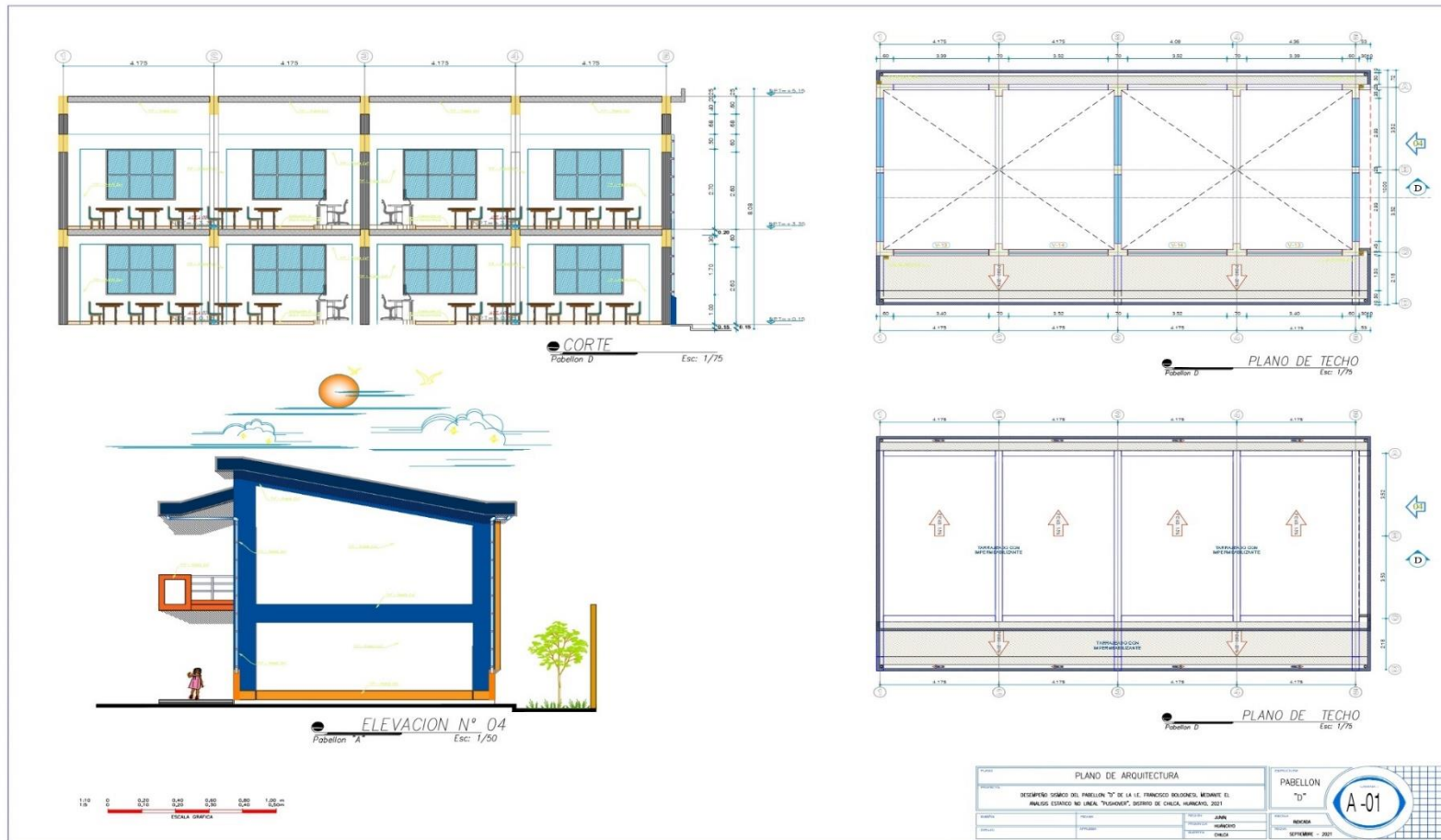
Matriz de Operacionalización de Variables

Desempeño sísmico del pabellón “D” de la I.E. Francisco Bolognesi, mediante el análisis estático no lineal “Pushover”, distrito Chilca, Huancayo, 2021

