UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAVELICA

(Creada por Ley Nro. 25265)

FACULTAD DE CIENCIAS DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS

ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO DE UNA EDIFICACIÓN DE ALBAÑILERÍA CONFINADA EN LA CIUDAD DE HUANCAVELICA - 2018

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

ESTRUCTURA - CONCRETOS

PRESENTADO POR:

Bach. TORRE GOMEZ, Jhonny

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

HUANCAVELICA, PERÚ

2019

UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCAVELICA

FACULTAD DE CIENCIAS DE INGENIERÍA

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS

En el Auditórium de la Facultad de Ciencias de Ingeniería, a los 14 días del mes de mayo del año 2019, a horas 4:00 p.m., se reunieron los miembros del Jurado Calificador conformado por los siguientes: **Mg. Jorge Luis ORTEGA VARGAS (PRESIDENTE), Arq. Abdón Dante OLIVERA QUINTANILLA (SECRETARIO), M.Sc. Hugo Rubén LUJAN JERI (VOCAL),** designados con Resolución de Decano N° 071-2018-FCI-UNH, de fecha 06 de julio del 2018, así mismo se realizó el cambio de asesor con la Resolución de Decano N°039-2019-FCI-UNH, de fecha 24 de abril del 2019 y ratificados con Resolución de Decano N° 058-2019-FCI-UNH de fecha 09 de mayo del 2019, a fin de proceder con la calificación de la sustentación del informe final de tesis titulado: "ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO DE UNA EDIFICACIÓN DE ALBAÑILERÍA CONFINADA EN LA CIUDAD DE HUANCAVELICA-2018", presentado por el Bachiller **Jhonny TORRE GOMEZ,** para optar el **Título Profesional de Ingeniero Civil**; en presencia del **M.Sc. Iván Arturo AYALA BIZARRO** como Asesor del presente trabajo de tesis. Finalizado la evaluación a horas..5:00 pm.; se invitó al público presente y al sustentante abandonar el recinto. Luego de una amplia deliberación por parte de los Jurados, se llegó al siguiente resultado:

APROBADO [X] POR.....UNANIMIDAD

DESAPROBADO [ ]

En señal de conformidad, firmamos a continuación:

Presidente

Secretario

Vocal

V° B° Decano

Autor

TORRE GOMEZ, Jhonny

Asesor

M.Sc. AYALA BIZARRO, Ivan Arturo

Dedicatoria

A mi madre por darme la vida y apoyarme de manera incondicional en busca de mis objetivos que hoy se hizo realidad.

A mi abuelita por haberse convertido en mi madre y así enfrentar a la vida con todas sus adversidades en bien de mí que hoy gozo por ella y por darme aliento de superación y perseverancia.

A Heysemberth y María de Pilar por ser mi alegría y mi motivo de superación.

A la Universidad Nacional de Huancavelica por darme la grandiosa oportunidad de seguir obteniendo conocimientos y así aportar al desarrollo de nuestra sociedad.

El autor

Resumen

El presente trabajo de investigación denominado: “Análisis no Lineal Estático de una Edificación de Albañilería Confinada en la ciudad de Huancavelica – 2018, tuvo como propósito el estudio de una edificación de albañilería confinada de cuatro pisos y un área construida de 154.50 m2 de uso vivienda multifamiliar en el rango no lineal para determinar la capacidad, desempeño y niveles de daño de dicha estructura. En lo cual se identificó una estructura exclusivamente de un sistema estructural de albañilería confinada, una edificación que cumplía con todos los parámetros establecidos en las normas Peruanas E – 070 y E – 030 del reglamento nacional de edificaciones; considerando esta base normativa se obtuvo resultados adecuados y óptimos; luego se calculó la capacidad de estructuras para continuar con el comportamiento real de la estructura en el rango no lineal. Esta edificación planteada posee una capacidad estructural de 175.75 tn de esfuerzo cortante lo cual genera un desplazamiento de 2.74 cm en la dirección XX y 153.19 tn de esfuerzo cortante para un desplazamiento de 2.90 cm en la dirección YY. Con respecto al desempeño sísmico, la estructura se encuentra en nivel de ocupación inmediata bajo norma ATC-40 como la E-030, y respecto a los niveles de daño, posee un buen desempeño llegando a un nivel de daño ligero hasta un máximo de daño moderado los cuales cumplen con los objetivos de diseño establecidos según normas ya mencionadas.

Palabras clave: Albañilería, pushover, estructura, capacidad, desempeño.

Abstrac

The present research work named: “non-Linear Analysis Static of a Building of Confined Masonry in the city of Huancavelica – 2018, had as its purpose the study of a building of confined masonry of four floors and a built area of 1652.38 ft2 use multi-family housing in the range non-linear to determine the capacity, performance and levels of damage of the structure. In which identified a structure exclusively a structural system of confined masonry, a building that met all the parameters set in Peruvian standards E – 070 and E – 030 of the national regulations of buildings, considering this normative basis is obtained results adequate and optimal, then we calculated the capacity of structures in order to continue with the actual behavior of the structure in the range is not linear. This building raised has a structural capacity of 386.64 kipf of shear stress which generates a displacement of 0.089 in the direction XX and 337.02 kipf of shear stress to a displacement of 0.095 ft the direction YY. With regard to the performance earthquake, the structure is located at the level of immediate occupancy under standard ATC-40 as the E030, and with respect to the levels of damage, has a good performance, reaching a level of damage light up to a maximum of moderate damage which comply with the design objectives established according to standards already mentioned.

Key words: Masonry, pushover, structure, capacity, performance.

Introducción

El Perú esta ubicado en un zona sísmicamente muy alto ya que está ubicada en una parte donde la mayor presencia sísmica es de origen tectónica lo cual se ejecuta en el cinturón circumpacífico, exactamente estamos ubicados geográficamente en el borde occidental de sudamérica donde la placa oceánica de nazca está subducida por debajo de la placa continental sudamericana, generando sismos de magnitudes elevadas y con relativa frecuencia, así como también formamos parte del cinturón de fuego del pacífico considerado una de las regiones de más alta actividad sísmica del planeta. Por ello; todas las edificaciones se deben diseñarse bajo normas sismorresistentes para determinar su correcto desempeño ante un eventual actividad sísmica.

La ciudad de Huancavelica se sitúa en la z - 3 (Riezgo Sísmico Intermedio) según la zonificación sísmica de la NTP E-030 Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones, hasta la fecha no se ha identificado antecedentes de gran magnitud sísmica que haya afectado a la ciudad, pero existen evidencias de fallas geológicas que de ocasionarse generaría un sismo de hasta 6.5 grados en escala Ritcher según IGP, los cuales se encuentran ubicadas en Ascencion, Huallahura, Vilca, Moya, Palca, etc. Y aun peor, cuando se activa la falla del Huaytapallana - Junin se generaría un movimiento sísmico de mayor magnitud.

El tema de las construcciones de viviendas con respecto al bajo costo económico en la ciudad de Huancavelica y en el Perú está constituido principalmente de albañilería confinada ya que resulta más económico con respecto a su costo, de manera que en su mayoría se construye de modo artesanal, sin la intervención de un profesional especializado; razón por el cual, en su mayor parte, las

pérdidas de vida, materiales y económicos fueron causadas por el deficiente comportamiento sísmico de las estructuras, pero también suceden en las edificaciones supervisadas por un profesional ya que están diseñadas con la norma E-070 y E-030 lo cual cuenta solo un nivel de amenaza sísmica; por tanto, es muy necesaria el análisis de desempeño sísmico de las estructuras ante los diferentes niveles de demanda sísmica.

Esta investigación se basa a la aplicación del método análisis no lineal estático en una edificación de albañilería confinada mediante la teoria Applied Technology Council (ATC-40), lo cual busca básicamente la capacidad y desempeño de la estructura ante un evento sismo severo, para ello se analizó una vivienda multifamiliar de area 154.50 m2 y consta de cuatro niveles.

La presente tesis se divide en cuatro capítulos:

En el Capítulo I se presenta el planteamiento del problema de la investigación respecto a la necesidad de desarrollar un análisis no lineal estático de una edificación de albañilería confinada, formulación del problema de la investigación, objetivos generales y específicos, justificación.

En el Capítulo II se presenta el marco teórico: Los trabajos internacionales, nacionales y locales que se desarrollaron referente al trabajo de investigación que se desarrolló, asimismo se expone el marco teórico respecto al diseño de una edificación de albañilería confinada con la norma E-070 y E-030 luego el análisis no lineal estático, definición de términos, identificación de variables y la operacionalización de las variables e indicadores.

En el Capítulo III se presenta la metodología empleada para el desarrollo de investigación: Tipo, nivel, método, diseño de investigación también se identificó la población, muestra y finalmente técnicas e instrumentos de recolección de datos, técnicas de procesamiento y análisis de datos.

En el Capítulo IV se detalla los resultados de la investigación: Presentación de datos, análisis de datos y finalmente conclusiones, recomendaciones y referencia bibliográficas.

ÍNDICE GENERAL

Asesor I

Dedicatoria II

Resumen III

Abstrac IV

Introducción V

CAPÍTULO I: **PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA** 1

1.1 Descripción del problema 1

1.2 Formulación del problema 2

1.2.1 Problema general 2

1.2.2 Problemas específicos 2

1.3 Objetivos 2

1.3.1 Objetivo general 2

1.3.2 Objetivos específicos 3

1.4 Justificación 3

CAPÍTULO II: **MARCO TEÓRICO** 5

2.1 Antecedentes 5

2.1.1 ***A nivel internacional*** 5

2.1.2 ***A nivel nacional*** 7

2.2 Bases teóricas 9

2.2.1 ***Albañilería confinada*** 9

2.2.1.1 Elementos estructurales que le componen . . . 10
2.2.1.2 Limitaciones en su aplicación 12
2.2.1.3 Resistencia a la compresión de albañilería . . . 13
2.2.1.4 Estructuración 14
2.2.1.5 Predimensionamiento de elementos estructurales 17
2.2.1.6 Requisitos estructurales mínimos 17
2.2.1.7 Análisis estructural 19
2.2.1.8 Diseño de muros de albañilería 19
2.2.2 ***Base legal basado en el reglamento nacional de edificaciones*** 24
2.2.2.1 Norma técnica E – 020 (Cargas) 24
2.2.2.2 Norma técnica E – 030 (Diseño sismorresistente) 24
2.2.2.3 Norma técnica E – 050 (Suelos y cimentaciones) 25
2.2.2.4 Norma técnica E – 060 (Concreto armado) . . . 26
2.2.2.5 Norma Técnica E – 070 (albañilería) 26
2.2.3 ***Análisis no lineal estático*** 26
2.2.3.1 Procedimiento del análisis no lineal estático . . 30
2.2.3.2 Demanda sísmica 35
2.2.3.3 Capacidad de la estructura 40
2.2.4 *Desempeño sísmico* 57
2.2.4.1 Niveles de desempeño 58
2.2.4.2 Nivel sísmico de diseño 69
2.2.4.3 Objetivos de desempeño de la estructura 71
2.2.4.4 Desempeño Estructural para edificaciones de albañilería confinada 74
2.2.4.5 Objetivos de desempeño para edificaciones de sistema estructural de albañilería confinada . . 75
2.3 Hipótesis 76
2.3.1 Hipótesis general 76
2.3.2 Hipótesis específico 76

2.4 Definición de términos 77
2.5 Variables de estudio 80
2.5.1 Variables independientes 80
2.5.2 Variables dependientes 80
2.6 Definición operativa de variables e indicadores 80

CAPÍTULO III: **METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN** **81**

3.1 Tipo y nivel de investigación 81
3.1.1 Tipo de investigación 81
3.1.2 Nivel de investigación 81
3.2 Método de investigación 82
3.3 Diseño de investigación 83
3.4 Población y muestra 83
3.4.1 Población 83
3.4.2 Muestra 84
3.5 Técnicas e instrumentos de recolección de datos 84
3.5.1 Técnicas de recolección de datos 84
3.5.2 Instrumentos de recolección de datos 85
3.6 Técnicas de procesamiento y análisis de datos 86

CAPÍTULO IV: **RESULTADOS** **87**

4.1 Presentación de datos 87
4.1.1 Análisis y diseño sísmico lineal bajo las normas peruanas e-070 y e-030 87
4.1.1.1 Datos generales del proyecto. 87
4.1.1.2 Verificación de la densidad de muros. 88
4.1.1.3 Verificación de esfuerzos axial máximo. 89
4.1.1.4 Cálculo de espectro de diseño. 90
4.1.1.5 Control de desplazamientos laterales. 91

4.1.1.6 Control de agrietamiento y fisuración 92

4.1.1.7 Diseño por resistencia. 93

4.1.1.8 Necesidad de reforzar horizontalmente en muro. . . 94

4.1.1.9 Verificación de momento de volteo. 95

4.1.1.10 Diseño de elementos de confinamiento. 96

4.1.1.11 Detalle de las columnas. 98

4.1.1.12 Detalle de las vigas. 99

4.1.2 Análisis no lineal estático. 100

4.1.2.1 Determinación de fuerzas push en cada dirección 100

4.1.2.2 Resistencia al aplastamiento de los muros de albañilería. 102

4.1.2.3 Espectro de demanda para diferentes niveles sísmicos de diseño. 103

4.1.2.4 Resultados de la curva de capacidad. 104

4.1.2.5 Conversión de la curva de capacidad a espectro de capacidad. 105

4.1.2.6 Punto de desempeño. 106

4.1.2.7 Resultado de punto de desempeño para cada nivel sísmico. 109

4.2 Análisis de datos 112

4.2.0.1 Análisis de los niveles de daño. 112

4.2.0.2 Análisis del estado límite. 115

4.2.0.3 Análisis del nivel de desempeño. 118

CONCLUSIONES **120**

RECOMENDACIONES **122**

REFERENCIAS **124**

Anexos **126**

ÍNDICE DE FIGURAS

2.1 Componentes de albañilería confinada (Fuente: Elaboración propia) 12
2.2 Simplicidad y simetría 15
2.3 Problemas de torsión 15
2.4 Discontinuidad en planta 16
2.5 Discontinuidad en altura 16
2.6 Comparación económica 28
2.7 Curva de capacidad 28
2.8 Carga incremental lateral. 29
2.9 Cambio de rigidez 29
2.10 Rótulas plásticas 30
2.11 Patrones de carga 31
2.12 carga proporcional a los valores de Cvx. 31
2.13 Dist. vertical proporcional a la forma del modo 32
2.14 Dist. vertical proporcional a cortante por piso 32
2.15 Distribución uniforme fuerzas laterales 33
2.16 Distribución de carga adaptativa 33
2.17 Monitoreo de desplazamiento 34
2.18 Rótulas plásticas 35
2.19 Peligro sísmico probabilístico 38
2.20 Espectro de aceleración E-030 40
2.21 Curva de capacidad 43
2.22 Curva bilineal de la curva de capacidad 45
2.23 Punto de desempeño 47

2.24 Compatibilidad de deformaciones 50
2.25 Método del puntal diagonal equivalente 53
2.26 Ancho puntal equivalente 54
2.27 Alternativa del ancho puntal equivalente 55
2.28 Resistencia al corte de la albañilería 56
2.29 Falla de corte por deslizamiento 65
2.30 Falla de corte con y sin armadura horizontal 65
2.31 Falla por aplastamiento por compresión diagonal 66
2.32 ELU 67
2.33 Identificación de los estados límites en las curvas de histéresis de un muro de albañilería confinada 67
2.34 ELDC 68
2.35 ELO 68
2.36 ELS 69

4.1 Espectro de diseño 90
4.2 Desplazamientos laterales 91
4.3 Detalle de de las columnas 98
4.4 Detalle de las vigas 99
4.5 Push en dirección XX 100
4.6 Push en dirección YY 101
4.7 Espectro de demanda sísmica E-030 dir. XX 103
4.8 Espectro de demanda sísmica E-030 dir. YY 104
4.9 Curva de capacidad en dirección XX 104
4.10 Curva de capacidad en dirección YY 105
4.11 Espectro de capacidad en dir. XX 105
4.12 Espectro de capacidad en dir. YY 106
4.13 Espectros capacidad - demanda ATC-40 Dir. XX 106

4.14 Espectros capacidad - demanda ATC-40 Dir. YY 107
4.15 Espectros capacidad - demanda E-030 Dir. XX 107
4.16 Espectros capacidad - demanda E-030 Dir. YY 108
4.17 Distorsiones diferentes niveles de sismo-XX 108
4.18 Distorsiones diferentes niveles de sismo-YY 109

ÍNDICE DE CUADROS

2.1 Limitaciones en su uso de unidades de albañilería 13
2.2 Resistencia a compresión de muros de albañilería 14
2.3 Fuerzas internas en columnas de confinamiento 21
2.4 Descripción de daños para los niveles de desempeño 59

2.5 Niveles de desempeño 63
2.6 Movimientos sísmicos de diseño 70
2.7 Objetivos del desempeño sísmico para estructuras 73

2.8 Objetivos del desempeño sísmico para estructuras básicas 73

2.9 Objetivos de seguridad básica para estructuras convencionales. . . .74

2.10 Objetivos de desempeño para estructuras de albañilería confinada 74

2.11 Daño y deterioro en muros de albañilería confinada 75

2.12 Niveles de desempeño para muros de albañilería confinada 76

2.13 Definición operativa de variables e indicadores 80

4.1 Verificación de la densidad de muros 88

4.2 Verificación de esfuerzos axial máximo 89
4.3 Control de agrietamiento o fisuración 92
4.4 Diseño por resistencia 93
4.5 Necesidad de reforzar horizontalmente 94
4.6 Momento de volteo 95
4.7 Momento resistente 95
4.8 Diseño de columnas de confinamiento 96
4.9 Diseño de columnas de estribos, refuerzos verticales y diseño de vigas soleras 97
4.10 Resistencia al aplastamiento de los muros de albañilería 102
4.11 Punto de desempeño con niveles sísmicos del ATC-40 XX . . . 110
4.12 Punto de desempeño con NTP E-030 y ATC-40 XX 110
4.13 Punto de desempeño con niveles sísmicos del ATC-40 YY . . . 111
4.14 Punto de desempeño con NTP E-030 y ATC-40 YY 111
4.15 Grado de daño según ATC-40 Dir. XX 112
4.16 Daño E-030 con niveles de ATC-40 Dir. XX 112
4.17 Grado de daño según ATC-40 Dir. YY 113
4.18 Daño E-030 con niveles de ATC-40 Dir. YY 113
4.19 Estado límite demanda de ATC-40 Dir. XX 116
4.20 Estado límite para espectro de demanda E-030 con niveles de ATC-40 Dir. XX 116
4.21 Estado límite demanda de ATC-40 Dir. YY 116
4.22 Estado límite para espectro de demanda E-030 con niveles de ATC-40 Dir. YY 117
4.23 Límites del nivel de desempeño 118
4.24 Nivel de desempeño para cada nivel de demanda del ATC-40 Dir. XX-YY 119

4.25 Nivel de desempeño para cada nivel de demanda de E-030 con niveles de ATC-40 Dir. XX-YY 119

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. Descripción del problema

Debido a la alta sismicidad de la zona en la cual se encuentra nuestro país, existen muchas edificaciones que se encuentran con daños considerables en su estructura, sobre todo al tratarse de edificaciones antiguas donde los métodos de diseño no fueron lo suficientemente estudiados como en la actualidad, además de que en ocasiones no existen datos históricos como planos de diseño o cualquier otro documento de su construcción, reparaciones o remodelaciones que se pudieron haber realizado a lo largo del tiempo de estar habilitado.

Debido al incremento del desarrollo de edificaciones que se viene desplegando desde muchos años atrás, son muchas los métodos y procesos perfeccionadas para lo que concierne a procesos provechosos, es importante ejecutar más culturas y métodos de sistematización referentes a la etapa de diseño del proyecto, los cuales posean una importancia a largo plazo manifestada en el bienestar del beneficiario frente a tener una edificación segura que garantice una buena calidad de vida.

Las técnicas acostumbradas de Diseño Estructural son vecinos y no piensan en el efecto de las exaltaciones en el tiempo y menos cuando esta estructura irrumpe más allá del rango elástico; por ejemplo, cuando estamos evaluando un mecanismo estructural y utilizamos un valor único del aparato o de materiales no estamos considerando la posibilidad de canje de la parte sección en el

tiempo y con el aumento de los parámetros de fuerza, aceleración, cortante o desplazamiento. Sin embargo, cuando analizamos en el rango no lineal debemos elaborar para cada material un modelo de su comportamiento en función de la magnitud de los esfuerzos, es decir que no usamos un dato constante sino un historial, un comportamiento. Más aún debemos conocer el comportamiento de cada material cuando es sometido a ciclos de carga y descarga como ocurre cuando se presenta un sismo.

1.2. Formulación del problema

1.2.1. Problema general

¿Cómo es el análisis no lineal estático en una edificación de albañilería confinada en la ciudad de Huancavelica - 2018?

1.2.2. Problemas específicos

a) ¿Cómo es el análisis no lineal estático en el desempeño sísmico de una edificación de albañilería confinada en la ciudad de Huancavelica - 2018?

b) ¿Cómo es el análisis no lineal estático en los niveles de daño de una edificación de albañilería confinada en la ciudad de Huancavelica - 2018?

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo general

Determinar el análisis no lineal estático de una edificación de albañilería confinada en la ciudad de Huancavelica – 2018.

1.3.2. Objetivos específicos

a) Determinar el análisis no lineal estático en el desempeño sísmico de una edificación de albañilería confinada en la ciudad de Huancavelica - 2018

b) Determinar el análisis no lineal estático en los niveles de daño de una edifi_ cación de albañilería confinada en la ciudad de Huancavelica – 2018

1.4. Justificación

Teniendo en conocimiento que las construcciones de albañilería confinada son aquellas que en su mayoría se construyen por su facilidad durante el proceso constructivo y sobre todo por su valor económico que es más bajo con respecto a otros sistemas estructurales; como también se requiere diseñar estructuras sismorresistentes que se encuentren operativos durante o después de un posible evento sísmico, para, de esa manera, evitar pérdidas de vidas humanas y daños materiales.

Los proyectos de edificaciones tienen implícitamente un objetivo y desempeño esperado de su comportamiento durante la vida útil de la estructura, y como tal debería ser analizado tomando en consideración todos los parámetros sísmicos establecidos en el reglamento de nuestro país (NTP E-030 y E-070). Sin embargo, en nuestro medio existe una cultura de construcción inadecuada estructuralmente sobre todo de manera artesanal como se puede notar en las edificaciones de albañilería confinada los cuales resultan muy vulnerables a fallar ante eventos sísmicos.

Es por tal razón que el proceso de diseño sísmico realizado hasta ahora no podrá estimar de manera confiable el comportamiento estructural lo cual ha llevado a optar el diseño por desempeño donde se busca definir los niveles de desempeño deseados para los diferentes niveles de excitación sísmica y

que esta relacionada no sólo con aspectos del comportamiento de elementos estructurales, sino también con elementos no estructurales y con el contenido de las edificaciones.

En nuestra norma E-030 y E-070 se establece los principios de diseño sismo-rresistente para evitar el colapso de las edificaciones ante un sismo severo y establece las condiciones mínimas para la demanda o distorsión de entrepiso que rigen el diseño. Pero estos valores son referentes a estudios de eventos sísmicos pasados que en comparación con las demandas de resistencia ante los sismos recientes son mayores.

Con la presente metodología, tendremos edificaciones seguras ante eventos sísmicos y serán en beneficio de la población en general quienes toman en consideración todo lo establecido en la presente investigación.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes

2.1.1. *A nivel internacional*

a) **Jiménez** (2015), Universidad de Cuenca, en su investigación *"Análisis estático no lineal de paredes de ladrillo de las casas de Cuenca"* arribó en lo siguiente:

- El modelo de análisis estático no lineal para el estudio de paredes ladrillo puede representar satisfactoriamente las curvas pushover en paredes de la ciudad.
- Los materiales usados en la construcción de paredes de mampostería en Cuenca, se concluyó que algunas de las propiedades mecánicas como resistencia a compresión y a corte son relativamente bajos, esto es una causa de que no se realiza un control de calidad de dichos materiales y que la materia prima no es de buena calidad.
- Las columnas de confinamiento aportan notablemente en la resistencia lateral de las paredes, ya que poseen acero de refuerzo que trabaja muy bien a tensión y a corte, siendo estos los requerimientos exigidos para una columna ante una carga lateral.

b) **Orduña y Ayala** (2014) Universidad Nacional Autónoma de México, en su

trabajo de investigación *"Análisis no lineal de mampostería confinada sujeto a cargas laterales"* concluyeron en lo siguiente:

- La conducta de columnas con muros de albañilería sometidos a cargas horizontales es muy compleja, con efectos no lineales claramente desde el comienzo del peso, modales de falla muy diversos, entre otras problemáticas. según Orduña y Ayala (2014) "su modelado, aún con el método de los elementos finitos, no es nada posible, se requiere tener en consideración varias acciones que no son generalmente incluidos en softwars de análisis no lineal, tal es el caso de los elementos interfaz o modelos ortótropos de comportamiento". Se tiene muy poca anotación experimental de los parámetros que son necesarios para estos modelos, especialmente los que se refieren a la parte del ablandamiento por acción de deformación, como son las energías de fractura en tensión y en compresión, el comportamiento ortótropo, adherencia entre mortero y piezas, así como entre mortero y concreto. En la literatura se habla muy poco acerca de qué métodos de solución de sistemas no lineales son más adecuados a cada caso.