VARIABLES	DEFINICION CONCEPTUAL	DEFINICION OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	INSTRUMENTOS	ESCALA
Variable dependiente (V1): DESEMPEÑO SISMICO	Es una expresión del comportamiento deseado o del desempeño objetivo que debe ser capaz de alcanzar un edificio sujeto a un determinado nivel de movimiento sísmico	La variable DESEMPEÑO SISMICO se operacionaliza con sus dimensiones: Criterio de Análisis y Ductilidad estructural y a su vez cada una de las dimensiones se subdivide en tres y/o dos indicadores	D1: Criterio de Análisis D2: Ductilidad	I1: Niveles de desempeño sísmico I2: Movimiento sísmico de diseño I3: Objetivos de desempeño I1: Capacidad de ductilidad I2: Demanda de ductilidad	Norma ASCE41-17 Software ETABS Microsoft Excel	Intervalo
Variable Independiente (V2): ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL “PUSHOVER”	El análisis interpreta la capacidad resistente de la estructura y la compara frente a la demanda de cualquier acontecimiento sísmico. Donde la capacidad de todos sus elementos estructurales se relaciona con la rigidez, la resistencia y la deformación de cada componente.	La variable ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL “PUSHOVER” se operacionaliza con sus dimensiones: Proceso de Análisis, Capacidad Sismorresistente, Demanda sísmica y Desempeño sísmico alcanzado la cual a su vez las dimensiones se subdividen en indicadores	D1: Proceso de Análisis D2: Capacidad Estructural D3: Desempeño sísmico alcanzado	I1: Idealizaciones de comportamiento de los materiales I2: Patrón de cargas laterales modales I3: Modelos de comportamiento inelástico de elementos y secciones I4: Rotulas plásticas I1: Curva de capacidad I1: Punto de desempeño		