- A pesar de tener limitadas notas, en este trabajo de investigación se demostró que, con base a la poca información existente, es posible definir modelos numéricos basados en el método de los elementos finitos, capaces de generar de manera satisfecha el comportamiento de estas estructuras, al menos hasta los niveles de distorsión permitidos por los reglamentos de construcción. Es necesario enunciar que, para explotar el potencial de este tipo de modelos numéricos, es necesario contar con información experimental adecuada que los respalde. El modelo de tres diagonales cuyas bases se propusieron en este trabajo tiene el potencial de representar las principales características del comportamiento, tanto global como local, de muros diafragma de

mampostería. "Una vez desarrollado completamente, puede convertirse en una herramienta poderosa, de aplicación práctica, para el análisis y diseño de estructuras con este tipo de elementos" (p.34).

2.1.2. *A nivel nacional*

a) **Esteba (2017)** Universidad Nacional del Altiplano, en su investigación *"Análisis estático y dinámico no lineal en el desempeño de un edificio de concreto armado diseñado bajo la norma E – 030 en Puno"*, presenta las siguientes conclusiones:

- "Los resultados de la presente investigación muestran la convergencia y acuerdo en el análisis estático y dinámico no lineal. Además, que en un análisis y diseño elástico realizados con el RNE dan rigideces muy altas y considerables, lo que se expresa en dimensiones y estructuración final de la edificación" (p.207).
- "En el resultado del análisis estático no lineal, dio como resultado que el nivel de desempeño de la edificación se encuentra en un nivel IO (ocupación inmediata) puesto que el punto de desempeño muestra una deformación máxima 4.46 cm, y que significa que la estructura ante una presencia de sismo de probabilidad de recurrencia en 50 años (RNE), está ocupación inmediata" (p.207).
- "Se propuso una estructura con dimensiones reducidas, el cual se ana-lizó mediante un análisis estático no lineal, resultando que el punto de desempeño tiene una deformación de 5.27 cm, en un nivel de desem-peño IO ocupación inmediata, que al compáralo con la estructura inicial resulto el mismo nivel de desempeño, con una diferencia de 18 % mayor" (p.207).

b) **Santana** (2012) Universidad Nacional de Ingeniería, en su investigación *"Diseño sísmico por desempeño de estructuras de albañilería confinada"*, llegó

a las siguientes conclusiones:

- "La NTP E-030, fue ejecutada en función a registros de los sísmicos ocurridos en la costa peruana, lo cual causa incertidumbre en los espectros sísmicos alcanzados para la zona en estudio (zona 2). Los resultados espectrales de seudo aceleración sobredimensionan a la estructura en su diseño lineal y elástico. Razón por la cual, los grados de daño obtenido en los muros por el análisis no lineal estático es menor" (p.267).
- "El análisis no lineal estático nos sirve para obtener diseños más seguros, resistentes al sismo y económicos. También, nos sirve para evaluar estructuras existentes con fines de reforzamiento" (p.267).
- "Los puntos de desempeño obtenido con espectros de demanda sísmi- ca con los niveles símicos de ATC 40 presentan valores mayores que los puntos de desempeño obtenidos con espectros de demanda sísmi-ca de la NTE E-030" (p.267).
- "Los resultados del ANLE pushover para edificaciones de albañilería confinada evaluadas y diseñadas con las documentaciones peruanas E-070 y E-030 para la parte central del Perú informan que para un sismo de Servicio el comportamiento estructural es elástico y para un sismo Máximo presentan un buen desempeño" (p.267)
- "El mecanismo de colapso ejecutado y obtenido con el ANL para la edificación diseñada elásticamente con la norma E-070 es acep- table, debido a que las primeras rótulas plásticas se presentan en los muros del primer piso. Asimismo, se puede apreciar el fenómeno de planta baja débil y flexible. Esta formación de rótulas plásticas hasta la conformación del mecanismo de falla sirve para fijar las zonas frágiles y poderlas reforzar adecuadamente" (p.267).

c) **Gálvez** (2011) Pontificia Universidad Católica del Perú, en su investigación

"Evaluación del desempeño sismorresistente usando análisis no lineal en el tiempo", arribó a los siguientes conclusiones:

- El análisis no lineal es un procedimiento mucho más difícil , pero que brinda información más certera para predecir la respuesta estructural y verificar el diseño.
- El análisis tiempo historia no lineal y la verificación basada en desempeño aún deben recorrer un camino largo antes de volverse una práctica común.
- Podemos observar que el análisis basado en desempeño es el único método que logra simular la disipación de la energía en los elementos y lograr dar respuestas tanto locales como globales.
- La estructura demostró que su lado débil y con mayor tendencia a mostrar daños es en el sentido de los pórticos dúctiles.
- Se concluye que la edificación cumple con los requerimientos de resistencia y rigidez estipuladas por la norma E.030.

2.2. Bases teóricas

2.2.1. *Albañilería confinada*

Cabrera (2003) Recomienda que "debe tenerse especial cuidado en las reducciones de planta con zonas tipo puente. Las estructuras alargadas en planta tienen mayor posibilidad de sufrir diferentes movimientos sísmicos aplicados en sus extremos, situación que puede producir resultados indeseables. Una solución a este problema es independizar el edificio en dos o más secciones, mediante juntas de separación sísmica, que deben ser debidamente detalladas y construidas para evitar el choque de dos edificaciones vecinas".

Se describen los elementos que conforman el sistema convencional, tales como fundaciones, vigas de riostra, columnas, vigas, losas y tabiquería.

El Sistema Constructivo Convencional es el sistema muy antigo utilizado en la ejecución de viviendas y edificaciones para diferentes actividades. Este sistema está integrado por elementos estructurales de muros de albañileria, vigas y columnas de concreto armado como también losas aligeradas, macizas o nervadas, fundaciones de distintos tipos y cerramientos con bloques de arcilla y/o de concreto o frisos a base de cemento, arena y cal.

2.2.1.1. Elementos estructurales que le componen

A. Cimentación: Es la base que sirve de sustento o soporte al edificio. Se calcula, se diseña y proyecta teniendo en consideración varios factores tales como la resistencia del suelo (terreno), las cargas propias del edificio y otras cargas que inciden en ella, tales como el efecto del viento o el peso de la nieve sobre las superficies compuestas a los mismos.

La estructura genera esfuerzos de compresión y tracción hasta las bases, y se deben distribuir en forma equitativa para que no originen tensiones muy mayores de la que puede soportar. Por esta causa, el coeficiente de seguridad que se emplea, debe considerar probables diferencias en la predeterminación de su capacidad portante. Como los cimientos están solicitados a esfuerzos de compresión y también de tracción, efectos de fricción y de adherencia al suelo es conveniente que estén solicitados por una carga centrada.

B. Muros

- **Muros portantes:** Los muros portantes son aquellos que cumplen la función estructural y como tal soportan una gran parte del peso de una estructura y forman parte de la ello y lo transmiten hacia los cimientos.

  Se les reconoce porque las vigas soleras se apoyan transversalmente a ellos, es por eso que los elementos de albañilería deben ser de muy buena calidad, el más conocido es el King Kong industrial de 18 hue-

cos, pero también se puede dar uso a los ladrillos de bloque artesanal. Las estructuras con muros portantes son un tipo de estructuras donde los elementos verticales resistentes son los muros, y no los pilares como en el caso de las estructuras de concreto armado.

- **Muros no portantes:** Son los muros que no cumplen al función estructural por tanto no reciben carga verticales, los cuales son usados en cercos, parapetos y divisiones de ambientes, estos muros deben diseñarse ante cargas perpendiculares a su plano originadas por su peso propio y el viento.

C. Columnas: En el sistema estructural de albañilería confinada, las columnas son denominadas como elementos de confinamiento vertical, los cuales cumplen funciones muy importantes e indispensables para dar mayor resistencia a los muros; están compuestas de concreto y armaduras o refuerzos de fierro concreto reforzado como se muestra en la figura 2.1.

El refuerzo de las columnas (aceros corrugados y estribos) depende de muchos factores como de la altura y la distribución de los muros y por cierto del número de pisos de la edificación que más adelante, en el capítulo de resultados se detalla.

En el proceso constructivo, el concreto de las columnas debe colocarse entre los espacio de las dentaduras de los muros, después de haberse construido los muros portantes de albañilería.

D. Vigas soleras: Son elementos de confinamiento horizontal colocadas en la parte superior extremo de los muros, apoyados en los muros y entre las columnas de confinamiento, los cuales aportan rigidez a los muros de albañilería, como se muestra en la figura 2.1. Las vigas son los elementos estructurales de sentido horizontal y que en su conjunto dan rigidez a los muros y trasladan las cargas de la edificación a las columnas.

E. Losas aligeradas: Las losas aligeradas son los elementos estructurales

que se usan como techo o entrepisos de una construcción y están compuestas de concreto reforzado y ladrillos huecos (ladrillo de techo).

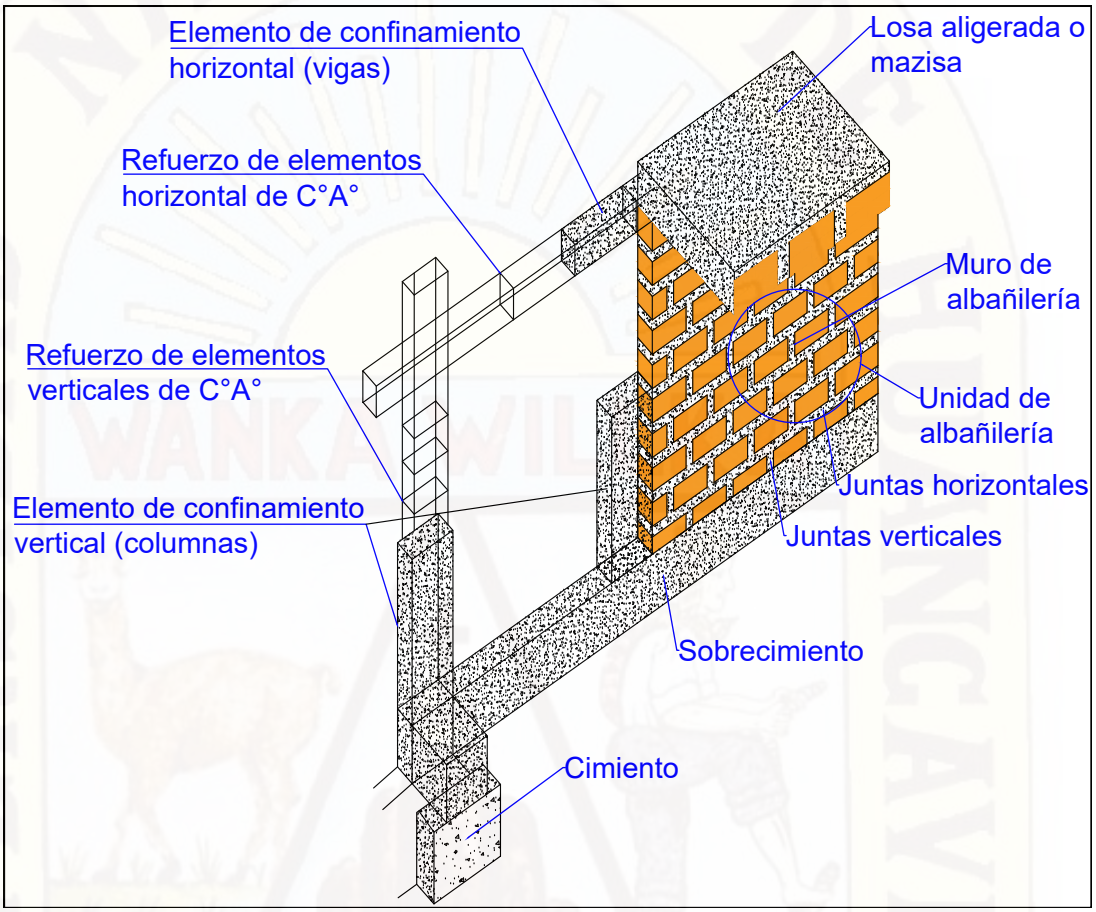


Figura 2.1: Componentes de albañilería confinada

Fuente: Elaboración propia

2.2.1.2. Limitaciones en su aplicación

En la presente investigación de una edificación de sistema estructural se puede diseñar hasta un total de 5 niveles o su equivalencia de 15 m como máximo y también estará condicionado a lo indicado en el siguiente cuadro 2.1. Las zonas sísmicas son las indicadas en la NTE E.030 - 2003 (Diseño Sismorresistente).Por ahora, la actualización de la norma E030 - 2018 aun está en proceso, pero tomando en cuenta los criterios de peligrosidad sísmica, se considerará lo siguiente:

Z - 1 (E.030-2003)————————————- Z - 1 y 2 (E.030-2018)

Z - 2 y 3 (E.030-2003) ———————— Z - 3 y 4(E.030-2018)

Cuadro 2.1: *Limitaciones en su uso de unidades de albañilería*

LIMITACIONES PARA EL USO DE UNIDADES DE ALBAÑILERÍA EN ESTRUCTURAS			
	ZONA SÍSMICA 3 Y 4		ZONA SÍSMICA 1 y 2
TIPO DE UNIDAD	Muro estructural hasta 4 pisos	Muro estructural de 1 hasta 3 pisos	Muro estrutural en todo edificio
Sólido artesanal*	No	Si, hasta 2 pisos	Si
Sólido industrial	Si	Si	Si
Alveolar	Si, celdas selladas por completo con grout	Si, celdas semisellada sdas con grout	Si, celdas parcialmente selladas con grout
Hueca	No	No	Si
Tubular	No	No	Si, hasta 2 pisos

Fuente: NTP E-070

$*$ Las mencionadas en el cuadro anterior muestran las condiciones mínimas que pueden ser exceptuadas con el respaldo de un ingeniero civil bajo una memoria de cálculo.

2.2.1.3. Resistencia a la compresión de albañilería

Los muros son secciones compuestos por dos o más unidades de albañilería (ladrillos) enteras, colocadas de manera uniforme una sobre otra conectadas mediante juntas que son de concreto simple. La altura de los prismas no debe ser excesiva, con la finalidad de facilitar su elaboración, almacenaje y transporte desde la ubicación de la obra hacia el laboratorio. Estas pilas después de 28 días, son ensayadas a compresión axial y los resultados se utilizan para diseñar estructuralmente los muros a compresión axial de las pilas (f'_m) mencionadas en el cuadro 2.2 depende de la esbeltez, que es la relación que existe entre la altura y el espesor del prisma la NTP E-070 (Alba-

ñilería) establecen un valor nominal de esbeltez igual a 5. Además, establecen coeficientes de corrección para esbelteces menores que cinco. Y se aplican multiplicando a la resistencia a compresión axial obtenida del ensayo, para de este modo estimar la resistencia que se obtendría con la esbeltez nominal.

Cuadro 2.2: *Resistencia a compresión de muros de albañilería (Fuente: E-070)*

RESISTENCIAS CARACTERÍSTICAS DE LA ALBAÑILERÍA (kg / cm^2)				
Materia Prima	**Denominación**	**UNIDAD** f_b'	**PILAS** f_m'	**MURETES** v_m'
Arcilla	King Kong Artesanal	55	35	5,1
	King Kong Industrial	145	65	8,1
	Rejilla Industrial	215	85	9,2
Sílice-cal	King Kong Normal	160	110	9,7
	Dédalo	145	95	9,7
	Estándar y mecano (*)	145	110	9,2
Concreto	Bloque Tipo P (*)	50 65 75 85	74 85 95 120	8,6 9,2 9,7 10,9

Fuente: NTP E-070

∗ Utilizados para la contribución de muros armados

2.2.1.4. Estructuración

La estructuración es una actividad mas importante en un proyecto estructural de edificaciones ya que ello determina el buen desempeño y comportamiento estructural, mientras mas compleja es la estructura, mas difícil será predecir su comportamiento sísmico. Por esta razón, es recomendable que la estructuración sea lo más simple posible, de manera que su modelado y la idealización necesaria para su análisis sísmico se acerque lo mas posible a la estructura real.

- **Simplicidad y simetría:** El hacer un modelo para realizar el análisis estructural de un pórtico perfectamente definido o de una placa continua puede resultar sencillo y los resultados pueden reflejar aproximadamente bien el comportamiento real. Las fuerzas de sismo se podrán idealizar

actuando en el centro de masas de cada piso, mientras las fuerzas que absorben los elementos estarán ubicadas en el centro de rigidez.

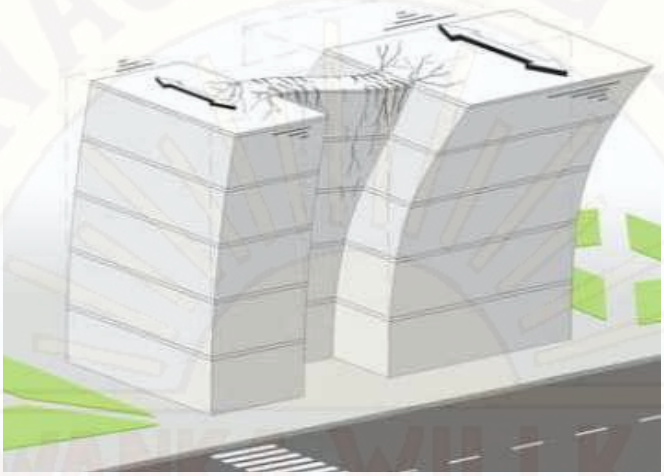


Figura 2.2: Simplicidad y simetría

- **Problemas de torsión:** La torsión ha sido causa de importantes daños de edificios sometidos a sismos intensos, que van desde la distorsión a veces visible de la estructura (y por tanto su pérdida de imagen y confiabilidad), hasta el colapso estructural. Para los fines de este apartado consideraremos tres tipos de problemas torsionales: la torsión elástica, torsión inelástica o accidental, y torsión natural.

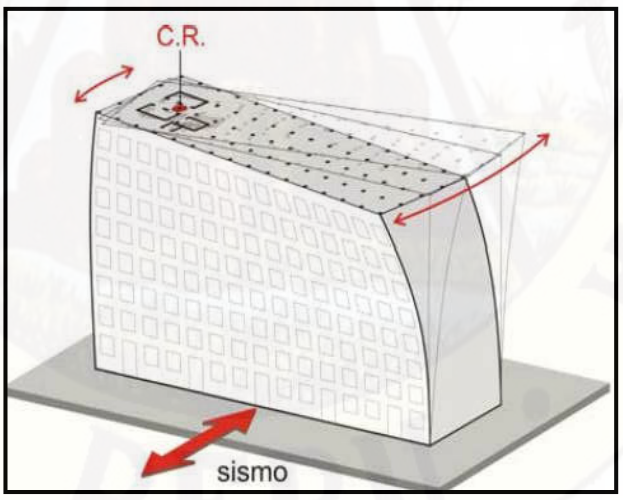


Figura 2.3: Problemas de torsión

- **Discontinuidad en planta:** Se refieren a formas irregulariaddes en planta (casos como F, L, T, U) o discontinuidades en elementos de resistencia horizon tal (como cortes, aberturas, esquinas entrantes, u otros cambios abruptos).

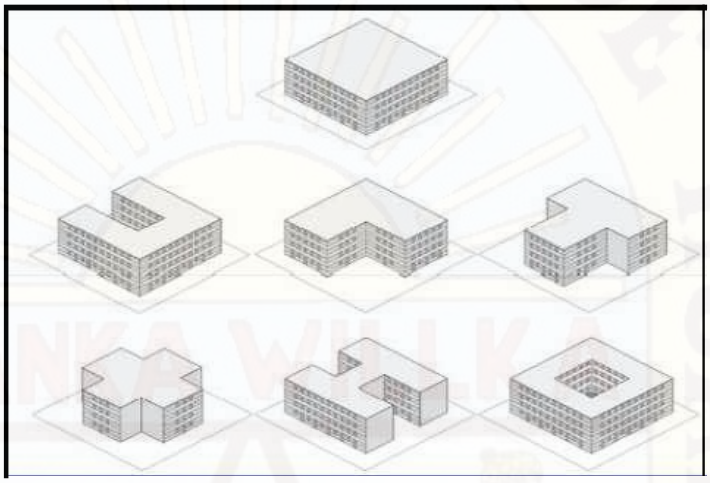


Figura 2.4: Discontinuidad en planta

- **Discontinuidad en altura:** Son cambios bruscos de resistencia, rigideces, geometría y peso, y ocasionan a una distribución irregular de fuerzas y deformaciones a lo largo de la altura del edificio.

Figura 2.5: Discontinuidad en altura

2.2.1.5. Predimensionamiento de elementos estructurales

a. **Muros de albañilería**

Dependiendo de la zona sísmica asignada de nuestra construcción se calcularán en nuestro caso la Zona = 3 (Huancavelica).

$$t \geq \begin{cases} \frac{h}{20}, & Para\ zonas\ sísmicas\ 2\ y\ 3 \\ \frac{h}{25}, & Para\ zonas\ sísmicas\ 1 \end{cases}$$

b. **Vigas de acople**

De acuerdo lo estipulado por la NTP E.060 y para una altura característica de viga h = 40 cm, el ancho b_w de la viga puede ser igual a:

$$b_w \geq máx\begin{cases} 0.25(40) = 10cm \\ 25cm \end{cases}, \qquad \therefore b_w = 25cm$$

Además:

$$\frac{l_n}{40} \geq 2, \qquad l_n \geq 80cm$$

c. **Losas aligeradas y escaleras**

Las losas aligeradas para uso como viviendas y con las características ya mostradas se dimensionan con la siguiente expresión:

$$h \geq \frac{l_n}{25}\ [cm]$$

Mientras que las escaleras.

$$t_s \geq \frac{l_n}{30}\ [cm]$$

2.2.1.6. Requisitos estructurales mínimos

a. **Esfuerzo axial máximo.** El esfuerzo axial máximo (σ_m) generado por carga degravedad máxima de servicio (P_m), incluyendo el 10 % de sobrecarga, será inferior a:

$$\sigma_m = \frac{P_m}{L.t} \leq 0,2\ f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{35\ t}\right)^2\right] \leq 0,15\ f'_m$$

Donde “L” es la longitud total del muro (incluyendo el peralte de las columnas) y según la NTP E-070 para muros estructurales L_{min} = 1.2 m. De no cumplirse lo mencionado habrá que mejorar la calidad de albañilería (f'_m), aumentar la sección del muro, transformarlo en concreto armado, o ver la manera de reducir la magnitud de la carga axial “ P_m ” $*$.

$*$ La carga axial actuante en un muro puede reducirse, por ejemplo, utilizando losas de techo macizas o aligeradas armadas en dos direcciones.

b. **Aplastamiento.** Cuando se presencia cargas (CM+CV) concentradas que actúen en la parte lateral del muro de albañilería, el esfuerzo axial generado por dicha carga no debe pasar a este 0.375 f'_m. En estos casos, para calcular de la sección de compresión se considerará un ancho efectivo igual al ancho sobre el cual actúa la carga concentrada más dos veces el espesor efectivo del muro medido a cada lado de la carga concentrada.

c. **Densidad mínimo del muro**

$$\frac{\text{Area de Corte de los Muros Reforzados}}{\text{Area de la Planta Típica}} = \frac{\sum L.t}{Ap} \geq \frac{Z.U.S.N}{56}$$

Donde:

“Z”, “U” y “S” corresponden a los factores de zona sísmica, importancia y de suelo, respectivamente, especificados en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente.

“N” es el número de pisos del edificio.

“L” es la longitud total del muro (incluyendo columnas, si existiesen).

“t” es el espesor efectivo del muro.

Cuando no se cumple con la expresión mencionada , deberá cambiarse la calidad de ladrillo o el espesor de algunos de los muros, o cambiarse por placas de concreto armado, en cuyo caso, para hacer uso de la fórmula de-

berá amplificarse el espesor real de la placa por la relación Ec / Em , donde Ec y Em son los módulos de elasticidad del concreto y de la albañilería.

2.2.1.7. Análisis estructural

Para el caso de esta investigación se dará uso los siguientes definiciones:

a) SISMO SEVERO. "Tipo de sismo establecido por la NTP E-030 empleando un coeficiente de reducción de la solicitación sísmica R = 3 Sistema estructural de albañilería confinada" (E-070, p.36).

b) SISMO MODERADO. "Tipo de sismo que establece las fuerzas de inercia igual a la mitad de los valores obtenidos por el sismo severo" (E-070, p.36).

c) **Módulo de elasticidad**

El módulo de elasticidad (Em) y el módulo de corte (Gm) para este sistema estructural es:

- Ladreillos de arcilla: Em = 500 f'_m
- Ladrillos sílico-calcáreas: Em = 600 f'_m
- Ladrillos de concreto vibrado: m = 700 f'_m
- Para todo tipo de ladrillos de albañilería: Gm = 0.4Em

2.2.1.8. Diseño de muros de albañilería

A) **Control de fisuración**

"Con esta evaluación se evita a que los muros se fisuren bajo la acción de los sismos moderados, que son los más constantes en nuestro medio para tal lo cual se considerarán las fuerzas cortantes ocasionadas por el sismo moderado. Para todos los muros de albañilería deberá verificarse que encada entrepiso se satisfaga la siguiente expresión" (E-070, 2006, p.39).

$$V_e \leq 0{,}55V_m = Fuerza\ \ Cor\tan te\ \ Admisible$$

B) **Resistencia al agrietamiento diagonal**

La resistencia al corte (Vm) de los muros de albañilería se calculan en cada nivel mediante las siguientes expresiones:

Unidades de arcilla y concreto:

$$V_m = 0{,}5\ v_m^{'}\ .\ \alpha\ .\ t\ .\ L + 0{,}23\ P_g$$

Unidades sílico - calcáreas:

$$V_m = 0{,}35\ v_m^{'}\ .\ \alpha\ .\ t\ .\ L + 0{,}23\ P_g$$

donde:

v_m' = resistencia a corte de la albañilería

Pg = carga gravitacional de servicio, con sobrecarga reducida (E-030)

t = espesor efectivo del muro

L = longitud total del muro (incluyendo a las columnas)

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

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{V_e . L}{M_e} \leq 1$$

donde:

Ve = Es la fuerza cortante del muro obtenida del análisis elástico

Me = Es el momento flector del muro obtenido del análisis elástico.

C) **Verificación de la resistencia al corte de la edificación**

"Con el objetivo de suministrar una adecuada resistencia y rigidez al edificio en estudio, de cada nivel dada en cada dirección principal del edificio, se deberá cumplir que la resistencia al corte sea mayor que la fuerza cortante producida por el sismo severo" (E-070,p.40).

$$\sum V_{mi} \geq V_{Ei}$$

D) **Diseño de las columnas de confinamiento**

Las fuerzas internas en las columnas se evaluan aplicando las expresiones del cuadro 2.3:

Cuadro 2.3: *Fuerzas internas en columnas de confinamiento*

FUERZAS INTERNAS EN COLUMNAS DE CONFINAMIENTO			
COLUMNA	V_c **(fuerza cortante)**	T **(tracción)**	C **(compresión)**
Interior	$\frac{V_{m1}.L_m}{L(N_c+1)}$	$V_{m1}\frac{h}{L}-P_c$	$P_c-\frac{V_{m1}.h}{2L}$
Extrema	$1{,}5\frac{V_{m1}.L_m}{L(N_c+1)}$	$F-P_c$	P_c+F

Fuente: NTP E-070

Donde:

M = M_{u1} − 1/2 V_{m1} × h ("h" es la altura del primer nivel)

F = M/L = fuerza axial en las columnas extremas producidas por "M"

N_c = Cantidad de columnas (en muros de un paño Nc = 2) L_m = Longitud del paño mayor 0,5 L,que sea mayor (en muros de un paño L_m = L)

Pc = Es el total sumada de las cargas verticales (CM + CV) siguientes:carga vertical directa sobre la columna de confinamiento, mitad de la carga axial sobre el paño de muro a cada lado de la columna, y carga proveniente de los muros transversales de acuerdo a su longitud tributaria.

Determinación de la sección de las columnas de confinamiento

Area de la sección de las columnas de confinamiento debe se mayor de las que se calcula en el resultado del diseño por compresión o el diseño por corte fricción, pero no menor que 15 veces el espesor de la columna en cm2.

Diseño por compresión

"El área de la sección de concreto armado que cumple la función de elementos de confinamiento de muros de albañilería se calcula asumiendo que la

columna está arriostrada en su perímetro por el muro de albañilería al que confina y por los muros transversales de ser el caso. Dicho área del núcleo (An) bordeado por los estribos se obtendrá mediante la expresión establecida a continuación" (E-070, p43)

$$A_n = A_s + \frac{C/\phi - A_s f_y}{0,85 \delta f_c'}$$

donde:

φ = 0.7 o 0.75 según se utilice estribos cerrados o zunchos, respectivamente

δ = 0.8 para columnas sin muros transversales

δ = 1 para columnas confinadas por muros transversales

Diseño por corte-fricción (Vc)

La sección transversal (Acf) de las columnas de confinamiento se diseñó para soportar la acción de corte fricción, con la expresión siguiente:

$$A_{cf} = \frac{V_c}{0,2 f_c' \phi} \geq A_c \geq 15t(cm^2)$$

Donde: φ = 0.85

Cálculo **del refuerzo vertical**

"El acero longitudinal que se debe coloca en las columnas de confinamiento debe ser capaz de soportar la acción combinada de corte fricción y tracción, adicionalmente generará por lo menos una tracción igual a la capacidad resistente a tracción del concreto y como mínimo se colocarán 4 varillas para formar un núcleo confinado" (E-070, p.44).

$$A_{sf} = \frac{V_c}{f_y . \mu . \phi} \qquad A_{st} = \frac{T}{f_y . \phi}$$

$$A_s = A_{sf} + A_{st} \geq \frac{0,1 f_c' A_c}{f_y} ...(mínimo: 4\,\phi 8mm)$$

donde: El factor de reducción de resistencia es φ = 0.85

Determinación de los estribos de confinamiento

"Los estribos de las columnas de confinamiento deberán ser ya sea estribos cerrados con gancho a 135, estribos de 1 de vuelta o zunchos con ganchos a 180º. En los extremos de las columnas, en una altura no menor de 45 cm o 1.5 d, deberá colocarse el menor de los siguientes espaciamientos (s) entre estribos" (E-070, p.44)

$$s_1 = \frac{A_v f_y}{0{,}3 t_n . f_c^{'} (A_c / A_n - 1)} \qquad s_2 = \frac{A_v . f_y}{0{,}12 t_n . f_c^{'}}$$

$$s_3 = \frac{d}{4} \geq 5\,cm \qquad s_4 = 10cm$$

"Donde “d ” es el peralte de la columna, “tn ” es el espesor del núcleo confi- nado y “ Av ” es la suma de las ramas paralelas del estribo.

El confinamiento mínimo con estribos será [] 6mm, 1 @ 5, 4@ 10, r @ 25 cm. Adicionalmente se agregará 2 estribos en la unión soleracolumna y estribos @ 10 cm en el sobrecimiento" (E-070, p.44)

Diseño de las vigas soleras correspondientes al primer nivel

La solera se diseñará a tracción pura para soportar una fuerza igual a Ts:

$$T_s = V_{m1} \frac{L_m}{2L}; \quad A_s = \frac{T_s}{\phi f_y} \geq \frac{0{,}1 f_c^{`} A_{cs}}{f_y} ...(mínimo: 4\phi 8mm)$$

donde: φ = 0.9

A_{cs} = Área de la sección transversal de la solera

El área de la sección transversal de la solera (Acs) será suficiente para alojar el refuerzo longitudinal (As), pudiéndose emplear vigas chatas con un peralte igual al espesor de la losa del techo. En la solera se colocará estribos mínimos: [] 6mm, 1 @ 5, 4@ 10, r @ 25 cm.

2.2.2. *Base legal basado en el reglamento nacional de edificaciones*

2.2.2.1. Norma técnica E – 020 (Cargas)

En el Reglamento Nacional de Edificaciones, menciona que la edificación con todos los que componen a ella deberán ser capaces de soportar todas las cargas que se le asigna a causa de su uso. Estas actuarán en las combinaciones establecidas y no deben causar esfuerzos ni deformacio nes que excedan los mencionado para cada material estructural en su norma de diseño especificada.

2.2.2.2. Norma técnica E – 030 (Diseño sismorresistente)

En el Reglamento Nacional de Edificaciones, se da a conocer quea todas las edificaciones nuevas deben emplearse el diseño sismorresistente(E-030), así como también a la evaluación y reforzamiento de las existentes y a la toda la reparación de las que resultaren dañadas por la acción de un eventual sismo. Es obligatoria la aplicación del diseño sismorresistente a todo tipo de estructuras especiales como reservorios, tanques, silos, puentes, torres de transmisión, muelles, estructuras hidráulicas, plantas nucleares y todas aquellas cuyo comportamiento difiera de las edificaciones.

- Evitar pérdidas de vidas.
- Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- Minimizar los daños a la propiedad.

Respecto a lo estipulado en líneas anteriores, al ocurrir un evento sísmico la estructura no debería de colapsar ni causar daños graves a los ocupantes, o en el

peor de los casos experimentar posibles daños dentro de los límites aceptables.

2.2.2.3. Norma técnica E – 050 (Suelos y cimentaciones)

En el Reglamento Nacional de Edificaciones, menciona que la aplicación de este reglamento enmarca todo el territorio nacional distribuido en 4 zonas. Asimismo, la norma menciona que debe ser obligatorio el estudio de suelos en los siguientes casos:

a) Todas las estructuras, en donde exista gran cantidad de seres humanos, equipos, en todo los edificaciones tales como: centros educativos, hospitales y clínicas, estadios, cárceles, auditorios, templos, sala de espectáculos, museos, centrales telefónicas, estaciones de radio y televisión, estación de bomberos, archivos y registros públicos, centrales de generación de electricidad, subestaciones eléctricas, silos, tanques de agua y reservorios.

b) Cualquier edificación no mencionada en a) de uno a tres pisos, que ocupen individual o conjuntamente más de 500 m2 de área techada en planta.

c) Toda construcción no considerada en la parte a) de cuatro o más pisos de altura, en cualquier medida de área.

d) Estructuras de funciones industriales, fábricas, talleres o similares.

e) Estructuras especiales cuya falla, aparte del mismo colapso, ocasione peligros adicionales importantes, tales como: reactores atómicos, grandes hornos, depósito de materiales inflamables, corrosivos o combustibles, paneles de publicidad de grandes dimensiones y otros de similar riesgo.

f) Cualquier edificación que requiera pilotes, pilares o plateas de fundación.

g) Cualquier edificación adyacente a taludes o suelos que pudieran poner en peligro su estabilidad.

2.2.2.4. Norma técnica E – 060 (Concreto armado)

En el artículo 1 del Reglamento Nacional de Edificaciones, esta norma fija los requisitos y exigencias mínimas para el análisis, diseño, materiales, construcción, control de calidad e inspección de estructuras de concreto simple o armado.

2.2.2.5. Norma Técnica E – 070 (albañilería)

En el artículo 1 del Reglamento Nacional de Edificaciones, esta Norma fija los requisitos y exigencias mínimas para el análisis y diseño, materiales, construc ción, control de calidad e inspección de las edificaciones de albañilería estruc- turadas principalmente por muros confinados y muros armados.

2.2.3. *Análisis no lineal estático*

El análisis no lineal tiene la misma finalidad del análisis lineal, la diferencia es que considera la situación más próxima a la realidad tomando en consideración el comportamiento más real posible de los materiales y de la estructura en general.

El análisis no lineal estático representa un problema más complicado que el lineal, por lo cual, para lograr una solución aceptable, debe ser abordado desde diferentes procedimientos.

Sanata (2012, p.12) "El análisis no lineal estático es un método relativamente facil para estudiarla capacidad de una estructura por medio del análisis de ductilidad, bajo una distribución de fuerzas inerciales esperadas. Para lograr la capacidad de la estructura más allá del rango elástico, se requiere un análisis no lineal de la estructura en estudio, tal como el procedimiento Pushover"

La estructura es modificada para tomar en consideración la resistencia reducida de los elementos donde su capacidad ha sido evaluada y se han producido rótulas plásticas. Una distribución de fuerzas laterales es otra vez aplicada hasta que en elementos adicionales se produzcan rótulas. Este proceso es secuencial hasta que la estructura se vuelva inestable o hasta que un predeterminado límite sea alcanzado. La curva de capacidad aproximadamente nos indica cómo la estructura se comporta después de exceder su límite elástico.

Debido a la constante aplicación de las cargas laterales (pushover), la estructura se ira dañando, de manera que existirá un cambio en la rigidez del elemento dañado. Al principio la estructura inicia con una respuesta elástica asociada a la rigidez inicial, con el incremento de las fuerzas los elementos superan su resistencia, se produce una reducción de rigidez y con ello, dicha estructura consigue incursionar en el rango inelástico figura 2.6.

El cambio de rigidez de la estructura se realiza en función del diagrama momento curvatura de los elementos que componen, el cual se calcula para cada incremento de carga, y la rigidez se evalúa de acuerdo con el modelo de plasticidad adoptado.

A cada elemento estructural se le asignan rótulas plásticas en función a su tipo de falla posible a dar. Estas rótulas indican cual es su capacidad cedente y ultima en términos de curvaturas, rotaciones o desplazamiento según el tipo de solicitaciones. Con los incrementos de las cargas laterales se observa cómo van apareciendo las rotulas en cada uno de los elementos, dejando en evidencia el mecanismo de falla que se producirá (este podrá ser dúctil o frágil), que puede conducir finalmente al colapso de la estructura.

Q=$K * q$: En el análisis lineal K y Q son independientes

$Q = K(q) * q$ y $Q(q) = K * q$: En el análisis no lineal $K = K(q)$ depende de q(No linealidad física) y/o $Q = Q(q)$ depende de q(No linealidad geométrica)

El diseñar estructuras que permanezcan elásticas bajo grandes fuerzas dinámicas resultaría muy costoso y se considera además poco realista.

Para el análisis dinámico, se utiliza el análisis dinámico cronológico no lineal, el cual permite conocer la variación de cualquier respuesta de la edificación (desplazamiento de piso, derivas,fuerza cortante, etc.) en el tiempo.

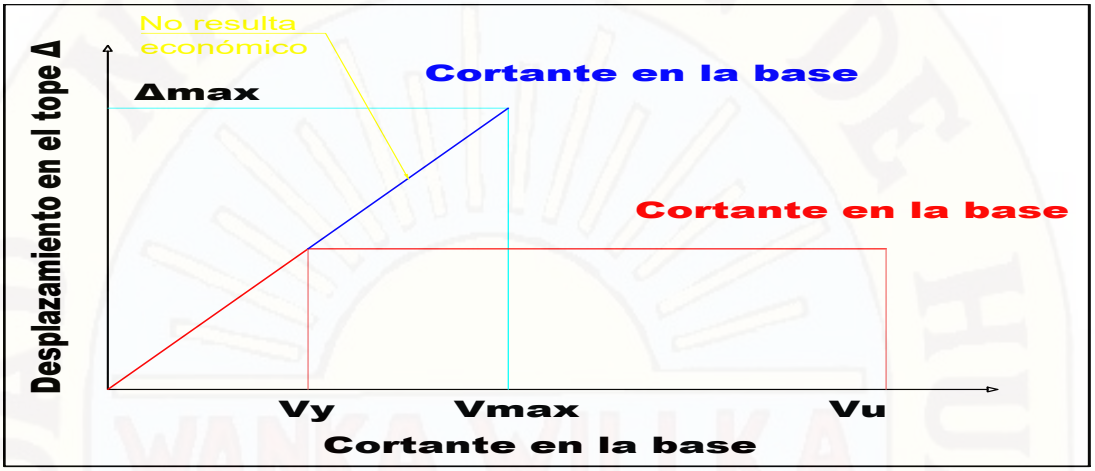


Figura 2.6: Comparación económica
Fuente: Adaptado de ATC-40

El análisis estático no lineal de carga incremental PUSHOVER se basa en la aplicación de un patrón de cargas laterales que se van incrementando en la misma dirección hasta alcanzar el colapso de la edificación o un desplazamiento objetivo, referido típicamente al tope de dicha estructura, la cual se encuentra bajo cargas gravitacionales constantes figura 2.7.

El análisis estático no lineal de peso constante asume que los múltiples grados de libertad de la estructura están muy relacionados a la respuesta sísmica de un sistema equivalente de un grado de libertad con características de histéresis apropiadas.

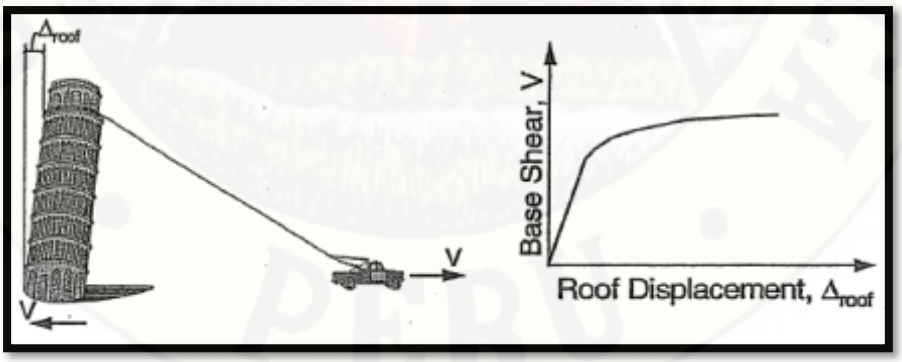


Figura 2.7: Curva de capacidad
Fuente: Adaptado de ATC-40

El modelo que se genera para realizar el análisis, incorpora directamente la no linealidad de los materiales, de manera que es empujado hasta un desplazamiento esperado, y las deformaciones como las fuerzas internas resultantes pueden ser determinadas figura 2.8.

La semejanza que existe entre la carga incremental empleada a la estructura y el desplazamiento que se ocasiona el nivel superior se representa por medio de la curva de capacidad.

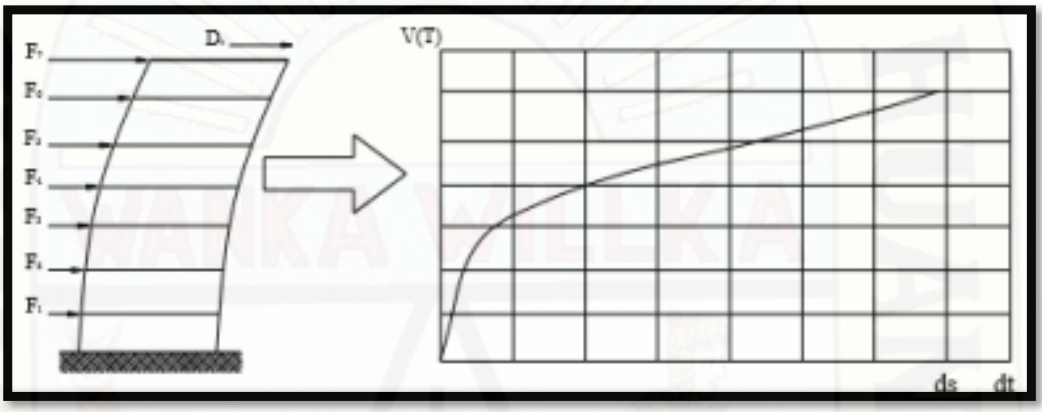


Figura 2.8: Carga incremental lateral
Fuente: ATC-40

Debido a la constante aplicación de las cargas laterales, la estructura se ira dañando, de manera que existirá un cambio en la rigidez del elemento dañado. Al principio la estructura comienza con una respuesta elástica asociada a la rigidez inicial; con el incremento de las fuerzas los elementos superan su cedencia figura 2.9; se produce una reducción de la rigidez y con ello, dicha estructura consigue incursionar en el rango inelástico.

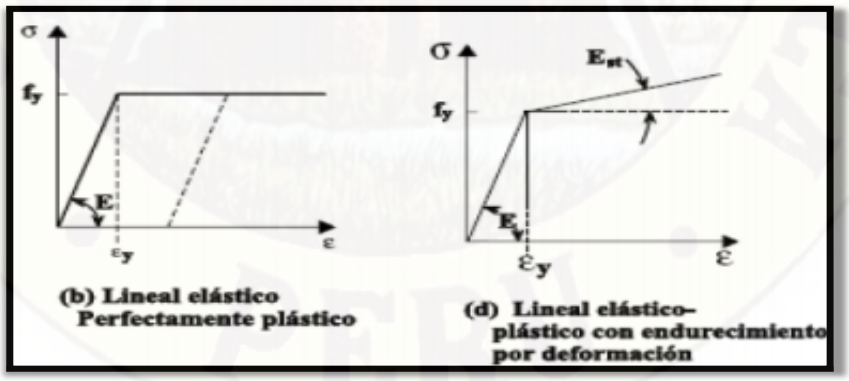


Figura 2.9: Cambio de rigidez
Fuente: ATC-40

A cada elemento estructural se le asignan rótulas plásticas en función a su tipo de falla posible a dar, estas rótulas indican cuál es su capacidad cedente y ultima en términos de curvaturas, rotaciones o desplazamiento según el tipo de solicitaciones. Con los incrementos de las cargas laterales se observa cómo van apareciendo las rótulas en cada uno de los elementos, dejando en evidencia el mecanismo de falla que se producirá (este podrá ser dúctil o frágil), que puede conducir finalmente al colapso de la estructura figura 2.10.

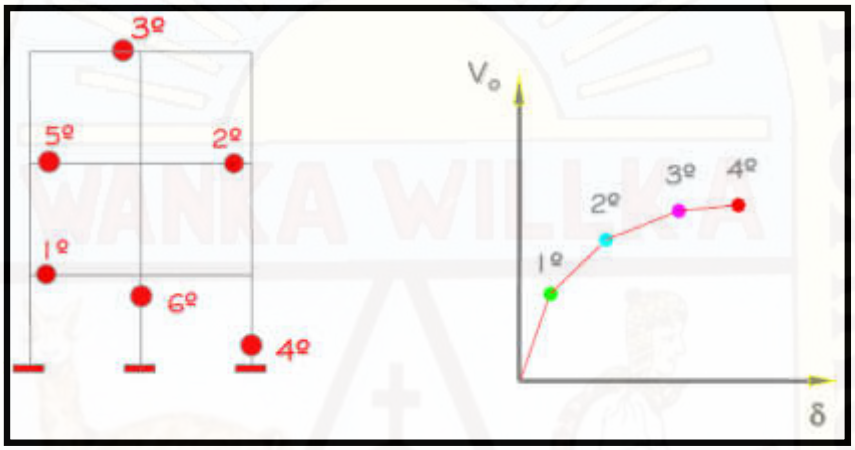


Figura 2.10: Rótulas plásticas
Fuente: Elaboración propia

2.2.3.1. Pasos del análisis no lineal estático

A. Patrón de cargas laterales

Para aplicar la Técnica de Análisis no lineal estático, en primer lugar se selecciona una carga lateral, para que luego sea incrementada monotónicamente.

La distribución de carga lateral, propuestos por la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias, debe ser un caso por cada uno de los siguientes grupos.

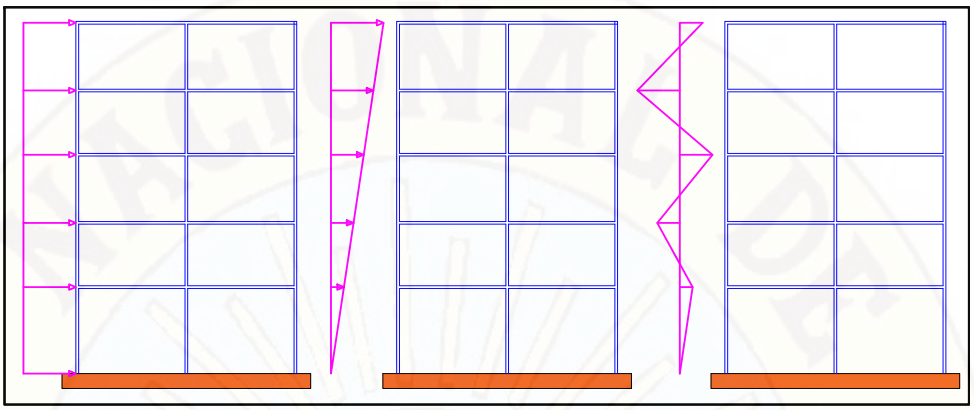


Figura 2.11: Patrones de carga
Fuente: Elaboración propia

A.1. Patrón modal

- Distribución vertical de carga propuesta a los valores Vcx

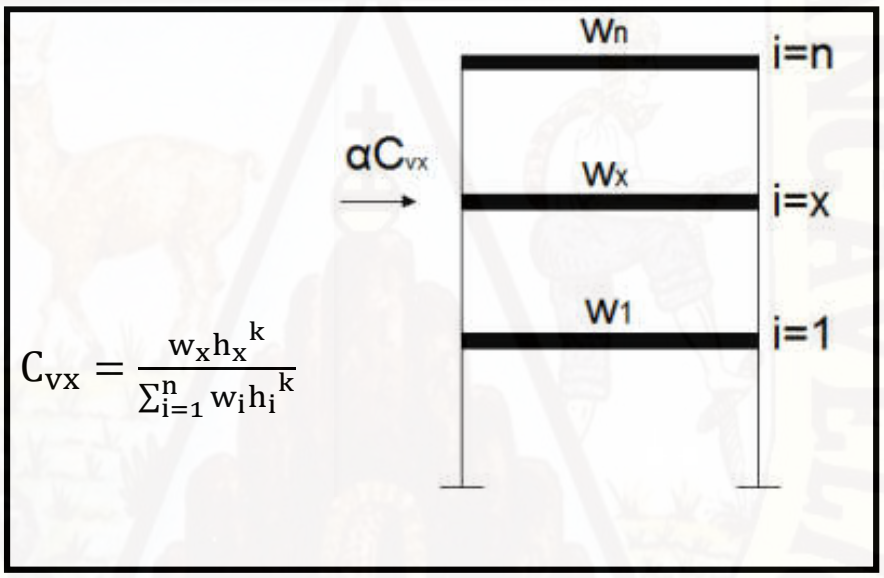


Figura 2.12: carga proporcional a los valores de Cvx
Fuente: ATC-40

Cvx = Factor de distribución vertical de carga.

k = 2.0 para T $\geq$ 2.5 seg. y 1.0 para T $\leq$ 0.5 seg.

(Interpolación lineal en valores intermedios de T)

Wx = Porción del peso total de la estructura en el nivel x.

hx = Altura (en pies) desde la base hasta el nivel x.

Wi = Porción del peso total de la estructura en el nivel i.

hi = Altura (en pies) desde la base hasta el nivel i.

Válido cuando la masa participativa en modo fundamental es mayor a 75 %

- Distribución en altura proporcional a la forma del modo fundamental en la dirección establecida.