Anexo 3

Planos de Arquitectura

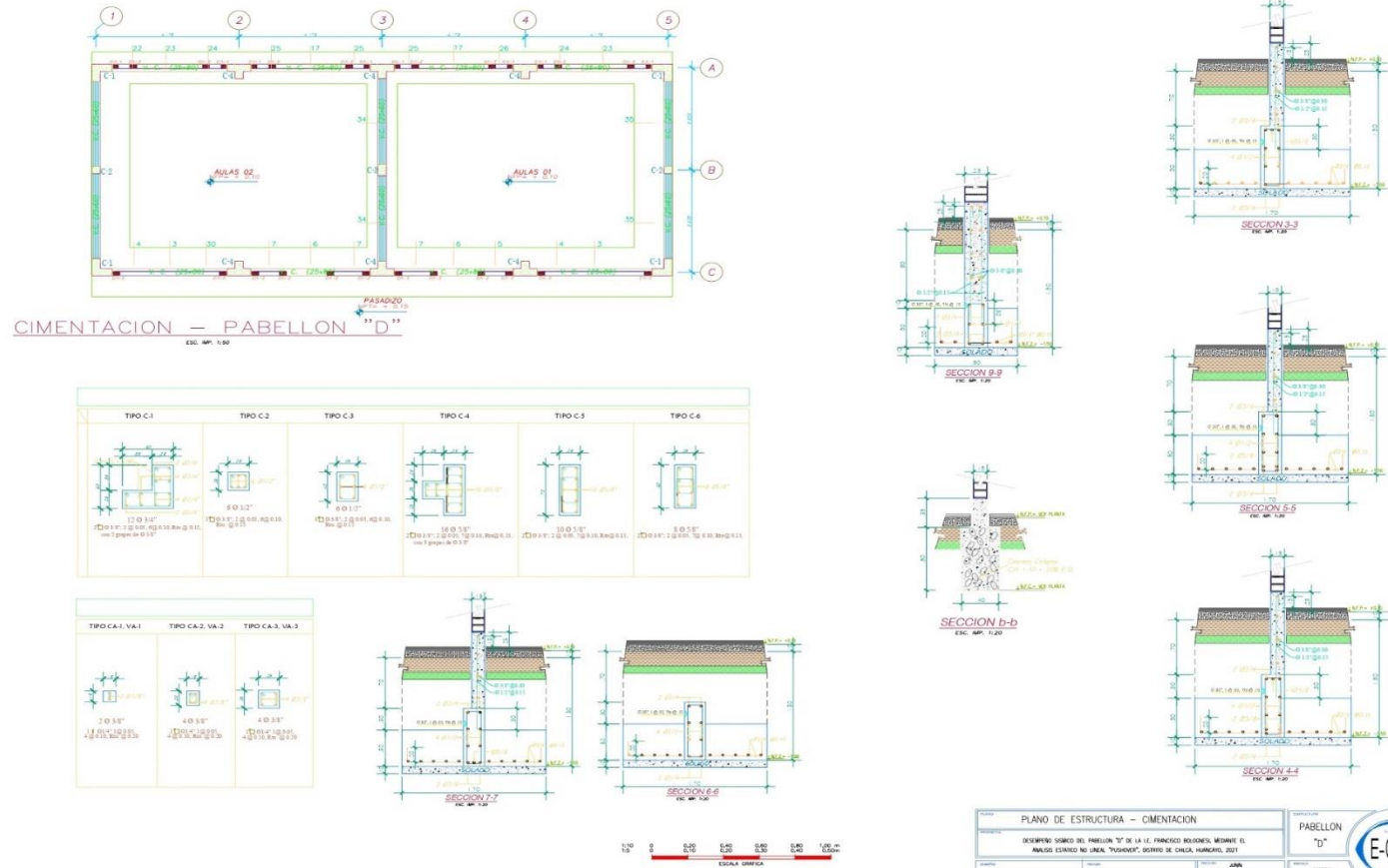


Anexo 4

Planos de Arquitectura

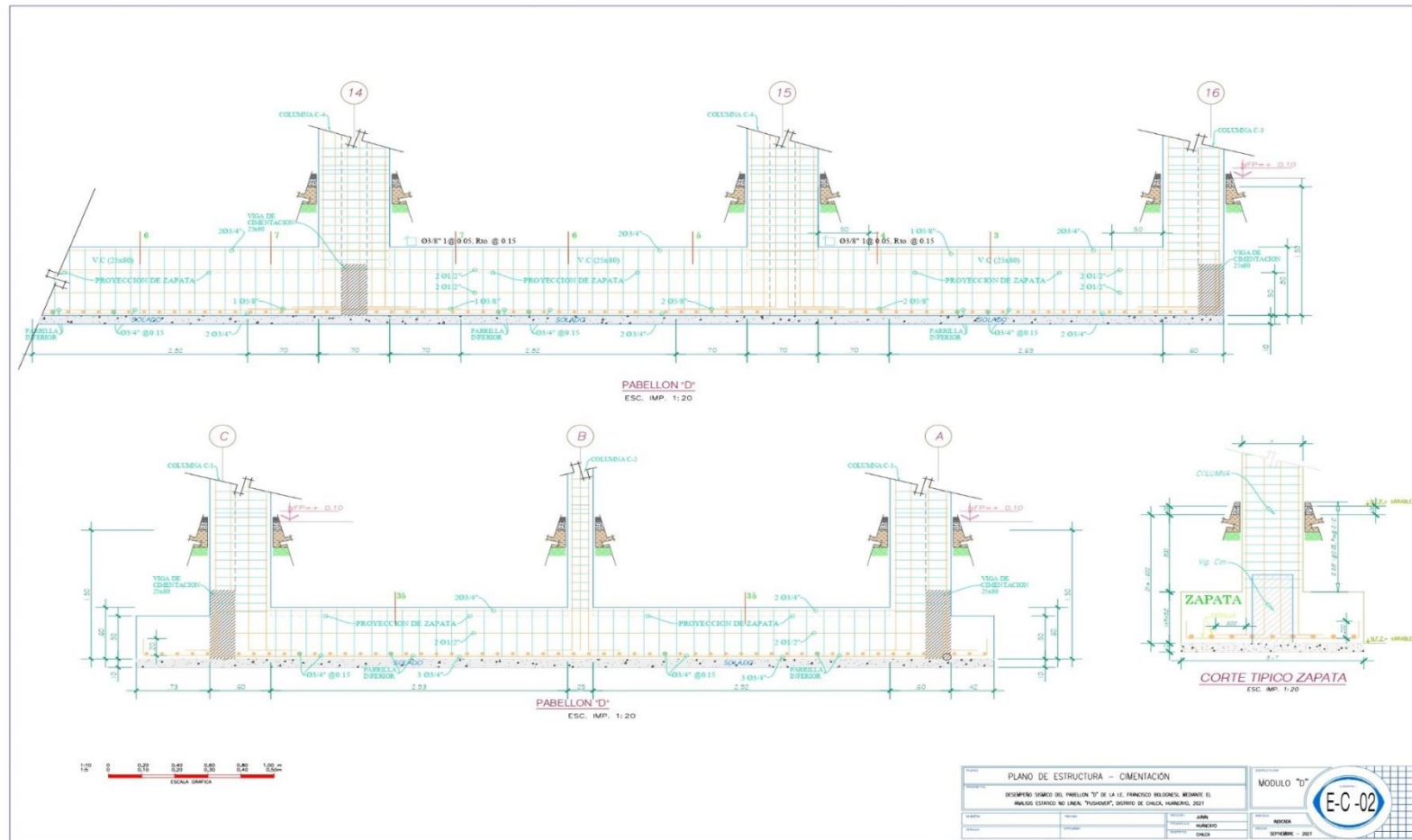


Planos de estructura-cimentación