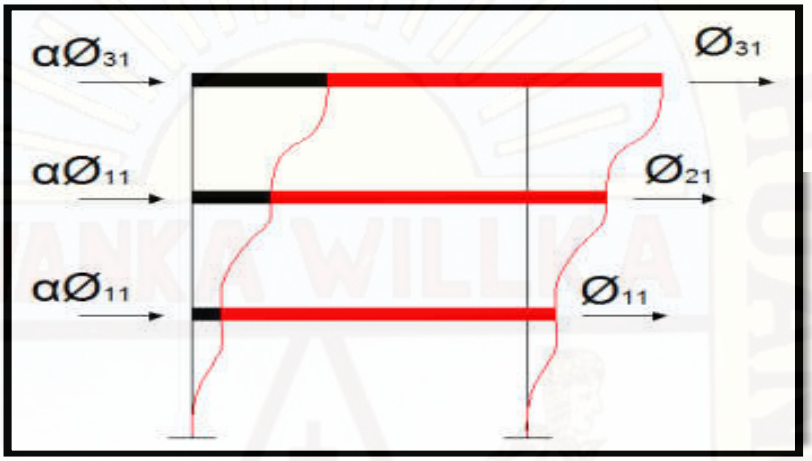


Figura 2.13: Distribución vertical proporcional a la forma del modo
Fuente: ATC-40

- Distribución en altura proporcional a la distribución de fuerzas de cortantes por nivel, calculadas combinando respuestas modales de un análisis de espectro de respuesta del edificio, incluyendo modos al menos el 90 % de la masa total del edificio.

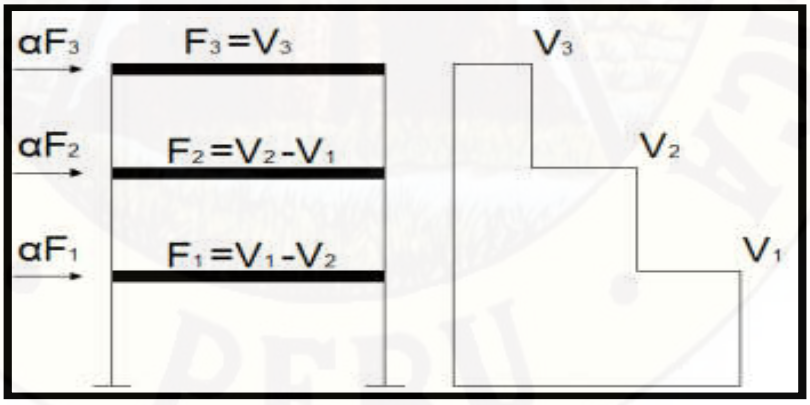


Figura 2.14: Distribución vertical proporcional a cortante por piso
Fuente: ATC-40

A.2. Patrón espectral

- Distribución uniforme que consista en fuerzas laterales en cada nivel proporcional a la masa total en cada nivel.

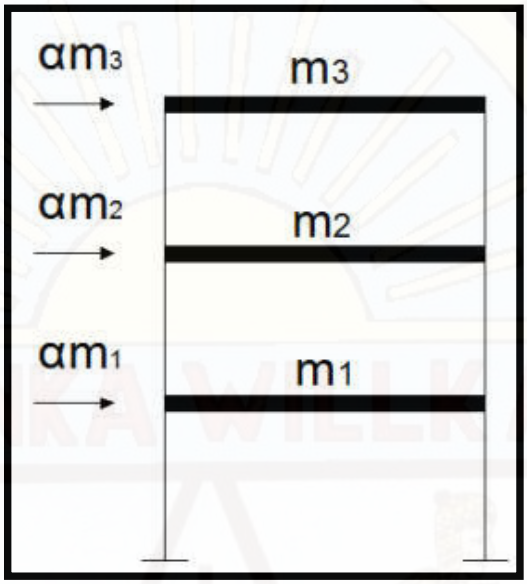


Figura 2.15: Distribución uniforme fuerzas laterales
Fuente: ATC-40

- Distribución de carga adaptativa que cambia a medida que se desplaza la estructura. La distribución de carga adaptativa debe modificarse a partir de la distribución de carga original utilizando un procedimiento que considere las propiedades de la estructura al entrar en cedencia.

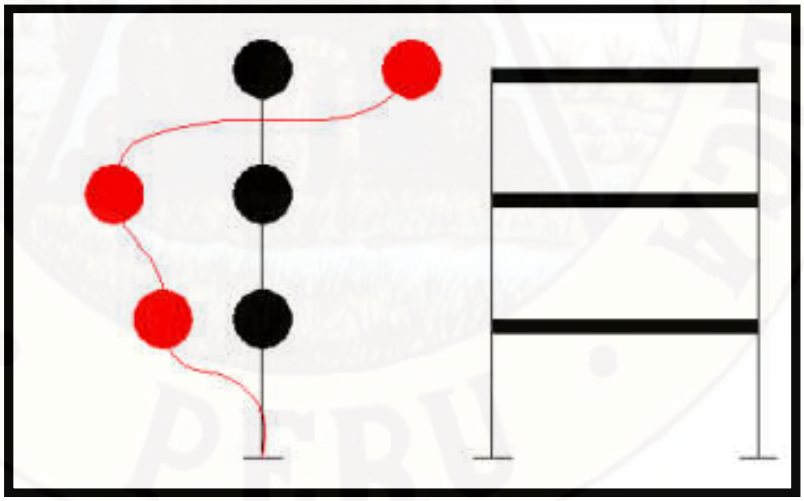


Figura 2.16: Distribución de carga adaptativa
Fuente: ATC-40

B. Carga gravitacional

La carga gravitacional debe considerarse constante y la misma debe estar trabajando en paralelo con la fuerza lateral. La ASCE 41-13 considera que la carga gravitacional para un análisis no lineal al considerar fuerzas laterales debe ser la siguiente:

$Q_G = Q_D + Q_L + Q_S$: En donde la carga variable debe ser considerada en 25 %

C. Desplazamiento de monitoreo

Se define un punto de monitoreo, en el cual se determinara el desplazamiento estudiado, en función del incremento monotónico de las cargas laterales, inicialmente de asume un desplazamiento esperado el cual puede ser un 10 % de la altura de la edificación.

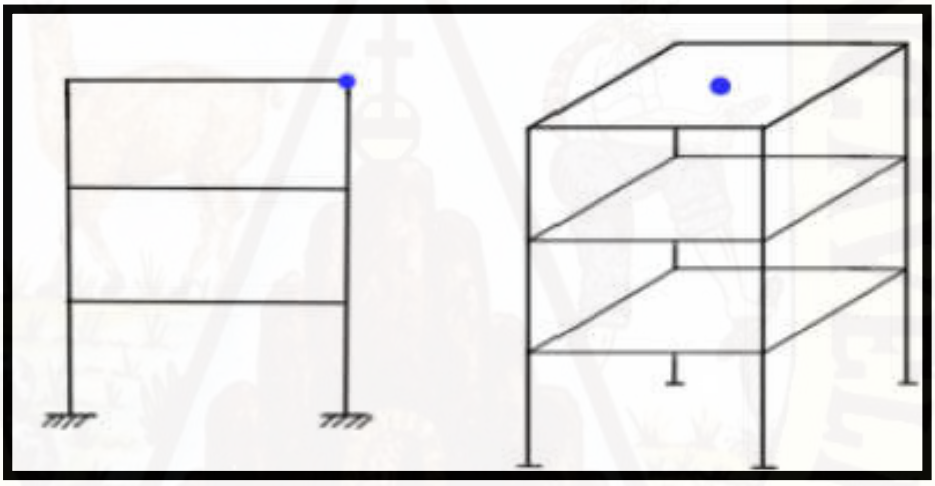


Figura 2.17: Monitoreo de desplazamiento
Fuente: Adaptado ATC-40

D. Rótulas plásticas

Se aplican y se ubican las rótulas plásticas, según la normativa deseada. La ubicación de las rótulas en vigas se debe encontrar lo más cercano posible de la cara de la columna.

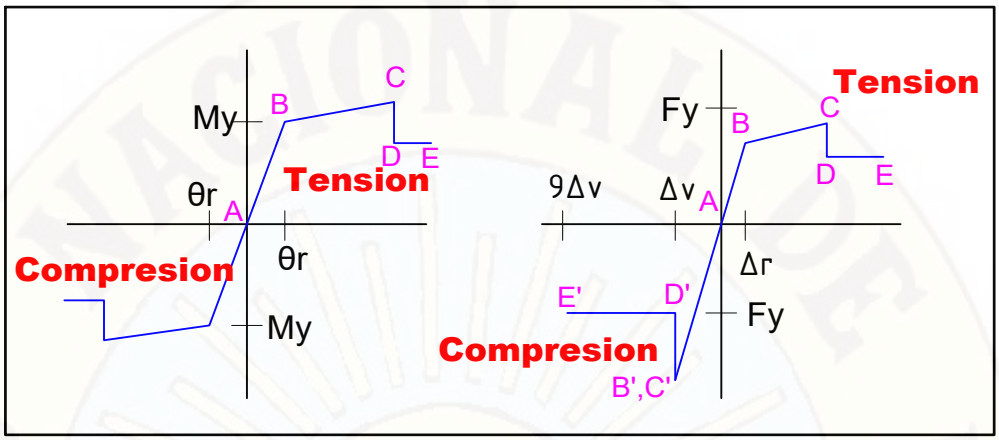


Figura 2.18: Rótulas plásticas
Fuente: Adaptado de ASCE 41-13

2.2.3.2. Demanda sísmica

Para la determinación de la demanda sísmica existen diferentes formas de realizar la amenaza sísmica de una zona, desde métodos que tienen su fundamento en una intensidad macrosísmica, pasando por espectros de capacidad de respuesta establecidas en normativas de diseño (E-030), hasta la caracterización por medio de acelerogramas reales. En algunos países, la amenaza sísmica se ha considerado a partir de estudios efectuados en otros lugares, relacionando las condiciones en las que se hizo el estudio inicial con las condiciones propias de la zona. Esta forma de proceder puede no ser muy acertada como muestra Bermúdez (2010), ya que si se comparan los espectros de respuesta de los sismos que ocurren en la zona con el espectro que proporciona la norma, los resultados pueden mostrar diferencias significativas. Es mejor práctica realizar estudios de microzonificación para la zona estudiada y proponer los modelos adecuados (Hurtado 1999). Por otra parte, para evaluar el daño sísmico espe- rado en una estructura usando la metodología basada en el espectro de capa- cidad, es necesario calcular la demanda sísmica en términos del espectro de respuesta elástica. Si además se quiere evaluar el daño sísmico usando el aná- lisis dinámico no lineal, es necesario disponer de acelerogramas, que pueden ser sintéticos, reales o mixtos.

Por tanto, en esta tesis, la acción sísmica se considera de dos maneras: La primera, en términos del espectro de respuesta elástica en aceleración con 5 % de amortiguamiento y, la segunda, en términos de acelerogramas reales. Este capítulo se dedica a la acción sísmica y en él se revisan y se describen las diferentes formas en qué es considerada en ingeniería sísmica.

En alusión a los compuestos de la aceleración, los acelerógrafos modernos siempre van registrar dos componentes horizontales, N-S y E-W, o en estructuras de línea como por ejemplo en puentes; con todo, en problemas de ingeniería sísmica, el resultado de la componente vertical en la respuesta estructural no se considera ya que éste no es significante (Beyer y Bommer 2006).

En consecuencia, en este trabajo solo se usan las componentes horizontales, si bien se efectúa un análisis detallado de la influencia que la orientación de las componentes horizontales normales tienen sobre su media geométrica. Vale la pena destacar también que para la selección de acelerogramas reales compatibles con espectros de respuesta a partir de bases de datos de aceleración, se sugiere una técnica original que, dado un espectro de respuesta y una base de datos, permite calcular la cantidad óptimo de acelerogramas de la base de datos cuyos espectros de respuesta son compatibles con el espectro de respuesta dado.

Santana (2012, p.39), "el movimiento del suelo durante un terremoto produce un patrón complejo de desplazamientos en la estructura que puede variar con el tiempo, para una es-tructura dada y un movimiento del suelo, la demanda de desplazamiento es un estimado de la máxima respuesta esperada del edificio durante el movimiento del terreno".

A. **Peligro sísmico método probalístico**

Con respecto al método probabilístico el Peligro Sísmico puede ser analizado y evaluado con el método propuesto por Cornell (1968) y Cornell δ Vanmarcke (1969). Este método considera el efecto que pudieran causar

todos los sismos contenidos en las fuentes sismogénicas definidas por sus valores de magnitud y frecuencia de ocurrencia. El resultado final permite disponer de los valores de aceleración sísmica máxima en el cerro Tamboraque que tienen una probabilidad de ser superada en un periodo de tiempo determinado. Estas aceleraciones no representan a un sismo en especial, sino al efecto combinado de todos los sismos que integran cada fuente sismogénica.

Para el desarrollo del estudio, primero se realiza la revisión de la actividad sísmica ocurrida en el pasado para así definir las fuentes sismogénicas, tomando en cuenta las características tectónicas de la región y considerando que la probabilidad de ocurrencia de sismos de diversas magnitudes es homogénea en toda la fuente. Seguidamente, se debe caracterizar cada fuente por el sismo de magnitud máxima y frecuencia sísmica dentro del periodo de datos considerado. Finalmente, las aceleraciones máximas en el sitio de interés se calculan mediante el uso de una ecuación de atenuación.

Ya teniendo en cuenta de las condiciones de lugar es posible determinar rangos que nos representen dichas condiciones para construir, posteriormente, el espectro de demanda correspondiente a la ciudad de Huancavelica en donde se desarrolló la investigación para el uso del espectro de demanda este se debe construir en primera instancia, sin ningún tipo de reducción, considerando únicamente un amortiguamiento inherente del sistema en su fase elástica, luego se construirá una familia de espectros que, partiendo del primero, ayudarán a encontrar el punto de desempeño de la estructura (ATC 40), la ciudad de Huancavelica se encuentra en peligro sísmico probabilístico media según IGP

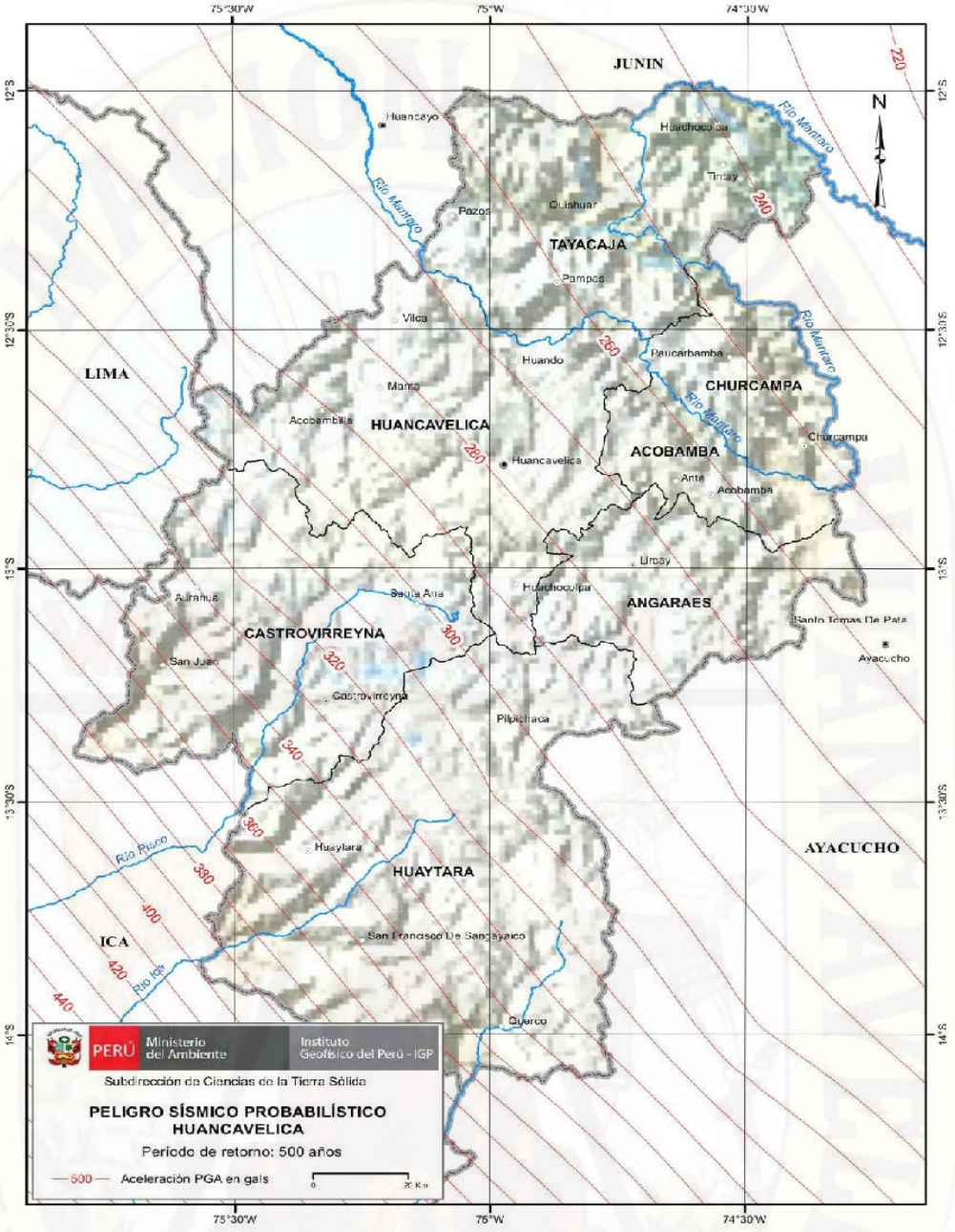


Figura 2.19: Peligro sísmico probabilístico
Fuente: IGP

B. **Peligro sísmico método determinístico**

Segun Santana (2012,p.39), “El análisis de peligro sísmico determinístico involucra el desarrollo de un terremoto escenario sobre el cual se basa la evaluación del peligro del movimiento sísmico en un lugar, el escenario consiste en la ocurrencia de un terremoto de tamaño especificado en una ubicación determinada"

Cuando se trata del método determinístico consiste en proponer un escenario sísmico específico para el área del proyecto, el cual debe ser una representación de la generación de un evento sísmico característico para la zona proveniente de la fuente que se encuentra a la menor distancia del lugar de análisis. Este concepto permite estimar el movimiento del suelo directamente asociado a las dimensiones de las fallas geológicas o sismo de mayor magnitud ocurrido en un tiempo conocido, sin considerar y/o proporcionar datos sobre la probabilidad de ocurrencia del evento seleccionado nila probabilidad de ocurrencia del evento en el lugar asumido. Asimismo, no brinda datos sobre el nivel de movimiento esperado en un periodo de tiempo determinado, como la vida útil de la estructura, ni de los efectos de las incertidumbres de los diferentes pasos requeridos para calcular el nivel del movimiento sísmico esperado.

Las aceleraciones horizontales máximas son estimadas para sismos asociados a las dimensiones de las fallas corticales presentes en el entorno del área de estudio, y para ello se hará uso del procedimiento propuesto por Patwardhan et al (1978) y Slemmons (1982).

C. **Demanda sísmica según norma E-030**

Z = 0.35: Zona 3 .

U = 1.0: Factor de uso(Edificaciones comunes).

S = S2 =1.15: Factor de suelo (Suelo intermedio:S2 ; TP = 0.6 seg.) C = Coeficiente de amplificación sísmica:

$$T < T_P \qquad C = 2{,}5$$

$$T_P < T < T_L \qquad C = 2{,}5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right)$$

$$T > T_L \qquad C = 2{,}5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$$

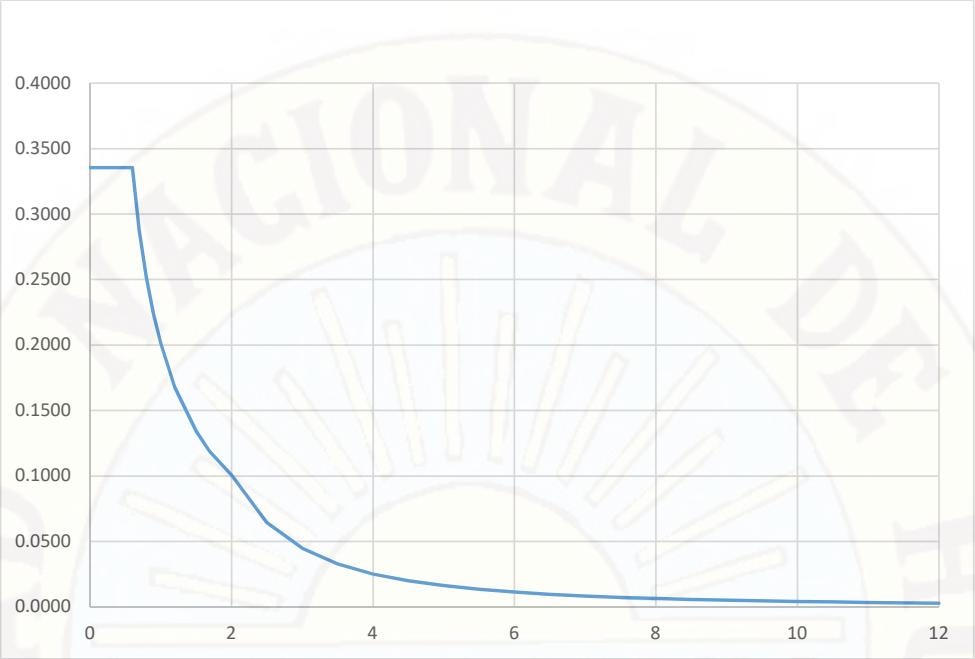


Figura 2.20: Espectro de aceleración E-030
Fuente: Elaboración propia

2.2.3.3. Capacidad de la estructura

La capacidad de la estructura depende básicamente de la resistencia y la capacidad de deformación de los componentes individuales de la estructura (ductilidad), en orden de calcular la capacidad más allá del rango elástico, se usa el proceso "Pushover". Este proceso usa una serie de análisis elásticos constantes súperimpuestos para aproximar un diagrama de capacidad fuerza-desplazamiento del total de la estructural, el modelo matemático de la estructura se va cambiando para tomaren cuenta la reducción de la resistencia de los componentes que van alcanzando la fluencia. Una distribución de fuerzas laterales se emplea nuevamente hasta que otros elementos adicionales alcanzan la resistencia.

A. **Curva de capacidad**

La relación que existe entre la carga incremental empleada a la estructura y el desplazamiento que se desarrolla en la parte alta o en la parte superior de la edificación y se representa por medio de la Curva de Capacidad. Por medio de este cálculo se puede determinar el tema de

la ductilidad de la estructura, y los mecanismos de formación de rotulas plásticas.

La curva de capacidad se desarrolla para proporcionar la respuesta del primer excitación de vibración de la estructura, basado en la hipótesis de que el modo fundamental de vibración corresponde a la respuesta predominante. "Esto es generalmente válido para estructuras con períodos propios menores a un segundo" (Santana, p.49).

Al ejecutar un ANLE pushover con los métodos, se emplea con la aplicación de un patrón de carga lateral uniformemente creciente, hasta alcanzar un desplazamiento máximo definido en el tope, o como el colapso de la estructura. "El modelo matemático debe incorporar los efectos de la respuesta inelástica de los materiales, por lo que las fuerzas calculadas serán aproximaciones razonables a las fuerzas esperadas durante el sismo de diseño y a continuación se menciona el procedimiento que debe seguir para lograr un adecuado resultado" (Santana, p.49).

A.1. Procedimiento para calcular la curva de capacidad

La capacidad estructural es vista con una curva y la manera más conveniente de graficarla es rastreando el cortante de la base y el desplazamiento del techo. "Es leal notar que esta curva se construye asumiendo que el primer modo de la estructura es predominante, esto es generalmente válido para edificios con periodos menores a 1 seg, para estructuras más flexibles se debe considerar el efecto de los otros modos" (Santana, p.49).

- Crear un modelo matemático de la estructura y partiendo del modelo de cálculo de la estructura y tomando en cuenta cargas gravitacionales, debe aplicarse un patrón de cargas laterales, proporcionales al producto entre la masa y la forma modal 1 (modo fundamental).
- Clasificar cada elemento del modelo como primario o secundario.

- Emplear fuerzas horizontales a la estructura.

  a. Forma básica. Emplear las fuerzas horizontales calculadas mediante el reglamento sísmico empleado para el análisis estático sin tomar en consideración las fuerzas concentradas en el techo.

$$F_i = \left[\frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}\right] V$$

  b. Estructuras con irregularidad en altura. Emplear las fuerzas horizontales en proporción al producto de las masas de piso y la forma del primer modo del modelo elástico de la estructura.

$$F_i = \left[\frac{M_i \emptyset_i}{\sum M_i \emptyset_i}\right] V$$

  c. Estructuras flexibles. Se emplean fuerzas horizontales igual que en (b) hasta la primera fluencia, después se ajustan las fuerzas para que sean consistentes con el cambio de la forma deflexión.

- Determinar las fuerzas internas en los elementos debido a las fuerzas gravitacionales y fuerzas laterales externas.
- Recolectar las fuerzas cortantes en la base y los desplazamientos del techo, como también podría ser útil recopilar las fuerzas y rotaciones de los miembros para revisar el desempeño local.
- Revisar la metodología empleada en base de una rigidez muy pequeña o nula para los miembros que han fallado. Luego aplicar un nuevo incremento de peso para que otros elementos también fallen. Las fuerzas y rotaciones para los elementos al inicio de un incremento de la carga lateral es un análisis separado, el cual comienza de la condición inicial (Sin cargas). Por lo tanto, para determinar si un elemento falle, es necesario aumentar las fuerzas del análisis actual con las fuerzas del paso previo.
- Sumar los incrementos de carga lateral desplazamientos de techo para obtener los cortante basal y desplazamiento de techo.

- Repetir los dos últimos pasos hasta que la estructura sea inestable o las distorsiones sobrepasan considerablemente el nivel de desempeño deseado o cuando algún elemento pierde la capacidad de soportar las cargas de gravedad.
- Si el incremento de carga se detiene, debido a que un número de elementos a alcanzado una degradación en su resistencia sin embargo, se conoce que hay otros elementos que podrían seguir asumiendo carga lateral y aún no ha ocurrido la inestabilidad o no se han excedido los límites de la respuesta global. En ese caso se sugiere realizar nuevas curvas, considerando que la rigidez de dichos elementos se reduce.

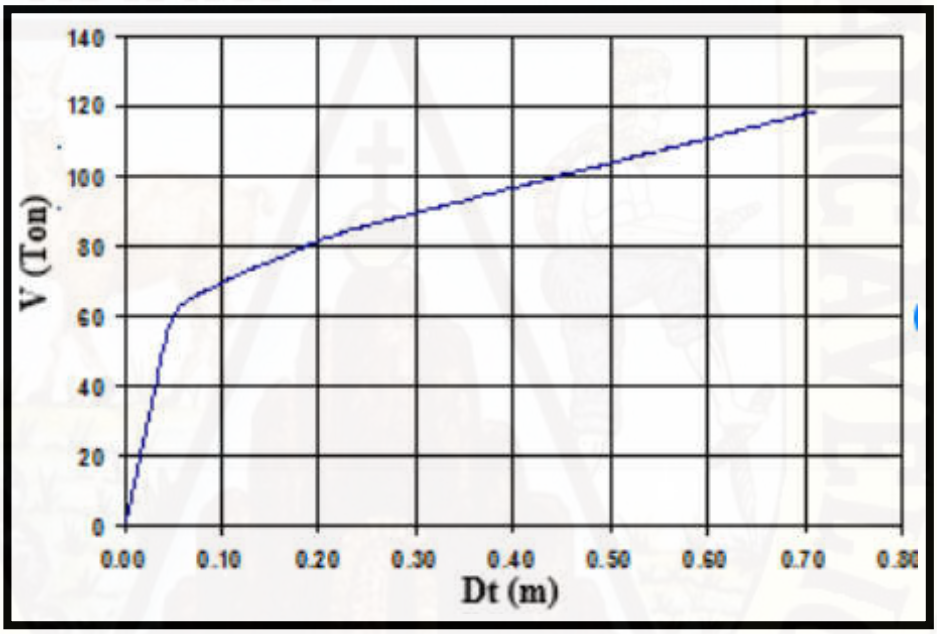


Figura 2.21: Curva de capacidad
Fuente: Adaptado de ATC-40

B. **Representación bilineal de la curva de capacidad**

La actividad bilineal de la curva de capacidad se desarrolla tomando como referencia el procedimiento de la documentación FEMA 356 lo cual ha sido utilizado de manera amplia dentro de la comunidad internacional.

- Se calcula el driff último Du y su correspondiente fuerza basal Vu, en el momento que un elemento de la edificación haya obtenido su momento o resistencia última. El FEMA 356 estima este desplazamiento con el método del coeficiente de desplazamiento.
- Se ejecuta el área bajo la curva de capacidad a curva, utilizando un método de integración como la regla de los trapecios.
- Se determina la rigidez lateral de la estructura o pendiente inicial Ke de la curva bilineal. Se calcula uniendo, con una línea recta, el origen O y el punto sobre la curva de capacidad, en donde se ha producido la primera fluencia (Dy', Vy').

$$k_e = \frac{V_y'}{D_y}$$

- Se estima la fuerza basal de fluencia Vy. Lo cual se elige arbitrariamente, y se redefine mediante un proceso iterativo que iguala las áreas bajo la curva real de capacidad a curva y la curva bilineal idealizada a bilineal.
- Se calcula el desplazamiento de fluencia Dy el cual se define como:

$$k_e = \frac{V_y}{K_e}$$

- Se define la curva bilineal con las rectas OA y AB y se calcula el área de la curva bilineal a bilineal.
- Se determina el error ϵ en la representación bilineal como:

$$V_y^{i+1} = \frac{A_{curva}}{A_{bilineal}} * V_y^i$$

- Y se repiten los pasos anteriores con los nuevos Vy

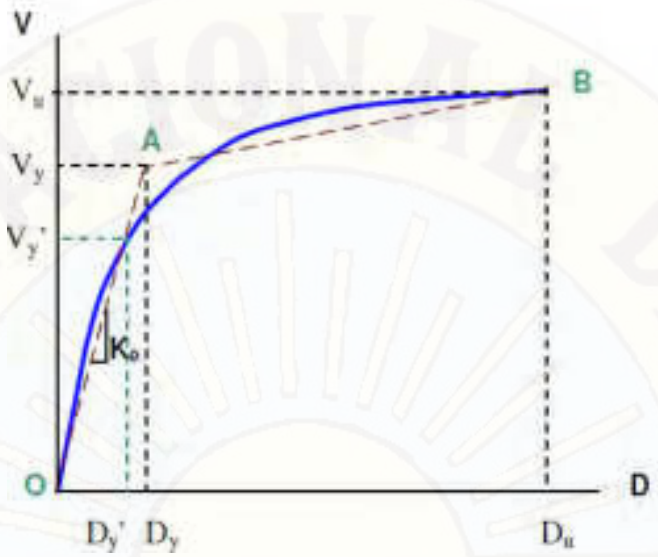


Figura 2.22: Curva bilineal de la curva de capacidad
Fuente: Burgos, 2007

C. **Espectro de capacidad**

El espectro de capacidad es una denominación de la curva de capacidad en términos de aceleración espectral vs desplazamiento espectral, para convertir la curva de capacidad de términos del cortante basal (V) y desplazamiento del techo (△), a un espectro de capacidad en pseudoaceleracion espectral (Sa) y desplazamiento (Sd) se debe seguir el siguiente procedimiento:

- Calcular el factor de participación modal PF1 asociado al modo fundamental, así mismo calcular el coeficiente de masa efectiva α_i mediante las siguientes expresiones:

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^{N}(\frac{w_i}{g})\emptyset_{i1}}{\sum_{i=1}^{N}(\frac{w_i}{g})\emptyset_{i1}^2}$$

$$\propto_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^{N}(\frac{w_i}{g})\emptyset_{i1}\right]^2}{\left[\sum_{i=1}^{N}(\frac{w_i}{g})\right]\left[\sum_{i=1}^{N}(\frac{w_i}{g})\emptyset_{i1}^2\right]}$$

- Calcular el punto asociado (Sa, Sd) para cada punto sobre la curva de capacidad (V, $\triangle_{techo}$) mediante las siguientes expresiones:

$$_{ai} = \frac{V_i}{\propto_1 W}$$

$$S_{di} = \frac{\Delta_{techo,i}}{PF_{R1}} = \frac{\Delta_{techo,i}}{PF_1 \emptyset_{techo,1}}$$

Donde:

PF1 = Factor de participación modal para el primer modo natural

α_1 = Coeficiente modal de masa para el primer modo natural

g = Aceleración de la gravedad

ω_1 = Peso correspondiente al nivel "i"

φ_i,1 = Coeficiente de forma modal del nivel "i" en el modo 1

V = Fuerza cortante en la base

W = Carga permanente más un porcentaje de la carga viva total del edificio

$\triangle_{techo}$ = Desplazamiento en el tope de la estructura

Sa = Aceleración espectral

Sd = Desplazamiento espectral

D. **Punto de desempeño**

Santana (2012,p.55), afirma que "Superponiendo el espectro de capacidad y el de demanda se obtiene la respuesta máxima del edificio, en el punto de intersección de ambos espectros. Este punto es conocido como punto de desempeño. El punto de desempeño (PD) representa el máximo desplazamiento estructural esperado para el terremoto de demanda"

Santana (2012,p.55), "Se puede ver que los factores de reducción del espectro dependen del nivel de no linealidad inelástica , el cual a su vez depende de la interacción del mismo espectro de demanda generado con el respectivo espectro

de capacidad, lo que quiere decir que el cálculo del punto de desempeño es un proceso iterativo, existen varios métodos para calcular el punto de desempeño para lo cual a continuación se procede a mencionar los pasos a seguir para calcular el espectro de demanda y el punto de desempeño, bajo procedimiento propuesto por el ATC-40"

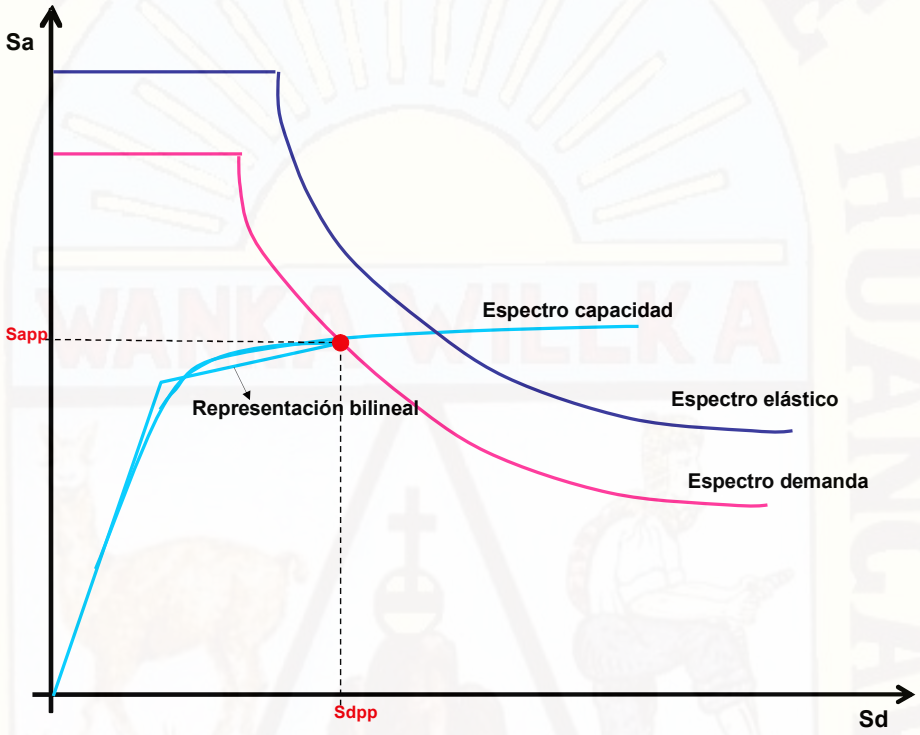


Figura 2.23: Punto de desempeño
Fuente: Santana,2012

1. Obtener el espectro de respuesta elástico (5 % de amortiguamiento).
2. Transformar la curva de capacidad a espectro de capacidad.
3. Señalar un punto de prueba (ap_i, dp_i), se sugiere tomar como punto de inicio dp_i el punto donde siguiendo con la misma pendiente inicial de la curva de capacidad, esta corte al espectro de respuesta. La ordenada ap_i será la correspondiente al dp_i en la curva de capacidad.
4. Construir una representacion bilineal del espectro de capacidad para estimar el amortiguamiento efectivo y tener una apropiada reduccion del espectro de demanda.

5. Calcular los factores de reduccion SR_a y SR_u y dibujar los espectros de demanda y de capacidad sobre un mismo gráfico.
6. Determinar si dp_i eswtá dentro del intervalo de toleracia segun ATC - 40 lo cual recomienda el rango de: 0.95$dp_i \leq dp_i \leq$ 1.05dp_i Debe existir una intersección entre el espectro de demanda y el espectro de capacidad dentro de esta tolerancia, si esto no ocurre se debe seleccionar un nuevo punto de prueba y repetir el proceso ya mencionado, se tiene que iterar hasta encontrar un dp_i ubicado dentro de la tolerancia establecida.

E. **Análisis no lineal de muros de albañilería confinada**

La albañilería es un material ampliamente utilizado para la construcción de viviendas en nuestro pais, desafortunadamente el uso de los espacios urbanos requiere en muchos casos que la configuración estructural de las edificaciones dependan más de las necesidades arquitectónicas del proyecto que de un buen juicio de estructuración. Bajo estas circunstancias, los métodos de diseño basados en resistencia pueden dar lugar a sistemas sismorresistentes con un bajo nivel de seguridad estructural.

- **Compatibilidad de deformaciones**

  Anteriormente se han descrito los diferentes comportamientos que puede presentar una edificación con albañilería de relleno. Para puntualizar, estos son:

  Desempeño típico esperado, con libre deformación de los miembros estructurales.

  Planta baja libre (entrepiso blando) en la configuración original d edificio.

  Efecto de columna corta en la configuración original del edificio.

  Efecto de entrepiso blando inducido al fallar las paredes.

  Efecto de columna corta inducido al fallar las paredes.

Entrepiso blando debajo del nivel de empotramiento inducido por la falla del sistema de fundaciones.

Los muros de albañilería presentan un comportamiento muy diferente ante las cargas laterales respecto al pórtico de concreto armado. Inicialmente la albañilería es mucho más rígida; sin embargo, su comportamiento es errático y más frágil, ya que su rigidez y resistencia se degradan rápidamente debido al agrietamiento producido por las deformaciones. Al contrario, los pórticos dúctiles son mucho más flexibles y pueden alcanzar grandes deformaciones inelásticas.

La gráfica a continuación representa el comportamiento de ambos sistemas. Generalmente las paredes de albañilería comienzan a agrietarse para derivas en el orden del 1‰y pierden toda su resistencia y rigidez alrededor del 6‰. En cambio los pórticos dúctiles pueden llegar alcanzar derivas del orden del 2‰sin agrietarse, y comienzan hacerlo después de la cedencia del acero, cuando las derivas superan el 4‰, y finalmente pueden llegar a alcanzar deformaciones del 20‰sin degradación apreciable de su capacidad.

Una diferencia importante es que los muros de mampostería alcanzan una deformada típica de corte, mientras que los pórticos tienden a adoptar una forma de “s” que caracteriza el comportamiento a flexión.

Cuando ambos subsistemas se exponen a una excitación sísmica, los diafragmas inicialmente obligan a que ambos experimente la misma deformación, por lo que tanto la mampostería como el pórtico compiten por dominar el desempeño estructural figura 2.24.

Si la resistencia y rigidez de las paredes es alta con respecto a los miembros de la estructura principal que la contiene, el sistema se comportará como una pared de mampostería. Si al contrario la capacidad de los pórticos es dominante, la estructura principal se comportará como moldeada, pero el daño en la mampostería será de grandes pro-

porciones. En casi todos los casos no existe un dominio absoluto de la estructura principal o de los muros, lo cual ocasiona irregularidades y discontinuidades de rigidez en algunas partes del edificio.

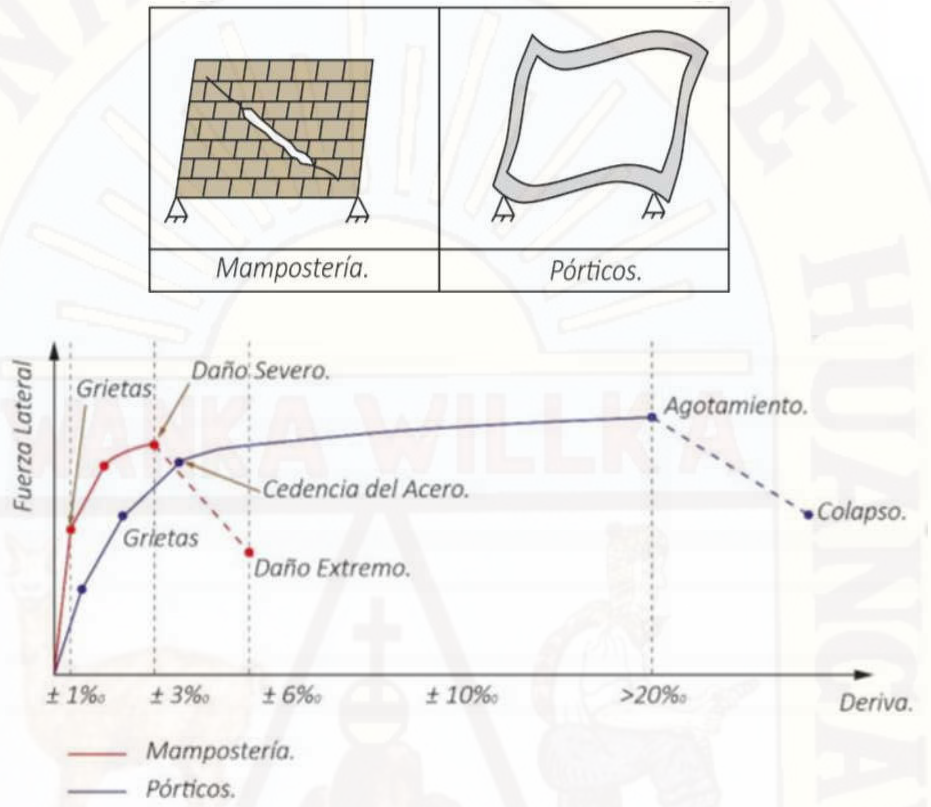


Figura 2.24: Compatibilidad de deformaciones
Fuente: Mainstone,1971

- **Propiedades de albañilería**

  La albañilería es un material no homogéneo que posee un comportamiento no lineal para niveles pequeños de carga y deformación. En la práctica, para simplificar su análisis, se considera como un material isótropo que cumple con un comportamiento y con las leyes de elasticidad hasta que alcanza su resistencia de diseño. A través de múltiples ensayos experimentales se han obtenido valores representativos de las propiedades elásticas utilizadas para un análisis de tipo lineal.

  La normativa de cada país sugiere o indica los valores de las propiedades a utilizar en los análisis en este caso la normativa peruana tiene

sus propias características de uso; así mismo, dicta los requisitos y procedimientos que se deben llevar a cabo para determinar dichos valores experimentalmente.

- **Modelo de análisis de albañilería**

  El análisis de los muros de albañilería se ha convertido en un problema complejo a lo largo del tiempo, ya que el comportamiento de este material es menos conocido que el de materiales como el acero y el concreto, a pesar de que la albañilería tiene una antigüedad de más de diez mil años y cuenta con más de cuarenta años de estudio. Una de las razones principales para que aún no esté claro su comportamiento es su complejidad y las diferentes variables que se deben tomar en cuenta para su estudio, como lo son calidad de mano de obra, las propiedades de los materiales, el contacto entre el muro de albañilería y el pórtico, la adherencia entre el mortero y las piezas, entre otros.

  Debido a la complejidad de su análisis, es muy común que en el diseño sísmico de estructuras se desprecie la contribución de la albañilería: además se argumenta que si una estructura se encuentra diseñada para resistir las fuerzas laterales durante su vida útil, la presencia de muros de albañilería aumenta su resistencia, y se alega que estos muros pueden ser retirados de acuerdo a las diferentes necesidades del edificio durante la vida útil de la edificación. Sin embargo, se ha comprobado, el no tomar en cuenta la presencia de los muros de albañilería en el análisis de un edificio puede conllevar en gran medida a errores en el análisis.

  Existe un modelo simplificado para el análisis de los muros de albañilería, muy utilizado en la práctica denominado *Método del puntal equivalente*, el cual consiste en sustituir los muros por elementos de armadura diagonales unidos a los nodos viga-columna del pórtico. Las características de este elemento equivalente deben ser tales que la rigidez del

conjunto sea aproximadamente igual a la de la estructura real con muros, para poder representar adecuadamente el comportamiento global. De esta manera se obtienen rigideces, desplazamientos, modos de vibración, resistencias, y la repuesta dinámica inelástica que representa el comportamiento real. Sin embargo, este método presenta una gran limitante, y es que no toma en cuenta los esfuerzos que se trasmiten en la zona de contacto entre las columnas y vigas con el muro de albañilería, dichos esfuerzos pueden modificar los elementos calculados en base al análisis realizado con el Método del puntal equivalente.

- **Método del puntal diagonal equivalente**

  El método del puntal diagonal equivalente se basa en el comportamiento de muros de mampostería sometidos a caras laterales, donde estos quedan apoyados únicamente en dos esquinas opuestas del pórtico transmitiendo así toda la fuerza lateral a lo largo de la diagonal del muro. La diagonal resultante se asume articulada en sus extremos de modo de proporcionar únicamente rigidez axial.

  Con la definición de una diagonal que genera un comportamiento equivalente al desarrollado con el muro de mampostería, se simplifica el modelado, permitiendo predecir de manera aceptable la deformabilidad del pórtico en conjunto.

  Este método se utiliza generalmente para determinar la influencia de la albañilería en el comportamiento inelástico de los edificios mediante un procedimiento estático no lineal, comúnmente conocido como análisis de Pushover. Este análisis se lleva a cabo una vez se han asignado en la estructura las diagonales equivalentes en los pórticos rellenos de mampostería con la finalidad de representarla. El método puede ser utilizado para pórticos completamente rellenos, así como para pórticos con rellenos parciales y con aberturas en la mampostería.

  Adicionalmente, al disponer los puntales en el análisis global de la es-

tructura, se podrá evaluar el efecto de la mampostería sobre las columnas con lo cual no será necesario estudiar estos miembros localmente. Este método ha presentado resultados confiables basados en datos experimentales y en análisis de elementos finitos no lineales.

Los muros de albañilería solo trabajan en la diagonal a compresión, ya que en la otra diagonal solo se generan esfuerzos de tracción que hace que las esquinas del panel se separen del pórtico, tal como se representa en la figura siguiente.

Figura 2.25: Método del puntal diagonal equivalente
Fuente: Mainstone,1971

- **Ancho del puntal diagonal equivalente**

El ancho del puntal equivalente, depende de la relación de la rigidez a flexión de relleno y de las columnas del pórtico ($\lambda 1$). Existen muchas maneras de calcular este parámetro. Según Staffor-Smith y Carter (1969), dicha relación se calcula como sigue:

$$\lambda_1 = \left(\frac{E_m * t * \sin(2\theta)}{4 * E_c * I_{COL} * h}\right)^{1/4}$$

Donde:

E_m= Módulo de elasticidad de la albañilería (Kgf/cm2)

t = Espesor del muro de albañilería (cm)

θ = Angulo de inclinación del puntal equivalente

E_c = Modulo de elasticidad de las columnas d confinamiento (Kgf/cm2)

I_{col} = Momento de inercia de la columna (cm4)

h = Altura del relleno (cm)

l = Longitud del relleno (cm)

Mainstone (1971), "utilizo esta expresión y considero a flexibilidad relati-va del pórtico respecto al relleno en la evaluación del ancho del puntalequivalente, planteando la siguiente ecuación":

$$a = 0.175D(\lambda_1 H)^{-0.4}$$

Donde:

D =Longitud diagonal de muros relleno (cm)

H = Altura del pórtico de confinamiento (cm)

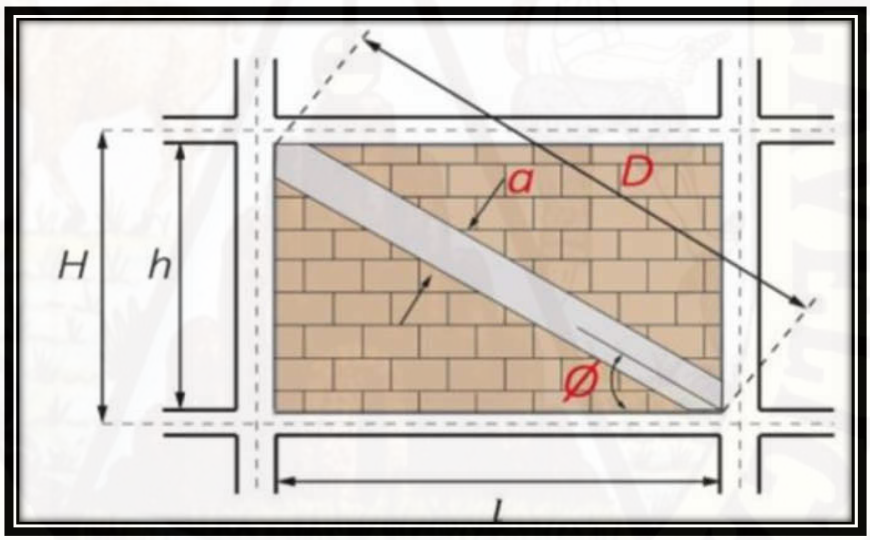


Figura 2.26: Ancho puntal equivalente
Fuente: Mainstone,1971

Ya habiendo conocido anteriormente el método adecuado de cálculo del ancho equivalente, existe otra manera de calcularlo según un documento llamado “Influencia de la mampostería” usado en el Seminario UCV (2004) en el cual se recomienda de forma practica el cálculo del

ancho del puntal como una relación el largo del puntal divido entre 4, de la siguiente manera:

$$W = \frac{dm}{4}$$

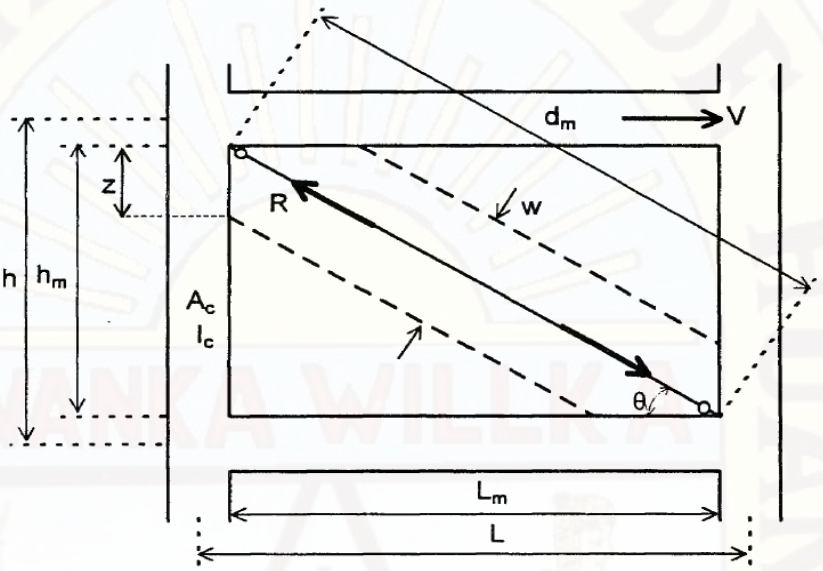


Figura 2.27: Alternativa del ancho puntal equivalente
Fuente: Mainstone,1971)

- **Comportamiento carga - deformación del puntal**

La resistencia del puntal se calcula en función de la carga requerida para alcanzar la resistencia al aplastamiento (R_{CR}) y la resistencia al corte (R_{cort}) de la albañilería de relleno. El componente de estas fuerzas en la dirección del puntal equivalente se utiliza para establecer su resistencia a compresión (R_{puntal}), la cual gobierna la resistencia de la rótula plástica.