Anexo 6

Planos de estructura-cimentación



Planos de estructura-cimentación



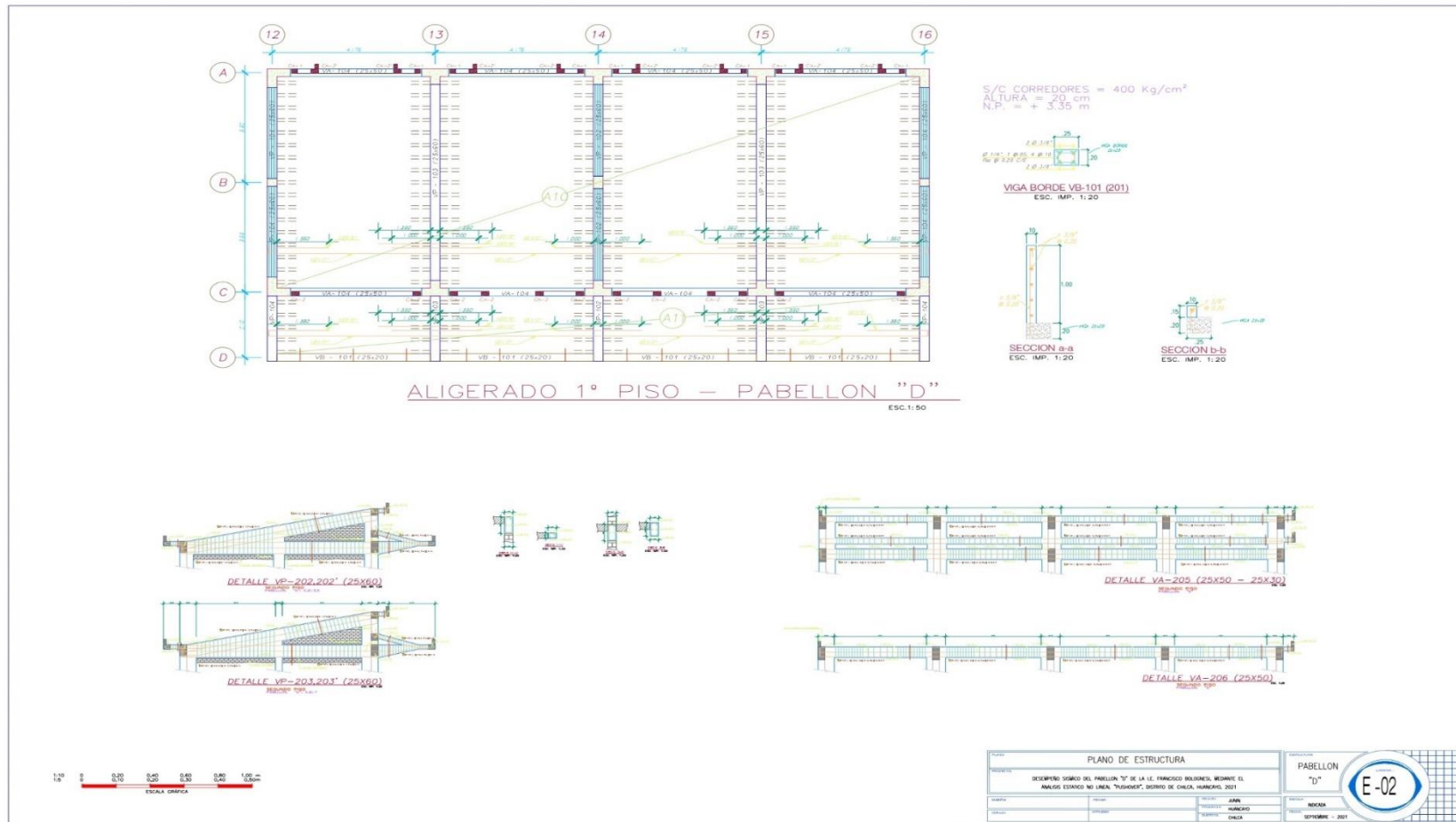
Planos de estructura-cimentación



[illegible]