R_{puntal} = Menor valor entre

$$R_{puntal} = R_{cr} \quad \text{y} \quad R_{puntal} = \frac{R_{cort}}{\cos\theta_{puntal}}$$

$$\cos\theta_{puntal} = \frac{h - 2 * Lcol}{l}$$

Donde:

θ_{puntal} = Ángulo del puntal respecto a la horizontal, como se indica en la siguiente figura.

- **Resistencia al aplastamiento de la albañilería**

  La resistencia al aplastamiento del muro de albañilería, R_{cr}, corresponde a la carga de compresión que el puntal de mampostería equivalente es capaz de resistir antes del colapso. La carga aplicada que corresponde a la resistencia al aplastamiento se puede calcular mediante la siguiente expresión:

$$R_{cr} = a_{red} * t_{efec} * f'm$$

  Donde:

  t_{efec} = Espesor neto del muro de mampostería (cm)

  f'_m = Resistencia a la compresión de la mampostería (kgf/cm2)

- **Resistencia** al **corte de la albañilería**

  La resistencia de la mampostería ante las fuerzas de corte se encuentra provista por la combinación de dos mecanismos, la adherencia y la fricción que existe entre la mampostería y el mortero. El concepto de la resistencia al corte por adherencia se ilustra en la siguiente figura, donde la típica grita de corte escalonada se aproxima a un plano de corte horizontal. La simplificación es válida porque la junta vertical falla a tracción y se puede despreciar su contribución a la resistencia al corte.

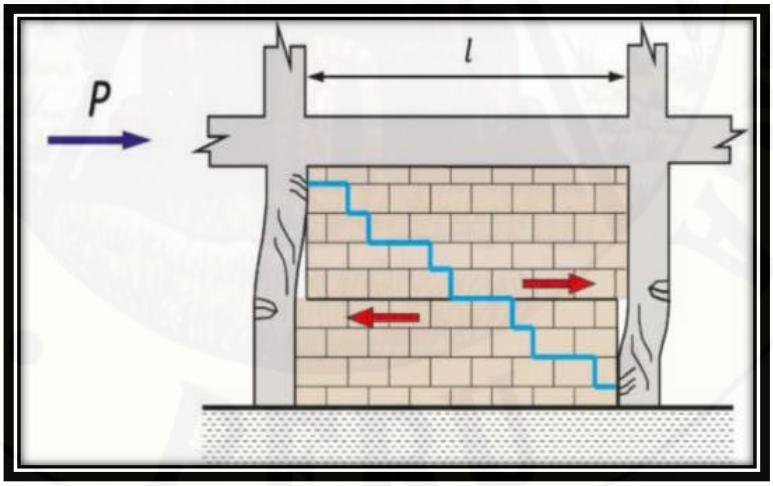


Figura 2.28: Resistencia al corte de la albañilería
Fuente: Elaboración propia)

La carga de sismo requerida para poder lograr la resistencia la cortante se calcula como:

$$R_{CORTE} = A_n * f`v * (R_1)_i * (R_2)_i$$

$$A_n = l * t_{mort}$$

Donde:

A_n = Área neta transversal de la junta de la junta del panel de relleno a lo largo de su longitud (cm2)

t_{mort} = Espesor de la junta de pega (pulg)

f_v' = Menor valor que existe entre la resistencia al cortante de la albañilería y la resistencia a la adherencia en la interface mortero-pieza (kgf/cm2)

El puntal equivalente solo necesita una rotula que represente el comportamiento ante carga axial, y se debe ubicar en el medio de la luz del elemento. Y se calcula como:

$$Lviga = \frac{a}{\sin \theta viga} \qquad \tan \theta viga = \frac{h}{l - \left(\frac{a}{\sin \theta viga}\right)}$$

$$Lcol = \frac{a}{\cos \theta col} \qquad \tan \theta col = \frac{h - \left(\frac{a}{\cos \theta col}\right)}{l}$$

2.2.4. *Desempeño sísmico*

El desempeño no satisfactorio de algunas estructuras diseñadas conforme a reglamentos actuales de diseño sísmico ha preocupado a la comunidad internacional de ingeniería estructural. Debido a las grandes pérdidas económicas derivadas de eventos sísmicos recientes se han formulado metodologías de diseño basadas en el control explícito de la respuesta dinámica de las estructuras.

2.2.4.1. Niveles de desempeño

El nivel de desempeño es el que calcula y describe el estado límite de daño, lo cual representa una condición límite establecida en función de tres aspectos primordiales.

1. Los probables daños físicos que se generarían en los elementos estructurales y no estructurales que componen dicho edificación.
2. La amenaza que se ocasiona sobre los seres que ocupan la edificación inducidapor estos daños.
3. La operación de la edificación durante y después de la ocurrencia del sismo.

A. **Propuesta del comité visión 2000**

Este comité definió cuatro niveles de desempeño:

- **Totalmente operacional:** Pertenece a un nivel donde no existen daños. La edificación se mantiene segura para los que ocupan en ella. Todos los componentes de la edificación se mantiene operativo, por tanto no se requiere reparaciones despues de un eventual presencia sísmica.
- **Operacional:** En este nivel se ocasionan daños moderados en la parte de no estructural, como también algunos daños leves en los elementos estructurales. Yestos estan considerados dentro de los daños muy limitados y se encuentran operativos para dar su uso después de un sismo; pero los daños en algunos componentes no estructurales pueden interrumpir ligeramente algunas funciones normales, en general serequieren algunas reparaciones menores.
- **Seguridad:** Está relacionada a la generación de daños moderados en elementos estructurales y no estructurales, así como en algunos contenidos de la construcción.

Los daños producidos pueden limitar que la estructura sea ocupada inmediatamente después del sismo, con lo cual, es probable que sea muy necesario realizar su rehabilitación, siempre y cuando sea viable y se justifique desde un punto de vista económico.

- **Próximo al colapso:** La degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso. Los servicios de evacuación pueden verse interrumpidos por fallos locales, aunque los elementos que soportan las cargas verticales continúan en funcionamiento. Bajo estas condiciones, la estructura es insegura para sus ocupantes y el costo de su reparación puede no ser técnicamente viable desde un punto de vista económico.

Cuadro 2.4: *Descripción de daños para los niveles de desempeño*

	Estado de daño	Nivel de desempeño	Descripcion de los daños
	Despreciable	**Totalmente Operacional**	Daño estructural y no estructural.Pero todos los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continuan prestando sus servicios.
	Leve	**Operacional**	Fallas severos en los elementos estructurales, daño en rango de leve - moderado en contenidos y elementos arquitectónico, todo respecto a seguridad y evaciación funcionan con toda normalidad.
	Moderado	**Seguridad**	Fallas moderados en algunos elementos, nula de la resistencia y rigidéz del sistema resistente de cargas laterales, pero el sistema permanece funcional. algunos elementos no estructurales pueden presentar fallas y posiblemente el cierre temporal de ello.
	Severo	**Pre - Colapso**	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.
	Completo	**Colapso**	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.

Fuente: visión 2000

B. **Propuesta de ATC-40**

Los niveles de desempeño establecidos por el documento ATC-40 para las estructuras, corresponden a una combinación de los niveles usados para los elementos estructurales y los niveles correspondientes a los elementos no estructurales, ambos definidos de forma separada.

B.1 Niveles para elementos estructurales

"Contienen tres niveles o estados de daño discretos: ocupación inmediata, seguridad y estabilidad estructural. Los cuales pueden ser utilizados directamente para conceptualizar criterios técnicos en los procesos de evaluación y rehabilitación de estructuras" (Santana, 2012, p.14). Adicionalmente, se generan dos rangos intermedios: daño controlado y seguridad limitada. Estos rangos intermedios ayudar a discriminar, de una manera más adecuada y útil, el nivel de desempeño de la estructura. Esto es muy necesario en el caso de ser necesaria una evaluación o reforzamiento de una estructura en particular. Estos niveles se identifican por la abreviación, SP-n.

- **Ocupación inmediata, SP-1:** "Los daños son muy bajos y de tal magnitud, que el sistema estructural resistente de cargas laterales y verticales se mantiene en las mismas condiciones de capacidad y resistencia que antes de ocurrido el sismo" (Santana, 2012, p.14). Por tanto no hay presencia de pérdidas de vidas humanas.
- **Daño controlado, SP-2:** "Corresponde a un estado de daño que varía entre los límites de ocupación inmediata y seguridad" (Santana, 2012, p.14). La vida de los ocupantes no está en peligro, aunque es posible que estos puedan verse afectados.
- **Seguridad, SP-3:** Los daños después del sismo no definen por completo los márgenes de seguridad existentes frente a un posible colapso parcial o total de la estructura. "Pueden producirse algunos heridos de los seres humanos que ocupan dicha edificación tan-

to en el interior como en el exterior de la vivienda, sin embargo, el riesgo de la vida de los ocupantes debido a un fallo de los elementos estructurales es muy reducido" (Santana, 2012, p.14). Es posible que sea necesario reparar la estructura antes de ser ocupada de nuevo.

- **Seguridad limitada, SP-4:** Pertenece a un estado de daño entre los niveles de seguridad y estabilidad estructural, en el que algunas partes de la estructura puede requerir un reforzamiento para poder garantizar el nivel de seguridad.
- **Estabilidad estructural, SP-5:** "Este nivel corresponde al estado de daño límite después de ocurrido un sismo en el cual el sistema es- tructural está muy cerca de experimentar un colapso parcial o total" (Santana, 2012, p.14). Se producen daños sustanciales, pérdida de rigidez y resistencia en los elementos estructurales.
- **No considerado, SP-6:** Este no es un nivel de desempeño, pero es útil en algunas ocasiones que requieran evaluar los daños sísmicos no estructurales o realizar un reforzamiento.

B.2 Niveles para elementos no estructurales

Se presentan 4 niveles de desempeño los que corresponden a estados discretos de daño para los elementos no estructurales: operacional, ocupación inmediata, seguridad y amenaza reducida. Estos niveles se representan con la abreviación NP-n. NP son las siglas de Nonstructural Performance, y n es una letra que toma valores entre A y E.

- **Operacional NP-A:** "Los elementos no estructurales, maquinarias y sis- temas del edificio continúan en su sitio y funcionando con normalidad después del sismo" (Santana, 2012, p.14).
- **Ocupación inmediata NP-B:** "A pesar de los elementos no estructurales y sistemas permanecen en su sitio, pueden presentarse algu-

nas interrupciones en el funcionamiento de las maquinarias y equipos. Algunos servicios externos pueden no estar disponibles, aunque esto no compromete la ocupación del edificio" (Santana, 2012, p.15).

- **Seguridad NP-C:** "Pueden verse daños muy severos en algunos elementos no estructurales tanto dentro como fuera del edificio, sin que se llegue al colapso, ni se ponga en peligro la seguridad de los ocupantes" (Santana, 2012, p.15).

  ● Los sistemas, equipos y maquinaria pueden verse seriamente afectados, requiriendo, en algunos casos, ser reparados o, en el peor de los casos, reemplazados.

- **Amenaza reducida NP-D:** "Se presentan daños severos en elementos no estructurales, sin llegar al colapso o al fallo de grandes elementos, como por ejemplo parapetos y muros exteriores de mampostería, entre otros, que puedan ocasionar heridas a grupos de personas" (Santana, 2012, p.15).
- **No considerado NP-E:** "No es un nivel de desempeño y se usa para indicar que no se han evaluado los elementos no estructurales, a menos que tengan un efecto directo sobre la respuesta estructural, como por ejemplo los muros de mampostería de relleno o las particiones" (Santana, 2012, p.15).

B.3 Niveles para estructuras

"En la siguiente tabla se muestran las combinaciones propuestas por la documentación de el ATC-40 (1996) de los niveles de desempeño de los elementos estructurales y los elementos no estructurales. Estas combinaciones representan el comporta-miento global del edificio" (Santana, 2012, p.15).

Cuadro 2.5: *Niveles de desempeño*

NIVELES DE SEDEMPEÑO NO ESTRUCTURAL	NIVELES DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL					
	SP1	SP2	SP3	SP4	SP5	SP6
NP-A	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B	1-B Ocupacion inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C	1-C	2-C	3-C Seguridad	4-C	5-C	6-C
NP-D	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad estructural	No Aplica
NR: Combinacion No Recomendad						

Fuente: ATC-40

- **Operacional 1-A:** "Los daños estructurales son pocas y los daños en los sistemas y elementos no estructurales no impiden que la estructura continúe funcionando con normalidad después del sismo. Adicional-mente, las reparaciones que son necesarias no impiden la ocupación del edificio, por lo cual este nivel se asocia con un estado de funcionalidad" (Santana, 2012, p.16).
- **Ocupación inmediata 1-B:** "Corresponde al nivel de desempeño más utilizado para estructuras importantes y esenciales, como de los hospitales, escuelas. Se espera que los diferentes espacios y sistemas de la estructura puedan seguir siendo utilizados después del sismo, al margen ocurrir algunos daños en los contenidos. Se mantiene la seguridad de los ocupantes" (Santana, 2012, p.16).
- **Seguridad de vida 3-C:** La probabilidad de pérdidas de vidas humanas es prácticamente nula. "Este nivel corresponde al desempeño esperado de la estructura con la aplicación de los códigos actuales se presentan daños en los elementos estructurales y algunos de los elementos no estructurales como acabados y fachadas, entre otros,

pueden fallar, sin que esto ponga en peligro la seguridad de los ocupantes" (Santana, 2012, p.16).

- **Estabilidad estructural 5-E:** El margen de seguridad del sistema resistente de cargas de sismo se encuentra prácticamente al límite y la probabilidad del colapso ante la ocurrencia de posibles réplicas de sismo es bastante alta; no obstante, el sistema de cargas verticales continúa garantizando la estabilidad del edificio. "Los daños no estructurales no son necesarios ser evaluados debido al elevado nivel de daños en los elementos estructurales. No garantiza la seguridad de los ocupantes, por lo que se sugiere desalojar y, en algunos casos, demoler la estructura" (Santana, 2012, p.16).

C. **Capacidad de deformación de muros de albañilería confinada para distintos niveles de desempeño**

Las construcciones de albañilería confinada han sido muy usadas en Perú desde siglos pasados, especialmente por el buen desempeño observado en las viviendas, pero los cuales dependerán muchos de la calidad de material, dimensiones, etc. Además, ha contribuido a esta situación el hecho que los materiales utilizados en su construcción sean relativamente económicos y que su ejecución no requiere de una inspección especializada, como ocurre con las albañilerías armadas los cuales son reforzadas con barras de acero distribuidas en el interior de los muros de albañilería.

La principal característica de este tipo de construcciones es que su sistema estructural está formado por muros como elementos primarios, los que deben soportar tanto las acciones de tipo gravitacional permanente como la acción de los sismos, siendo esta última la que controla el diseño de los muros.

C.1 Modos de fallas que presentan los muros de albañilería confinada

- **Falla por flexión.** Este modo de falla se puede presentar en muros

esbeltos, cuando se generan tracciones importantes en los pilares de confinamiento, produciéndose la fluencia de las armaduras longitudinales y una falla de compresión por flexión en el talón comprimido del muro.

- **Falla de corte por deslizamientos.** Este modo de falla se produce por un deslizamiento a lo largo de la junta horizontal de mortero como consecuencia de una falla de adherencia por corte en la junta. Este deslizamiento produce un mecanismo del tipo “columna corta” en los columnas.

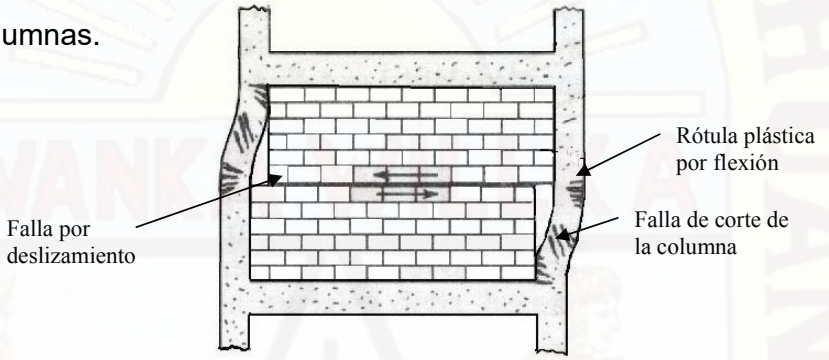


Figura 2.29: Falla de corte por deslizamiento

- **Falla de corte por deslizamientos.** Este caso de falla se produce por un deslizamiento a lo largo de la junta horizontal de mortero como consecuencia de una falla de adherencia por corte en la junta. Este deslizamiento produce un mecanismo del tipo “columna corta” en los pilares.

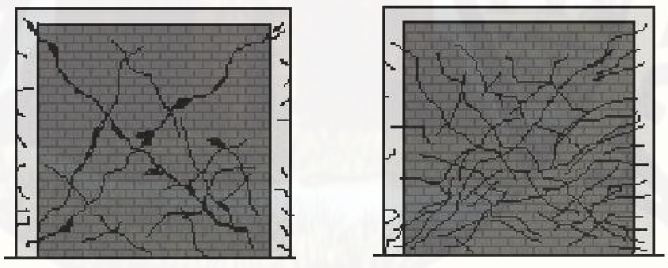


Figura 2.30: Falla de corte con y sin armadura horizontal

- **Falla de aplastamiento por compresión diagonal.** Esta falla es producto del efecto de puntal que se produce cuando se separa el paño

de albañilería de los elementos de confinamiento, como se muestra en la fig 2.31. Esta situación genera grandes tensiones de compresión en las esquinas del muro, las que pueden provocar la falla por aplastamiento de la zona cuando la albañilería es de baja calidad o cuando se usan unidades del tipo rejilla de paredes delgadas.

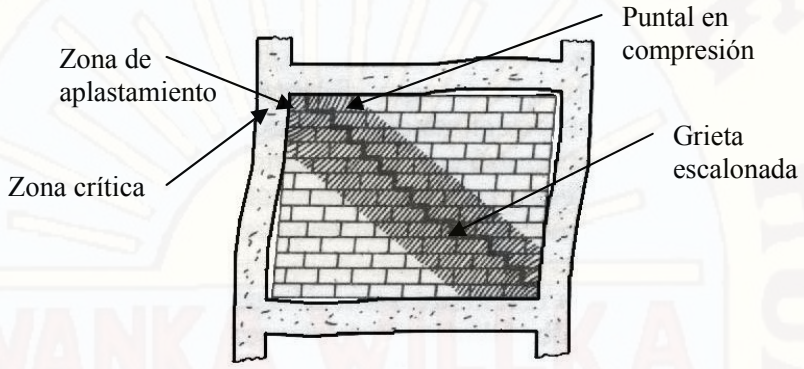


Figura 2.31: Falla por aplastamiento por compresión diagonal

C.2 Estados límites de muros de albañilería confinada

Los estados límites o los niveles de desempeño reconocidos en el diseño quedan establecidos por un patrón de daños, el que depende del nivel de deformación alcanzado por los elementos primarios de una estructura (Bonelli, 1999). Para los efectos de este trabajo, los estados límites que se reconocen en un muro de albañilería confinada son los siguientes:

- **Ultimo nominal (ELU).** Estado más allá del cual no queda garantizado que no se producirá el colapso. Para efectos prácticos se ha considerado que este estado se alcanza cuando el muro ha experimentado un deterioro del 20 % de la fuerza máxima resistida durante el ensayo. Para este estado, los daños del muro son apreciables, observándose grietas de gran ancho (10 mm o más) y difíciles de reparar. Además de la degradación de la resistencia (20 %), se presenta un importante deterioro de la rigidez.

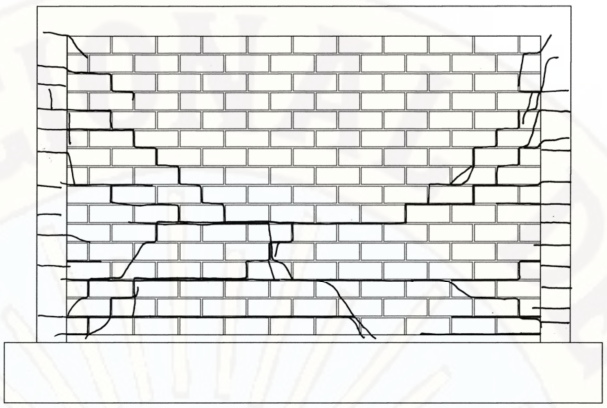


Figura 2.32: ELU

- **Resistencia (ELR).** Estado en el cual el muro alcanza la máxima capacidad de carga. El muro presenta un daño importante pero tiene un margen razonable de seguridad contra el colapso parcial o total.

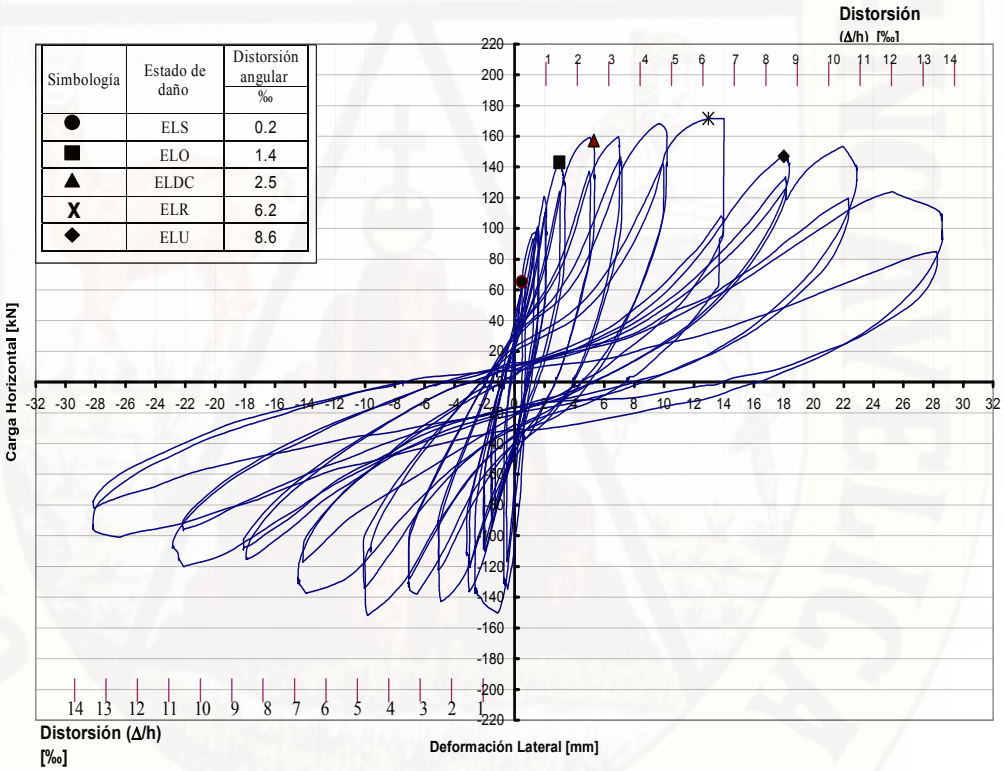


Figura 2.33: Identificación de los estados límites en las curvas de histéresis de un muro de albañilería confinada

- **Daño controlado (ELDC).** Estado en el cual se presenta la formación de un patrón estable de agrietamiento diagonal. El estado del muro permite repararlo en un tiempo razonable y no hay ningún riesgo para las personas y los contenidos.

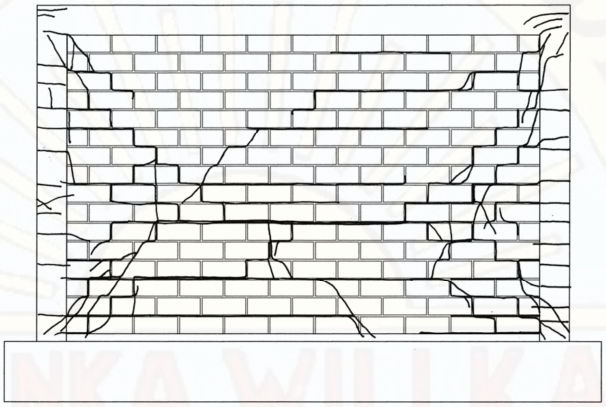


Figura 2.34: ELDC

- **Operacional (ELO).** Estado en el cual se presenta el inicio del agrietamiento diagonal. El daño del muro es muy limitado, conservando toda su capacidad resistente y parte importante de su rigidez. El riesgo para los habitantes como resultado de este daño es nulo.

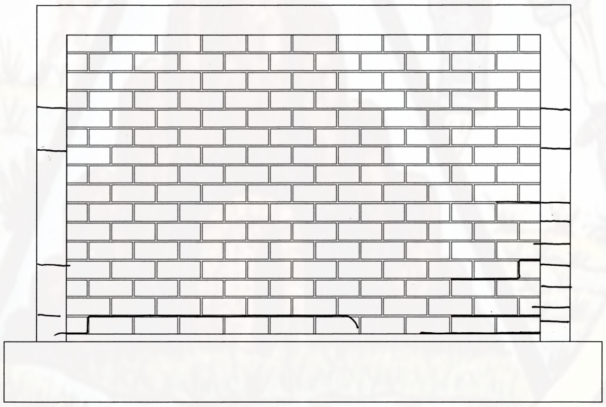


Figura 2.35: ELO

- **Servicio (ELS).** Estado en el cual se presenta el inicio de agrietamiento visible del muro y corresponde al nivel donde se produce el término del rango elástico de respuesta del muro.

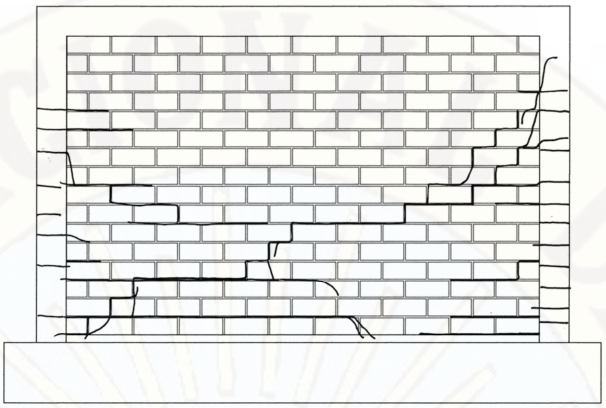


Figura 2.36: ELS

2.2.4.2. Nivel sísmico de diseño

La amenaza sísmica es un término técnico mediante el cual se caracteriza numéricamente la probabilidad estadística de la ocurrencia (o excedencia) de cierta intensidad sísmica (o aceleración del suelo) en un determinado sitio, durante un período de tiempo.

La amenaza sísmica puede calcularse a nivel regional y a nivel local, para lo cual se deben considerar los parámetros de fuentes sismogénicas, así como también los registros de eventos sísmicos ocurridos en cada zona fuente y la atenuación del movimiento del terreno.

La amenaza sísmica, debida al movimiento del terreno, debe contemplar la ubicación del edificio con respecto a las fallas que existan, y las características geológicas regionales y en sitio. El alcance, para el cual estas amenazas pueden afectar el desempeño de la estructura, depende de la magnitud del sismo, la distancia a la fuente, la dirección de propagación de la ruptura de falla, y las características geológicas de la región y locales. El efecto de cada uno de estos componentes de la amenaza, debe ser considerado e investigado.

Para permitir aplicaciones prácticas del diseño basado en el desempeño, es necesario seleccionar una serie de eventos sísmicos discretos que pueden ocurrir y que representan el rango de severidad sísmica para un desempeño particular de la estructura deseado. Estos eventos sísmicos discretos se denominan movi-

mientos sísmicos de diseño, y su definición varía de un sitio a otro, dependiendo tanto de la sismicidad de la región en la cual está localizada la estructura, como de los niveles social y económicamente aceptables del daño por parte de las instituciones responsables, los propietarios y dueños de las estructuras. Se reportan a continuación, las actividades sísmicas de diseño que deben considerarse de acuerdo al comité VISIÓN 2000 y al ATC-40

A. **Propuesta del comité visión 2000**

Los movimientos sísmicos de diseño son expresados por el comité VISIÓN 2000 en términos de un intervalo de constancia medio o de una probabilidad de excedencia. "El intervalo de recurrencia medio, por ejemplo 475 años es un dato del período promedio de tiempo expresado en años, que transcurre entre la ocurrencia de un sismo que produce daños de una severidad igual o superior a una determinada" (Santana, 2012, p.32). La probabilidad de excedencia por ejemplo de 10 % en 50 años, es una representación estadística de la posibilidad de que el efecto de un sismo exceda una cierta severidad durante un período de tiempo expresado en años. El período de retorno TR (intervalo de recurrencia) puede relacionarse de manera directa con una probabilidad de excedencia.

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

Se muestra en la tabla a continuación los siguientes intervalos de frecuencia y las probabilidades de excedencia para los cuatro movimientos sísmicos de diseño considerados por el comité VISIÓN 2000.

Cuadro 2.6: *Movimientos sísmicos de diseño*

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

Fuente: comité visión 2000

B. **Propuesta del ATC-40**

El ATC-40 utiliza tres niveles de movimientos sísmicos para el diseño de estructuras: sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo. A continuación, el detalle:

- **Sismo de servicio (SE):** "Nivel del movimiento del terreno con 50 % de probabilidad de excedencia en un período de 50 años. Período de retorno: T= 75 años. Considera como un sismo frecuente, ya que puede ocurrir más de una vez durante la vida útil de la estructura" (Santana, 2012, p.19).
- **Sismo de diseño (DE):** "Nivel del movimiento del terreno con 10 % de probabilidad de excedencia en un período de 50 años. Período de retorno: T= 475 años. Representa un movimiento poco frecuente, de intensidad entre moderada y severa, y puede ocurrir al menos una vez durante la vida de la estructura" (Santana, 2012, p.19).
- **Sismo máximo (ME):** "Nivel del movimiento del terreno con entre 2 % y 5 % de probabilidad de excedencia en un período de 50 años. Período de retorno: T= entre 975 y 2475 años. Corresponde al máximo movimiento del terreno que puede ser esperado en el sitio donde se encuentra localizada la estructura. Es utilizado para el diseño de estructuras esenciales" (Santana, 2012, p.16).

2.2.4.3. Objetivos de desempeño de la estructura

El primer paso en la ingeniería basada en el desempeño, es la selección de los objetivos del desempeño sísmico para el diseño. Estos corresponden a expresiones de acoplamiento entre los niveles de desempeño deseados para una estructura y el nivel de movimiento sísmico esperado. Para seleccionar estos objetivos, es necesario tener en cuenta factores tales como: la ocupación, la importancia de las funciones que ocurren dentro de la estructura, consideraciones económicas, incluyendo el costo de reparación y el costo de la interrupción

de las actividades que se realizan en su interior, y consideraciones de la importancia de la estructura como por ejemplo una fuente de patrimonio histórico y cultural (Bertero, 1997).

A. **Propuesta del comité visión 2000**

El comité VISIÓN 2000 considera las estructuras en tres grandes grupos, de acuerdo con su grado de importancia durante y después de un sismo:

1. Estructuras críticas que contienen cantidades de materiales peligrosos que podrían resultar en una amenaza inaceptable para un amplio sector de la comunidad.
2. Estructuras esenciales que son las encargadas de todas las operaciones post-terremoto, tales como hospitales, estaciones de bomberos, policía, centros de control de emergencia, etc.
3. Estructuras básicas que no están incluidas en los dos primeros grupos. La siguiente tabla muestra la matriz propuesta por el comité VISIÓN 2000 para definir los objetivos de desempeño. Las filas corresponden a los movimientos sísmicos de diseño y las columnas a los niveles de desempeño. Los números corresponden a los tres tipos de estructuras considerados. La Tabla que se muestra a continuación es un ejemplo que ilustra los objetivos para las estructuras básicas.

Para el caso de estructuras existentes, es evidente que estos niveles recomendados de desempeño pueden requerir gastos económicos que desde el punto de vista práctico resultan excesivamente altos

Cuadro 2.7: *Objetivos del desempeño sísmico para estructuras*

Movimiento sísmico de diseño	**Nivel 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. Estructuras esenciales / riesgosas				
3. Estructuras de seguridad crítica				

Fuente: Comité visión 2000

Cuadro 2.8: *Objetivos del desempeño sísmico para estructuras básicas*

Movimiento sísmico de diseño	**Nivel de desempeño mínimo**
Frecuente	Totalmente operacional
Ocasional	Operacional
Raro	Seguridad
Muy raro	Próximo al Colapso

Fuente: Comité vision 2000

B. **Propuesta del ATC-40**

Esta propuesta considera que existe una gran variedad de objetivos de desempeño para una estructura, los cuales pueden de unirse combinando los niveles de desempeño estructural con los movimientos sísmicos de diseño. Estos objetivos pueden ser asignados a cualquier estructura a partir de consideraciones funcionales, legales, económicas y de preservación. A manera de ilustración la siguiente tabla muestra los objetivos de seguridad básica para estructuras convencionales.

Puede verse que para el sismo de diseño, el desempeño de la estructura debe corresponder al nivel de seguridad, mientras que para el sismo máximo, el nivel de estabilidad estructural es suficiente.

Cuadro 2.9: *Objetivos de seguridad básica para estructuras convencionales*

Movimiento Sísmico de diseño	**Nivel de desempeño del edificio**			
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad	Estabilidad Estructural
Sismo de Servicio, SE				
Sismo de Diseño, DE			√	
Sismo Máximo, ME				√

Fuente: ATC-40

2.2.4.4. Desempeño Estructural para edificaciones de albañilería confinada

Según Santana (2012,p.21), “A continuación proponemos los objetivos de desempeño para edificios de Albañilería Confinada, para esto utilizamos los niveles sísmicos del ATC-40 para establecer los objetivos de desempeño"(sic).

Cuadro 2.10: *Objetivos de desempeño para estructuras de albañilería confinada*

Definición de un Objetivo de Desempeño					
Sismo de Diseño	**Servicio**	**Operacional**	**Daño Controlado**	**Resistencia**	**Ultimo Nominal**
Servicio	√	√	NA	NA	NA
Diseño	-	-	√	√	NA
Máximo	-	-	-	√	√

NA: No Aplicable

Fuente: Santana,2012

2.2.4.5. Objetivos de desempeño para edificaciones de sistema estructural de albañilería confinada

A. **Grado de daño para edificaciones de sistema estructural de albañilería confinada**

Uno de los objetivos de la metodología de evaluación por desempeño consiste en establecer el nivel de daño en los elementos estructurales de una edificación en función de sus demandas locales y globales de deformación. Una opción requiere establecer la demanda máxima de distorsión en los muros de albañilería que de acuerdo con el análisis no lineal corresponde al desplazamiento de techo o azotea, y establecer el estado de daño en los muros de acuerdo con la Tabla 2.8 (Ruiz-García y Miranda, 2003).

Cuadro 2.11: *Daño y deterioro en muros de albañilería confinada*

Estado de daño observado	Distorsión (%)	Grado de daño
Fisuras horizontales por flexión. Fisuras verticales por flexión cercanas al paño de los castillos.	0.04	Ligero (I)
Primer agrietamiento por tensión diagonal de la mampostería.	0.13	Moderado (II y III)
Inicio de la penetración del fisuramiento inclinado en los extremos de los castillos.	0.20	Fuete (III)
Agrietamiento en forma de "X" en todos los paneles de mampostería.	0.23	Fuerte (IV)
Aplastamiento del concreto, agrietamiento horizontal distribuido en la altura de los castillos.	0.32	Fuerte (V)
Concentración de las grietas diagonales en los extremos de los castillos. Desconchamiento del recubrimiento del concreto.	0.42	Grave (V)
Concentración del daño en los extremos inferiores de los castillos. Plegamiento del refuerzo longitudinal (Deformación en "S").	0.50	Grave (no se clasifica)

Fuente: Ruiz-García y Miranda, 2003

B. **Estados límites para estructuras de albañilería confinada**

Con el propósito de contribuir al diseño sísmico de este tipo de estructuras, en el trabajo de investigación desarrollado por Astroza y Schmidt (2004) en "Capacidad de deformación de muros de albañilería confinada para distintos

niveles de desempeño", se establecen los niveles de deformación asociados con diferentes estados límite, para determinar la capacidad de deformación correspondiente a cada uno de los cinco estados límite destacados. Se reunió una base de datos de 52 muros de albañilería confinada sometidos a cargas laterales alternadas cuyo comportamiento estuvo controlado por la falla de corte. Esta base de datos corresponde a los ensayos de muros de albañilería confinada realizados en tres países latinoamericanos: Chile, México y Venezuela. Los valores de las distorsiones angulares que resultan para cada estado límite, se muestran en la Tabla 2.12.

Cuadro 2.12: *Niveles de desempeño para muros de albañilería confinada*

Niveles Desempeño	Distorsión (%)
Estado Límite De Servicio (ELS)	0.05
Estado Límite Operacional (ELO)	0.10
Estado Límite De Daño Controlado (ELDC)	0.17
Estado Límite De Resistencia (ELR)	0.22
Estado Límite Último (ELU)	0.44

Fuente: Astroza y Schmidt, 2004

2.3. Hipótesis

2.3.1. Hipótesis general

El análisis no lineal estático es determinante en el cálculo de la capacidad estructural de una edificación de albañilería confinada en la ciudad de Huancavelica – 2018.

2.3.2. Hipótesis específico

a) El análisis no lineal estático es determinante en el cálculo del desempeño sísmico en una edificación de albañilería confinada en la ciudad de Huancavelica –

2018.

b) El análisis no lineal estático es determinante en el cálculo de los niveles de daño en una edificación de albañilería confinada en la ciudad de Huancavelica – 2018

2.4. Definición de términos

- **Albañilería o mampostería.** Material estructural compuesto por unidades de albañilería asentadas con mortero o por ünidades de albañilería.ªpiladas, en cuyo caso son integradas con concreto líquido.

- **Albañilería confinada.** Albañilería reforzada con elementos de concreto armado en todo su perímetro, vaciado posteriormente a la construcción de la albañilería. La cimentación de concreto se considerará como confinamiento horizontal para los muros del primer nivel.

- **Construcciones de albañilería.** Edificaciones cuya estructura está constituida predominantemente por muros portantes de albañilería.

- **Muro no portante.** Muro diseñado y construido en forma tal que solo lleva cargas provenientes de su peso propio y cargas transversales a su plano. Son, por ejemplo, los parapetos y los cercos.

- **Muro portante.** Muro diseñado y construido en forma tal que pueda transmitir cargas horizontales y verticales de un nivel al nivel inferior o a la cimentación. Estos muros componen la estructura de un edificio de albañilería y deberán tener continuidad vertical.

- **Unidad de albañilería.** Ladrillos y bloques de arcilla cocida, de concreto o de sílice-cal. Puede ser sólida, hueca, alveolar o tubular.

- **Desempeño sísmico.** Se basa en la clasificación de esquemas de evaluación que permitan el dimensionamiento de los detalles estructurales, para que

frente a diferentes niveles de movimiento del sismo los daños en la estructura no superaran ciertos estados límite.

- **Niveles de desempeñ.** Los niveles de desempeño describen o representa un estado límite de daño, en función de daños físicos en la estructura, seguridad en los ocupantes y la funcionalidad de la estructura posterior al evento sísmico. Definido como la máxima extensión del daño, considerado para los elementos estructurales, no estructurales y el contenido de la edificación.

- **Análisis lineal.** Es el basado en un comportamiento elástico-lineal de los materiales constituyentes y en la consideración del equilibrio en la estructura sin deformar.

- **Análisis no lineal.** Es el que tiene en cuenta la no linealidad mecánica, esto es, el comportamiento tenso-deformacional no lineal de los materiales y la no linealidad geométrica, es decir, la consideración del equilibrio de la estructura en situación deformada (efectos de seguro orden).

- **Análisis dinámico.** Las estructuras, cuando están sujetas a cargas o desplazamientos en la base, en realidad actúan dinámicamente, es decir, desarrollan acciones opuestas al movimiento impuesto por tales cargas o desplazamientos.

- **Espectro de capacidad.** Una representación bilineal de la curva de capacidad se realiza para estimar el espectro de demanda reducido denominado también como espectro inelástico.

- **Rotulas plásticas.** Al tiempo que transcurre un evento sísmico los elementos estructurales como vigas y columnas padecen daños en la zona adyacente a los nudos en una longitud “L”.

- **Análisis pushover.** Se realiza un análisis estático no lineal, para determinar la capacidad de una estructura, resistencia – deformación, para lo cual se

somete a la estructura a fuerzas laterales incrementales para que la estructura alcance su capacidad máxima.

- **Curva de capacidad.** Una representación bilineal de la curva de capacidad se realiza para estimar el espectro de demanda reducido denominado también como espectro inelástico.

- **Capacidad estructural.** La resistencia y la deformación máxima de los elementos definen la capacidad estructural de la edificación, para la determinación de las capacidades más allá del límite elástico es necesario realizar a la estructura un análisis no lineal, para lo cual se elabora unos cuantos análisis elásticos secuenciales, que se superponen para aproximarse al diagrama curva de capacidad, dicha curva relaciona las fuerzas de la cortante basal (V) con los desplazamientos (D).

- **Sismo de servicio.** Referido a un sismo frecuente, dado que su ocurrencia es por más de una vez durante la vida de la edificación.

- **Sismo de diseño.** Este movimiento sísmico tiene una intensidad entre moderada y severa, su ocurrencia es al menos una vez durante la vida de la edificación. Por lo general, es el que se establece por las normas de diseño de estructuras convencionales.

- **Sismo máximo.** Referido al máximo movimiento del terreno, se toma como referencia entre 1.25 y 1.50 veces el valor de un sismo de diseño, generalmente utilizado para el diseño de edificaciones esenciales.

- **Demanda sísmica.** En la ingeniería sísmica, se utiliza espectros de respuesta de aceleraciones para análisis y diseño de estructuras basados en fuerzas ya que representa la demanda sísmica de la estructura. Sin embargo, durante los últimos años se ha identificado que los parámetros más relevantes en el diseño son los desplazamientos y las deformaciones.

2.5. Variables de estudio

2.5.1. Variables independientes

a) Desempeño sísmico.

b) Niveles de daño.

2.5.2. Variables dependientes

a) Desplazamientos

b) Cortante basal

c) Momento de volteo

2.6. Definición operativa de variables e indicadores

Cuadro 2.13: *Definición operativa de variables e indicadores*

VARIABLES	DIMENSIONES	INDICADORES
Variable independiente: Análisis no lineal estático (X)	Desempeño sísmico	– Niveles de desempeño según vision 2000 – Niveles de desempeño según ATC - 40
	Niveles de daño	– Niveles de daño según ATC - 40
Variable dependiente: Edificación de albañilería confinada (Y).	Desplazamientos	– Análisis lineal y elástico. – Solicitaciones sísmicas.
	Cortante basal	– Fuerza cortante total en la base (Estático). – Fuerza cortante total en la base (Dinámico).
	Momento de volteo	– Seguridad de vida.

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1. Tipo y nivel de investigación

3.1.1. Tipo de investigación

El tipo de investigación al que se inserta este trabajo es aplicada, tecnológico.

Según Cori, Oseda y Vila (2008, p.117), “el tipo de estudio de la presente investigación es aplicada o tecnológica porque “persigue fines de aplicación directos e inmediatos. Busca la aplicación sobre una realidad circunstancial antes que el desarrollo de teorías. Esta investigación busca conocer para hacer y para actuar”.

3.1.2. Nivel de investigación

El nivel de investigación del presente trabajo de investigación es descriptiva

Según Dulio Oseda (2011, p.142), “También conocida como la investigación estadística, se describen los datos y características de la población o fenómeno en estudio. Este nivel de investigación responde a las preguntas: ¿quién, qué, dónde, cuándo y cómo?”.

3.2. Método de investigación

En la presente investigación se utilizó el método general, método científico, en donde se desarrolló bajo criterios secuenciales metodológicas loscuales se dividen en las siguientes etapas:

1. Estudio preliminar de revisión bibliográfica de las normas E-020 (Cargas), E-030 (diseño sismorresistente), E-050 (Suelos y cimentaciones), E-060 (Concreto armado), E-070 (Albañilería), ATC 40, FEMA 356, ASCE/SEI 31-03 y otros afines al tema.

2. Bajo el estudio y conocimiento de la bibliografia se desarrolla la integración a hojas excel para procesar datos y obtener los resultados para el ámbito lineal.

3. Modelamiento en el software SAP 2000 para obtener resultados en el ámbito no lineal.

4. Interpretación de resultados obtenidos de la no linealidad de la estructura. Finalmente, redacción de la tesis.

Según Oseda (2011, p.89), “el método experimental se fundamenta en el método científico y utiliza como procesos lógicos la inducción y la deducción. Consiste en realizar actividades con la finalidad de comprobar, demostrar o reproducir ciertos fenómenos hechos o principios en forma natural o artificial, de tal forma que permita establecer experiencias para formular hipótesis que permitan a través del proceso científico conducir a generalizaciones científicas, que puedan verificarse en hechos concretos en la vida diaria”.

Según el mismo Oseda (2011, p.91), “la investigación fundamental, que se propone deducir principios generales aplicables más allá de la situación inmediata”.

3.3. Diseño de investigación

El diseño de investigación que orientó el trabajo de investigación fue el descriptiva.

Según Oseda (2011, p.211), el diseño de investigación es cuando una vez se haya definido el tipo de estudio a realizar y establecer las hipótesis de investigación, el investigador debe concebir la manera práctica y concreta de responder a las preguntas de investigación. Esto implica seleccionar o desarrollar un diseño de investigación y aplicarlo al contexto particular de su estudio. Diseño se refiere al plan o estrategia concebida para responder a las preguntas de investigación. El diseño señala al investigador lo que debe hacer para alcanzar sus objetivos de estudio, contestar las interrogantes que se ha planteado y analizar la certeza de las hipótesis formuladas en un contexto en particular".

Según Oseda (2011, p.215), el diseño descriptivo proporciona al investigador guias específicas en orientación para la realización de un determinado estudio. Su esquema es el siguiente

G: 01 ——X—— O2

Donde:

G = Grupo de estudio.

O1 = Medición de pretest

O2 = Medición de postest

X = Aplicación de la técnica

3.4. Población y muestra

3.4.1. Población

Según Cori et al. (2008, p.120), "la población es el conjunto de individuos que comparten por lo menos una característica, sea una ciudadanía común, la calidad de ser miembros de una asociación voluntaria o de una raza, la matrícula en una misma universidad, o similares".

Ahora bien, para esta investigación, la población de estudio estará constituidapor una edificación de albañilería confinada.

3.4.2. Muestra

Oseda (2008, p.121), manifiesta que “la muestra es una parte pequeña de la población o un subconjunto de esta, que sin embargo posee las principales características de aquella. Esta es la principal propiedad de la muestra (poseer las principales características de la población) la que hace posible que el investigador, que trabaja con la muestra, generalice sus resultados a la población.”

Como la población es relativamente pequeña, se decidió trabajar con el total de la misma, es decir la población es igual a la muestra (muestra censal) por lo tanto nuestra muestra de estudio estará conformado también la misma edificación de albañilería confinada.

3.5. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

3.5.1. Técnicas de recolección de datos

a) **La observación:** según Bernal (42), “la observación como técnica de investigación científica, es un proceso riguroso que permite conocer de forma directa, el objeto de estudio para luego describir y analizar situaciones sobre la realidad estudiada”. En el presente trabajo se realizó la observación directa al realizar la simulación computacional de la edificación de 4 pisos de albañilería confinada.

b) **Recolección de datos – análisis documental:** se recolectará una información de carácter científica, relacionadas con las variables de estudio, bibliografías y ficha de resumen.

Cori et al. (2008, p.128), sostiene que el fichaje “consiste en registrar los datos que se van obteniendo en los instrumentos llamados fichas, las cuales debidamente elaboradas y ordenadas contienen la mayor parte de la información que se recopila en una investigación”.

3.5.2. Instrumentos de recolección de datos

Según Cerda (44), es todo mecanismo que tiene la finalidad de obtener información certera y válida, en toda investigación cuantitativa o cualitativa. Así mismo, es de vital importancia ya que depende razonablemente del instrumento la validez de los resultados obtenidos en la investigación.

a) **Medios electrónicos:** Son mecanismos, instalaciones, equipamiento o sistema que permite producir, almacenar o transmitir documentos, datos e informaciones, incluyendo cualquier red de comunicación abierta o restringida en esta investigación se utilizará medios electrónicos para procesar datos en estudio. - Computadoras vía internet.
   - Software de ingeniería

b) **Observación:** Se utilizará las fichas de observación directa e indirecta. Según Ary (1993, p.189,), “las fichas deben cumplir una serie de requisitos formales que tienen como objetivo, facilitar su utilización posterior”. Asimismo, se considerará la encuesta para obtener información sobre el problema de nuestra investigación.

c) **La investigación documental:** Según Castillo (43), es un instrumento de recolección de datos que permite recopilación información primaria, para luego ser analizada y sistematizada. En el presente trabajo permitió recopilar gran cantidad de información sobre los dos sistemas constructivos, que luego fueron analizados y sistematizados.