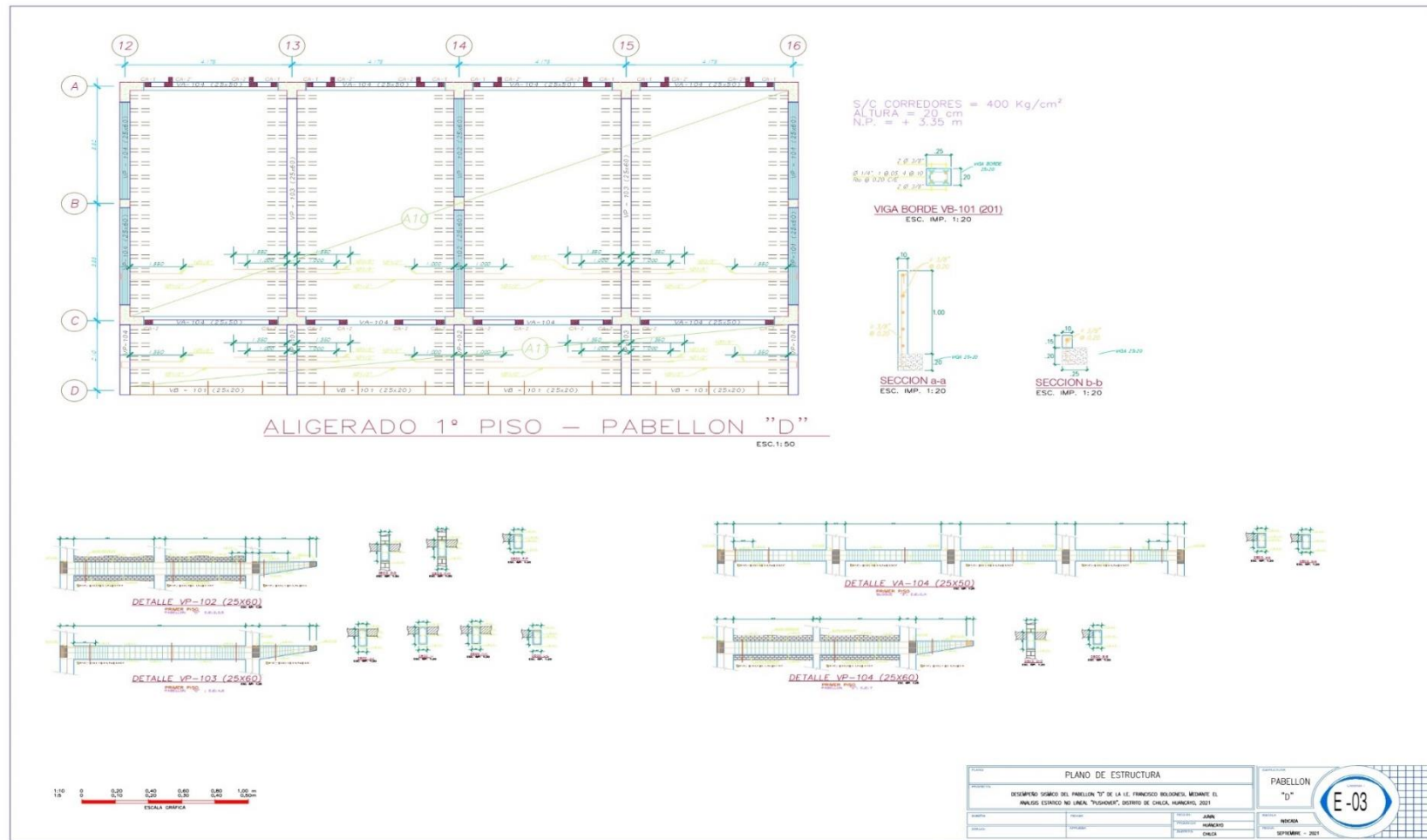
Anexo 10

Planos de estructura-aligerado



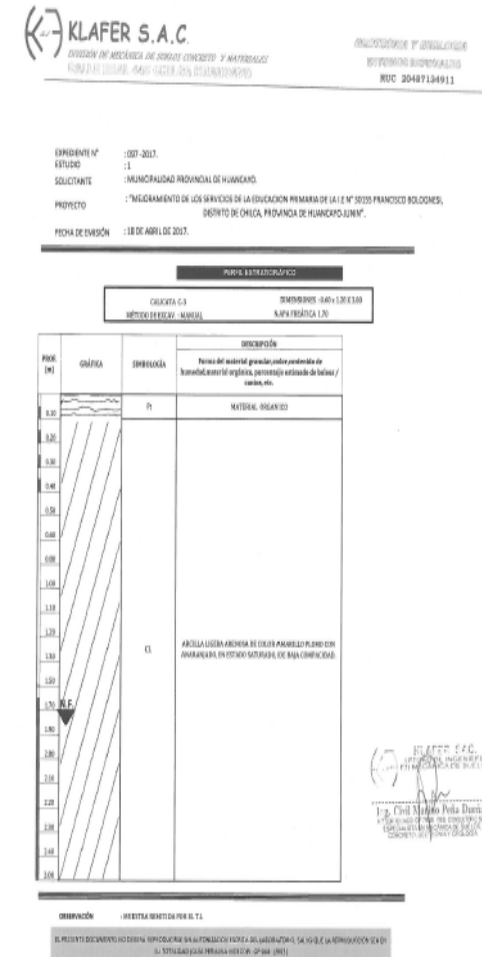
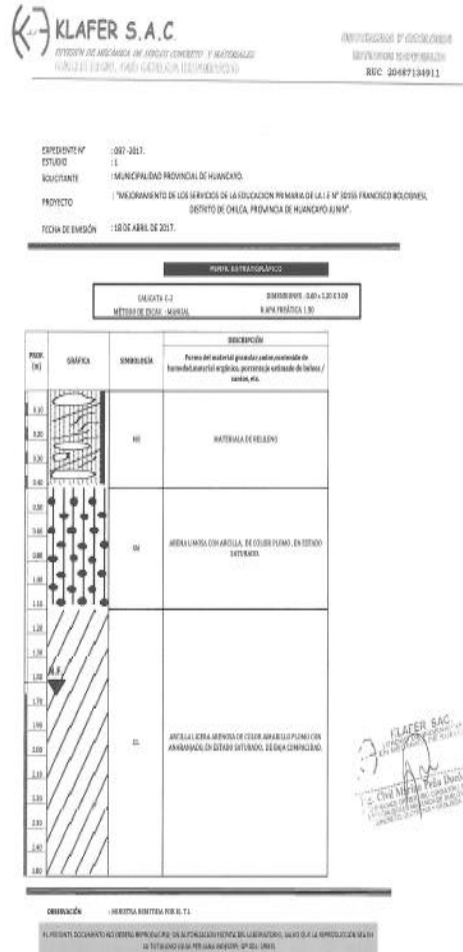
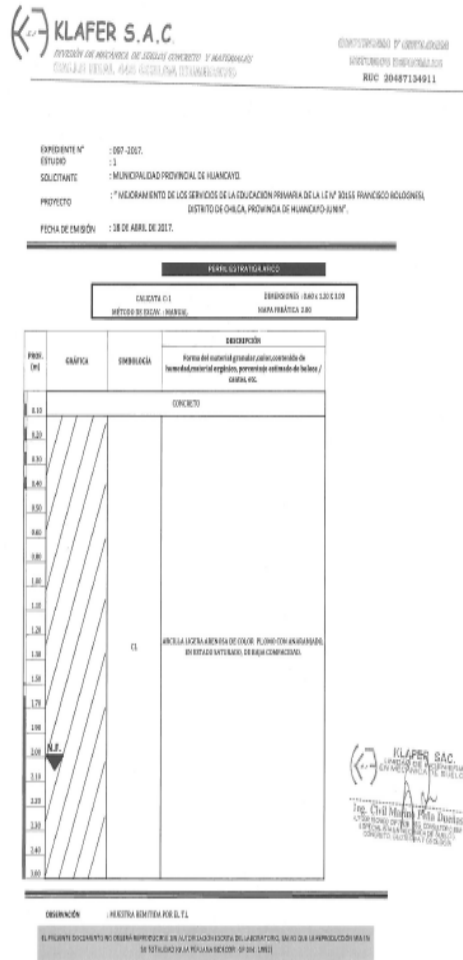
Anexo 11

Planos de estructura-aligerado



Anexo 12

Perfil estatigráfico-capacidad portante



Perfil Estratigráfico - CBR

KLAFLER S.A.C. INVERSIÓN EN EDUCACIÓN DEL SECTOR PRIVADO KARL DIETRICH, AVDA. GARCILASO DE LA VEGA 119		RECHISTRO PATENTE S07-00076-0000000000 RDC 20487134911		
EXPEDIENTE N° ESTUDIO ADICIÓN PROYECTO	080-JBLT. 2 MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE HUANCAYO MEJORAMIENTO DE LOS SERVICIOS DE LA EDUCACIÓN PRIMARIA DE LA I.E.N° 3015 FRANCISCO BOLONDI, DISTRITO DE CHICA, PROVINCIA DE HUANCAYO JUNIO.			
FECHA DE RECEPCIÓN FECHA DE ENVÍO	12 DE ABRIL DE 2017. 18 DE ABRIL DE 2017.			
DETERMINACIÓN DEL VALOR RELATIVO DE SOPORTE CRR -ASTM D1683				
		CALCULA: ANUESTRA:	C-1 B-1	
SERIE A		SERIE B		
CARGA (KG/CM²) PENETRACIÓN (MM.)		CARGA (KG/CM²) PENETRACIÓN (MM.)		
SERIE C		SERIE D		
CARGA (KG/CM²) PENETRACIÓN (MM.)		CARGA (KG/CM²) PENETRACIÓN (MM.)		
Espectro	Número de Golpes	CRR %	Densidad seca (g/m³)	Expansión %
1	50	13.3	1.881	0.063
2	25	12.4	1.755	0.069
3	10	7.1	1.896	0.080
OBSERVACIÓN : Muestra recibida por el solicitante. EL PRESENTE DOCUMENTO NO DEBE REPRODUCIRSE SIN AUTORIZACIÓN ESCRITA DEL LABORATORIO, SALVO QUE LA REPRODUCCIÓN SEA EN SU TOTALIDAD (MÁS AQUINA INCÓGNITA GP-001-3991)				

KLAFLER S.A.C.

UNIVERSIDAD DE AGRICULTURA DEL PERU
FACULTAD DE INGENIERIA DE ALIMENTOS Y NUTRICION
FISICA Y QUIMICA DE LOS ALIMENTOS

AUTORIZACION N° 00000000000000000000

AUTORIZACION N° 00000000000000000000

RUC: 20487134911

EXPEDIENTE N° : 087-2017
ESTUDIO : 1.1
SOLICITANTE : MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE HUANCAYO
PROYECTO : 1° MEJORAMIENTO DE LOS SERVICIOS DE LA EDUCACION PRIMARIA DE LA I.E. N° 50205 FRANCISCO BOLOGNESI, DISTRITO DE CHILCA, PROVINCIA DE HUANCAYO (URB) .
FECHA DE EMISION : 18 DE ABRIL DE 2017.

PERFIL ESTRATIGRAFICO

CALCATA 0-1

MÉTODO DE EDGAL - BRANDEL

DIMENSIONES : 0.50 x 1.20 x 3.50

HALLA PERITICA 1.30

PROF. (m)	GRUFA	SEMIOLOGIA	DESCRIPCION
0.30		R	MATERIAL ORGANICO
0.30			
0.30			
0.40			
0.50		L	ARCILLA LIEBRE AGROSA DE COLOR PLUMAS CON ANISADAZO EN ESTADO SATURADO DE AGUA COMPACTADO.
0.60			
0.80			
1.00			
1.10			
1.20			
1.30			
1.40	R.F.		

DESIGNACION : MUESTRA REENTRADA POR EL T1

EL PRESENTE DOCUMENTO NO CONSTITUYE NINGUNA GARANTIA DE LA VERACIDAD DE LOS DATOS QUE LA REPRESENTACION SEA EN SU TOTALIDAD Y/O EN SU PARTE, NI EN SU FORMA NI EN SU CONTENIDO.

Anexo 14

Función de espectro de respuesta para un sismo frecuente

E Response Spectrum Function - Peru NTE E.030 2014
✕

Function Name:

Parameters

Seismic Zone

Zone 3

Occupation Category

C

Soil Type

S2

Irregularity Factor, I_a

1

Irregularity Factor, I_p

1

Basic Response Modification Factor, R₀

2.512

Function Damping Ratio:

Define Function

Period		Acceleration
0		0.4006
0.1		0.4006
0.2		0.4006
0.3		0.4006
0.4		0.4006
0.5		0.4006

Convert to User Defined

Plot Options

☒ Linear X - Linear Y

☐ Linear X - Log Y

☐ Log X - Linear Y

☐ Log X - Log Y

Function Graph

OK

Cancel

Anexo 15

Función de espectro de respuesta para un sismo ocasional

E Response Spectrum Function - Peru NTE E.030 2014

Function Name:

Function Damping Ratio:

Parameters

Seismic Zone:

Occupation Category:

Soil Type:

Irregularity Factor, I_a :

Irregularity Factor, I_p :

Basic Response Modification Factor, R_0 :

Define Function

Period	Acceleration
0	0.495
0.1	0.495
0.2	0.495
0.3	0.495
0.4	0.495
0.5	0.495

Plot Options

☒ Linear X - Linear Y

☐ Linear X - Log Y

☐ Log X - Linear Y

☐ Log X - Log Y

Function Graph

The graph displays the response spectrum function. The vertical axis represents Acceleration in units of $E-3$, ranging from 0 to 560. The horizontal axis represents Period in seconds, ranging from 0.0 to 15.0. The curve is a constant value of 480 $E-3$ for periods from 0.0 to 0.5 seconds, after which it decays rapidly, reaching approximately 80 $E-3$ at 3.0 seconds and continuing to approach zero for longer periods.

Anexo 16

Función de espectro de respuesta para un sismo raro

E Response Spectrum Function - Peru NTE E.030 2014
✖

Function Name:

Parameters

Seismic Zone: Zone 3

Occupation Category: C

Soil Type: S2

Irregularity Factor, I_a:

Irregularity Factor, I_p:

Basic Response Modification Factor, R₀:

Function Damping Ratio:

Define Function

Period	Acceleration
0	1.0062
0.1	1.0062
0.2	1.0062
0.3	1.0062
0.4	1.0062
0.5	1.0062

Convert to User Defined

Plot Options

☒ Linear X - Linear Y

☐ Linear X - Log Y

☐ Log X - Linear Y

☐ Log X - Log Y

Function Graph

OK

Cancel

Anexo 17

Función de espectro de respuesta para un sismo muy raro

E Response Spectrum Function - Peru NTE E.030 2014

Function Name:

Function Damping Ratio:

Parameters

Seismic Zone:

Occupation Category:

Soil Type:

Irregularity Factor, I_a :

Irregularity Factor, I_p :

Basic Response Modification Factor, R_0 :

Define Function

Period	Acceleration
0	1.2957
0.1	1.2957
0.2	1.2957
0.3	1.2957
0.4	1.2957
0.5	1.2957

Plot Options

☒ Linear X - Linear Y

☐ Linear X - Log Y

☐ Log X - Linear Y

☐ Log X - Log Y

Function Graph