3.6. Técnicas de procesamiento y análisis de datos

a) Estadística descriptiva

Para la elaboración y procesamiento de datos se utilizarán mediante la aplicación creada, en el cual se modeló una edificación de albañilería confinada considerando normas nacionales e internacionales para poder determinar el desempeño de la estructura con las condiciones de seguridad que se le asigna como dato.

Los resultados obtenidos fueron procesados tomando en consideración la estadística descriptiva, así como son tablas de frecuencia simple y diagramas adecuadas con relación al tema de investigación.

b) Paquete y software estadístico

Se empleó la hoja de cálculo de Excel, Sap 2000, Etabs, Autocad donde se almacenó y sistematizó los datos recopilados conforme a las normas APA.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS

4.1. Presentación de datos

En este capítulo se procede a presentar los resultados y en cumplimiento de los objetivos de la investigación,los cuales están compuestos en dos etapas:

En la primera parte de desarrolló el análisis y diseñó estructural de una edificación de un sistema estructural de albañilería confinada de cuatro pisos bajo el Reglamento Nacional de Edificaciones.

En la segunda parte se desarrolló en análisis no lineal estático de la misma edificación bajo la documentación ATC 40, FEMA 356 y ASCE/SEI 31-03.

4.1.1. ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO LINEAL BAJO LAS NORMAS PERUANAS E-070 Y E-030

4.1.1.1. DATOS GENERALES DEL PROYECTO

- Ubicación: Huancavelica
- Número de pisos: 04
- Uso: Vivienda
- Sistema estructural: Albañilería confinada.

4.1.1.2. VERIFICACIÓN DE LA DENSIDAD DE MUROS

VERIFICACION DE LA DENSIDAD MINIMA DE MUROS EN CADA DIRECCION

Numero de pisos N = 4
Factor de zona Z = 0.35
Factor de uso U = 1
Factor de suelo S = 1.15
Area tipica del piso Ap = 154.50

$$\frac{\sum L*t}{Ap} \geq \frac{Z*U*S*N}{56}$$

Cuadro 4.1: *Verificación de la densidad de muros*

DIRECCION XX				DIRECCION YY			
MURO	LONG. (m)	Espesor t(m)	Lxt (m²)	MURO	LONG. (m)	Espesor t(m)	Lxt (m²)
1 X	1.230	0.130	0.160	1 Y	15.450	0.130	2.009
2 X	1.230	0.130	0.160	2 Y	4.700	0.130	0.611
3 X	2.850	0.130	0.371	3 Y	2.600	0.130	0.338
4 X	4.400	0.130	0.572	4 Y	1.350	0.130	0.176
5 X	1.600	0.130	0.208	5 Y	2.600	0.130	0.338
6 X	2.450	0.130	0.319	6 Y	1.350	0.130	0.176
7 X	1.600	0.130	0.208	7 Y	2.600	0.130	0.338
8 X	10.000	0.130	1.300	8 Y	4.700	0.130	0.611
9 X	1.500	0.130	0.195	9 Y	15.450	0.130	2.009
10 X	1.600	0.130	0.208				
11 X	2.450	0.130	0.319				
12 X	1.600	0.130	0.208				
13 X	4.400	0.130	0.572				
14 X	2.850	0.130	0.371				
15 X	1.230	0.130	0.160				
16 X	1.230	0.130	0.160				
TOTAL	42.220		5.489	TOTAL	50.800		6.604

Fuente: Elaboración propia

$\sum L*t =$ 5.489
$Z*U*S*N =$ 1.61
$\frac{\sum L*t}{Ap} =$ 0.035525
$\frac{Z*U*S*N}{56} =$ 0.028750
$\frac{\sum L*t}{Ap} \geq \frac{Z*U*S*N}{56}$ OK...

$\sum L*t =$ 6.6040
$Z*U*S*N =$ 1.61
$\frac{\sum L*t}{Ap} =$ 0.042744
$\frac{Z*U*S*N}{56} =$ 0.028750
$\frac{\sum L*t}{Ap} \geq \frac{Z*U*S*N}{56}$ OK...

LONGITUD TOTAL MINIMA DE MUROS

$$Lmin = 0.042 * A * N$$

Lmin =	25.956 m	<	42.220 m	Direccion XX	OK..
	25.956 m	<	50.800 m	Direccion YY	OK..

4.1.1.3. VERIFICACIÓN DE ESFUERZOS AXIAL MÁXIMO

Cuadro4.2:*Verificación de esfuerzos axial máximo*

VERIFICACION DE ESFUERZO AXIAL MAXIMO									
MURO	L (m)	t (m)	Pm (kg)	$\sigma m = \frac{Pm}{L * t}$ kg/cm2	fm (kg/cm2)	h (m)	$0.2 * fm * \left[1 - \left(\frac{h}{35 * t}\right)^2\right]$ kg/cm2	$0.15 * fm$	OBSERVACIONES
1 X	1.225	0.130	7796.500	4.896	65	2.800	8.076923077	9.750	Muro Correcto
2 X	1.225	0.130	8833.400	5.547	65	2.800	8.076923077	9.750	Muro Correcto
3 X	2.850	0.130	18272.100	4.932	65	2.800	8.076923077	9.750	Muro Correcto
4 X	4.400	0.130	28099.400	4.912	65	2.800	8.076923077	9.750	Muro Correcto
5 X	1.600	0.130	9500.100	4.567	65	2.800	8.076923077	9.750	Muro Correcto
6 X	2.600	0.130	15957.100	4.721	65	2.800	8.076923077	9.750	Muro Correcto
7 X	1.600	0.130	9569.300	4.601	65	2.800	8.076923077	9.750	Muro Correcto
8 X	10.000	0.130	61961.100	4.766	65	2.800	8.076923077	9.750	Muro Correcto
9 X	1.600	0.130	9579.500	4.606	65	2.800	8.076923077	9.750	Muro Correcto
10 X	2.600	0.130	15736.800	4.656	65	2.800	8.076923077	9.750	Muro Correcto
11 X	1.600	0.130	9445.100	4.541	65	2.800	8.076923077	9.750	Muro Correcto
12 X	4.400	0.130	27238.700	4.762	65	2.800	8.076923077	9.750	Muro Correcto
13 X	2.850	0.130	16788.600	4.531	65	2.800	8.076923077	9.750	Muro Correcto
14 X	1.225	0.130	9750.200	6.123	65	2.800	8.076923077	9.750	Muro Correcto
15 X	1.225	0.130	6815.800	4.280	65	2.800	8.076923077	9.750	Muro Correcto
1 Y	15.450	0.130	97134.600	4.836	65	2.800	8.076923077	9.750	Muro Correcto
2 Y	4.400	0.130	34073.400	5.957	65	2.800	8.076923077	9.750	Muro Correcto
3 Y	2.600	0.130	26544.500	7.853	65	2.800	8.076923077	9.750	Muro Correcto
4 Y	1.425	0.130	13130.300	7.088	65	2.800	8.076923077	9.750	Muro Correcto
5 Y	2.600	0.130	19590.400	5.796	65	2.800	8.076923077	9.750	Muro Correcto
6 Y	1.425	0.130	13003.600	7.019	65	2.800	8.076923077	9.750	Muro Correcto
7 Y	2.600	0.130	26231.600	7.761	65	2.800	8.076923077	9.750	Muro Correcto
8 Y	4.400	0.130	37484.800	6.553	65	2.800	8.076923077	9.750	Muro Correcto
9 Y	15.450	0.130	97244.300	4.842	65	2.800	8.076923077	9.750	Muro Correcto

Fuente:Elaboraciónpropia

4.1.1.4. CÁLCULO DE ESPECTRO DE DISEÑO

Zona sismica Z	Z3 =	0.35	Tp =	0.6		
Tipo de suelo S	S2 =	1.15	TL =	2		
Uso de Edificacion U	U =	1	T1 =	0.328	C1 =	2.5
Factor de reducion Rd	Albañileria =	3	T2 =	0.204	C2 =	2.5

XX = Y Y= ZUCS /R = 0.335417

T(s)	C	ZUCS/R
0	2.5000	0.3354
0.1	2.5000	0.3354
0.2	2.5000	0.3354
0.3	2.5000	0.3354
0.4	2.5000	0.3354
0.5	2.5000	0.3354
0.6	2.5000	0.3354
0.7	2.1429	0.2875
0.8	1.8750	0.2516
0.9	1.6667	0.2236
1	1.5000	0.2013
1.2	1.2500	0.1677
1.5	1.0000	0.1342
1.7	0.8824	0.1184
2	0.7500	0.1006
2.5	0.4800	0.0644
3	0.3333	0.0447
3.5	0.2449	0.0329
4	0.1875	0.0252
4.5	0.1481	0.0199
5	0.1200	0.0161
5.5	0.0992	0.0133
6	0.0833	0.0112
6.5	0.0710	0.0095
7	0.0612	0.0082
7.5	0.0533	0.0072
8	0.0469	0.0063
8.5	0.0415	0.0056
9	0.0370	0.0050
9.5	0.0332	0.0045
10	0.0300	0.0040
10.5	0.0272	0.0037
11	0.0248	0.0033
11.5	0.0227	0.0030
12	0.0208	0.0028

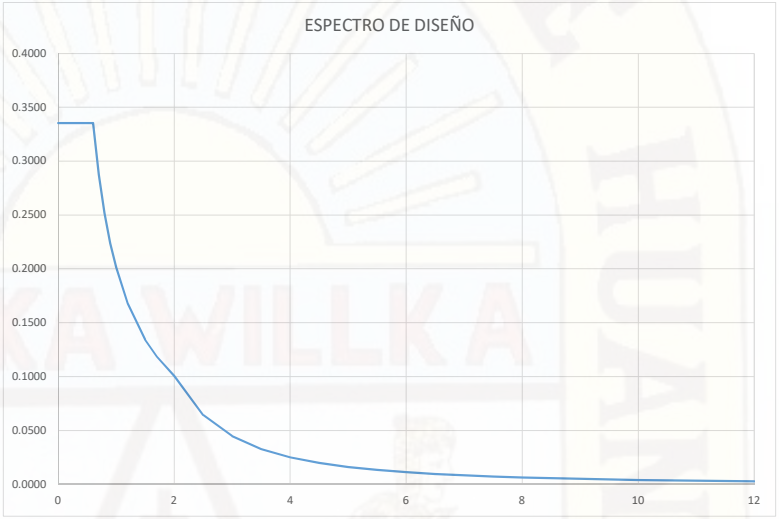
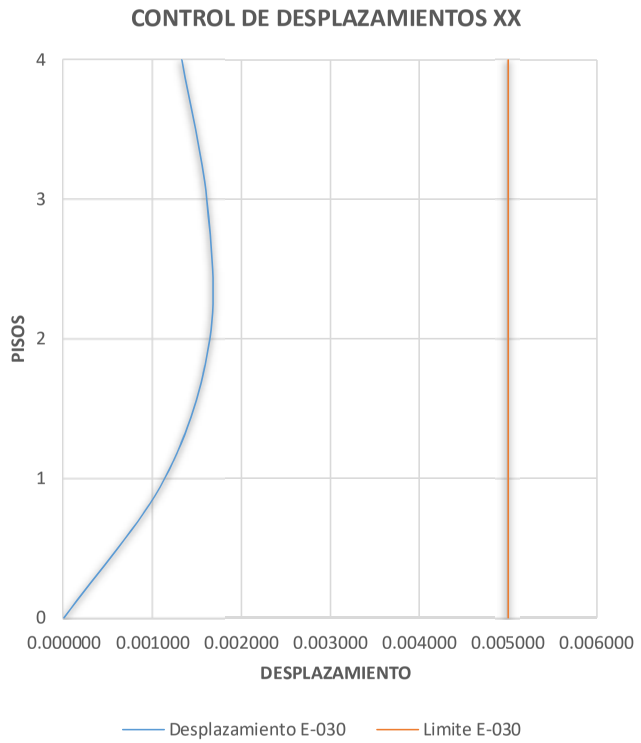


Figura 4.1: Espectro de diseño
Fuente: Elaboración propia

4.1.1.5. CONTROL DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES

PISO	Sismo - XX	EQ - XX	Δ-XX	OBSERVACIONES	Sismo - YY	EQ - YY	Δ-YY	OBSERVACIONES
4	0.000589	0.000547	0.001325	CORRECTO ≤ 0.005	0.00016	0.000134	0.000360	CORRECTO ≤ 0.005
3	0.000714	0.000682	0.001607	CORRECTO ≤ 0.005	0.000229	0.000194	0.000515	CORRECTO ≤ 0.005
2	0.000729	0.000707	0.001640	CORRECTO ≤ 0.005	0.000263	0.000225	0.000592	CORRECTO ≤ 0.005
1	0.000504	0.00051	0.001134	CORRECTO ≤ 0.005	0.000235	0.000203	0.000529	CORRECTO ≤ 0.005



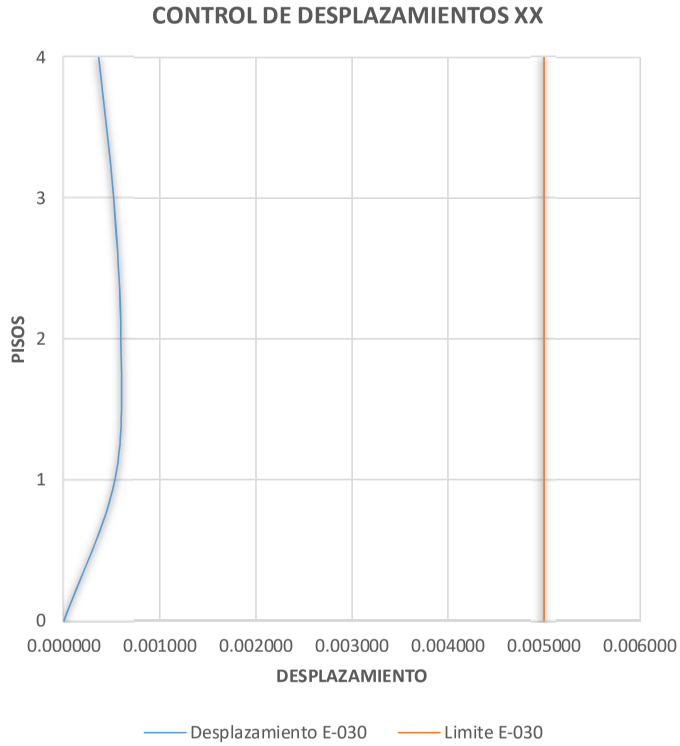


Figura 4.2: Desplazamientos laterales
Fuente: Elaboración propia

4.1.1.6. CONTROL DE AGRIETAMIENTO Y FISURACIÓN

Cuadro 4.3: *Control de agrietamiento o fisuración*

CONTROL DE AGRIETAMIENTO O FISURADO													
MURO	L (m)	t (m)	Pg (Kg)	Ve-X (Kg)	Me-X (Kg-m)	Ve-Y (Kg)	Me-Y (Kg-m)	Ve (Kg)	Me (Kg-m)	$\frac{V_e L}{M_e}$	α	Vm (Kg)	$V_e \leq 0.55V_m$
1 X	1.225	0.130	6892.400	1598.3	1841.100	19.9	5.300	1598.300	1841.100	1.063	1.000	8034.877	NO FISURADO
2 X	1.225	0.130	7731.300	1508.5	1922.000	12.7	4.000	1508.500	1922.000	0.961	0.961	7979.209748	NO FISURADO
3 X	2.850	0.130	16089.800	5269.5	11654.400	47.1	5.400	5269.500	11654.400	1.289	1.000	18705.904	NO FISURADO
4 X	4.400	0.130	24714.500	10110.4	24869.700	26.8	5.900	10110.400	24869.700	1.789	1.000	28850.335	NO FISURADO
5 X	1.600	0.130	8451.900	1342.4	2137.500	21	6.200	1342.400	2137.500	1.005	1.000	10367.937	NO FISURADO
6 X	2.600	0.130	14330.600	2933.8	6401.600	18.3	5.100	2933.800	6401.600	1.192	1.000	16985.038	NO FISURADO
7 X	1.600	0.130	8527.100	1135.5	1841.000	18.7	5.800	1135.500	1841.000	0.987	0.987	10274.49927	NO FISURADO
8 X	10.000	0.130	54972.800	17624.7	84511.200	36.6	14.400	17624.700	84511.200	2.085	1.000	65293.744	NO FISURADO
9 X	1.600	0.130	8535.200	1133.9	1839.800	19.4	6.000	1133.900	1839.800	0.986	0.986	10270.06293	NO FISURADO
10 X	2.600	0.130	14154.200	2933.7	6400.800	18.7	5.300	2933.700	6400.800	1.192	1.000	16944.466	NO FISURADO
11 X	1.600	0.130	8406.800	1344.7	2137.600	21.8	6.300	1344.700	2137.600	1.007	1.000	10357.564	NO FISURADO
12 X	4.400	0.130	24002.800	10194.6	24689.700	28.8	5.900	10194.600	24689.700	1.817	1.000	28686.644	NO FISURADO
13 X	2.850	0.130	14860.700	5503.5	11176.000	18.7	5.400	5503.500	11176.000	1.403	1.000	18423.211	NO FISURADO
14 X	1.225	0.130	8430.500	1476.4	1903.000	12.4	4.000	1476.400	1903.000	0.950	0.950	8068.666749	NO FISURADO
15 X	1.225	0.130	6069.400	1576.2	1817.700	21.7	5.800	1576.200	1817.700	1.062	1.000	7845.587	NO FISURADO
1 Y	15.450	0.130	86348.400	77.6	96.200	25071	95434.600	25071.000	95434.600	4.059	1.000	101204.382	NO FISURADO
2 Y	4.400	0.130	29587.300	21.3	2.800	4524.8	11892.800	4524.800	11892.800	1.674	1.000	29971.079	NO FISURADO
3 Y	2.600	0.130	22647.800	19.3	0.000	1633.7	4410.500	1633.700	4410.500	0.963	0.963	18392.4585	NO FISURADO
4 Y	1.425	0.130	11531.000	7.8	0.000	499.3	1036.300	499.300	1036.300	0.687	0.687	7803.27971	NO FISURADO
5 Y	2.600	0.130	16918.700	16.7	5.300	2145.9	3510.600	2145.900	3510.600	1.589	1.000	17580.301	NO FISURADO
6 Y	1.425	0.130	11433.900	7.8	0.000	500.8	1041.200	500.800	1041.200	0.685	0.685	7772.107128	NO FISURADO
7 Y	2.600	0.130	22397.900	19.2	0.000	1642.5	4434.700	1642.500	4434.700	0.963	0.963	18333.66562	NO FISURADO
8 Y	4.400	0.130	32143.600	11.2	2.700	4563.4	12009.700	4563.400	12009.700	1.672	1.000	30559.028	NO FISURADO
9 Y	15.450	0.130	86324.000	47.1	53.200	26617.8	96792.400	26617.800	96792.400	4.249	1.000	101198.77	NO FISURADO

Fuente: Elaboración propia

4.1.1.7. DISEÑO POR RESISTENCIA

Cuadro 4.4: *Diseño por resistencia*

		DISEÑO POR RESISTENCIA			
Vm (Kg)	$V_e \leq 0.55V_m$	VEi - X (Kg)	VEi - Y (Kg)	VEi (Kg)	$V_m \geq V_{Ei}$
< 8034.877	NO FISURADO	3196.700	39.700	3196.700	RESISTENTE
7979.209748	NO FISURADO	3017.100	25.400	3017.100	RESISTENTE
18705.904	NO FISURADO	10538.900	94.200	10538.900	RESISTENTE
28850.335	NO FISURADO	20220.700	53.500	20220.700	RESISTENTE
10367.937	NO FISURADO	2684.900	42.000	2684.900	RESISTENTE
16985.038	NO FISURADO	5867.600	36.600	5867.600	RESISTENTE
10274.49927	NO FISURADO	2271.000	37.400	2271.000	RESISTENTE
65293.744	NO FISURADO	35249.400	73.200	35249.400	RESISTENTE
10270.06293	NO FISURADO	2267.700	38.800	2267.700	RESISTENTE
16944.466	NO FISURADO	5867.500	37.400	5867.500	RESISTENTE
10357.564	NO FISURADO	2689.500	43.500	2689.500	RESISTENTE
28686.644	NO FISURADO	20389.300	57.600	20389.300	RESISTENTE
18423.211	NO FISURADO	11006.900	37.500	11006.900	RESISTENTE
8068.666749	NO FISURADO	2952.800	24.900	2952.800	RESISTENTE
7845.587	NO FISURADO	3152.300	43.400	3152.300	RESISTENTE
101204.382	NO FISURADO	155.200	50141.900	50141.900	RESISTENTE
29971.079	NO FISURADO	42.700	9049.700	9049.700	RESISTENTE
18392.4585	NO FISURADO	38.600	3267.300	3267.300	RESISTENTE
7803.27971	NO FISURADO	15.600	998.600	998.600	RESISTENTE
17580.301	NO FISURADO	33.500	4291.800	4291.800	RESISTENTE
7772.107128	NO FISURADO	15.600	1001.600	1001.600	RESISTENTE
18333.66562	NO FISURADO	38.400	3285.000	3285.000	RESISTENTE
30559.028	NO FISURADO	22.300	9126.700	9126.700	RESISTENTE
101198.77	NO FISURADO	94.200	53235.500	53235.500	RESISTENTE

Fuente: Elaboración propia

4.1.1.8. NECESIDAD DE REFORZAR HORIZONTALMENTE EL MURO

Cuadro 4.5: *Necesidad de reforzar horizontalmente*

Muro	$\sigma m = \frac{Pm}{L * t}$	Ve (Kg)	Vm (Kg)	Me (Kg-m)	$\frac{V_{m1}}{V_{e1}}$	$2 \leq \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \leq 3$	V_u (Kg)	M_u (Kg-m)	Condición
1 X	4.895761381	1598.3	8034.877	1841.100	5.027	3.000	4794.9	5523.300	Reforzar
2 X	5.546875981	1508.5	7979.210	1922.000	5.289	3.000	4525.5	5766.000	Reforzar
3 X	4.931740891	5269.5	18705.904	11654.400	3.550	3.000	15808.5	34963.200	Reforzar
4 X	4.912482517	10110.4	28850.335	24869.700	2.854	2.854	28850.335	70966.448	Reforzar
5 X	4.567355769	1342.4	10367.937	2137.500	7.723	3.000	4027.2	6412.500	Reforzar
6 X	4.721035503	2933.8	16985.038	6401.600	5.789	3.000	8801.4	19204.800	Reforzar
7 X	4.600625	1135.5	10274.499	1841.000	9.048	3.000	3406.5	5523.000	Reforzar
8 X	4.766238462	17624.7	65293.744	84511.200	3.705	3.000	52874.1	253533.600	Reforzar
9 X	4.605528846	1133.9	10270.063	1839.800	9.057	3.000	3401.7	5519.400	Reforzar
10 X	4.655857988	2933.7	16944.466	6400.800	5.776	3.000	8801.1	19202.400	Reforzar
11 X	4.540913462	1344.7	10357.564	2137.600	7.703	3.000	4034.1	6412.800	Reforzar
12 X	4.76201049	10194.6	28686.644	24689.700	2.814	2.814	28686.644	69474.490	Reforzar
13 X	4.531336032	5503.5	18423.211	11176.000	3.348	3.000	16510.5	33528.000	Reforzar
14 X	6.122574568	1476.4	8068.667	1903.000	5.465	3.000	4429.2	5709.000	Reforzar
15 X	4.279937206	1576.2	7845.587	1817.700	4.978	3.000	4728.6	5453.100	Reforzar
1 Y	4.836176251	25071	101204.382	95434.600	4.037	3.000	75213	286303.800	Reforzar
2 Y	5.956888112	4524.8	29971.079	11892.800	6.624	3.000	13574.4	35678.400	Reforzar
3 Y	7.853402367	1633.7	18392.459	4410.500	11.258	3.000	4901.1	13231.500	Reforzar
4 Y	7.087881242	499.3	7803.280	1036.300	15.628	3.000	1497.9	3108.900	Reforzar
5 Y	5.795976331	2145.9	17580.301	3510.600	8.193	3.000	6437.7	10531.800	Reforzar
6 Y	7.019487179	500.8	7772.107	1041.200	15.519	3.000	1502.4	3123.600	Reforzar
7 Y	7.760828402	1642.5	18333.666	4434.700	11.162	3.000	4927.5	13304.100	Reforzar
8 Y	6.553286713	4563.4	30559.028	12009.700	6.697	3.000	13690.2	36029.100	Reforzar
9 Y	4.841638038	26617.8	101198.770	96792.400	3.802	3.000	79853.4	290377.200	Reforzar

f'm =	65 Kg/cm²	*h* =	2.8 m	$\frac{A_S}{s * t} \geq 0.001$		As =		0.546	cm2
0.15f'm =	9.75 Kg/cm²	*v'm* =	8.1 Kg/cm²			1/4''		0.635	cm
0.05f'm =	3.25 Kg/cm²					As =		0.31669217	cm2
				2	ϕ	1/4	@	0.42	

Fuente: Elaboración propia

4.1.1.9. VERIFICACIÓN DE MOMENTO DE VOLTEO

La norma E–030 indica que cada estructura y su cimentación deben diseñarse de tal forma que resistan conjuntamente el momento de volteo que produce un sismo. Se evaluará según el factor de seguridad calculado mediante el momento de volteo y el momento resistente, el cual deberá ser mayor o igual a 1.2.

1. **Momento de volteo**

$$\mathbf{Mv} = \sum \mathbf{Fi}.\mathbf{hi}$$

Mv = Momento de volteo
Fi = Fuerza sísmica en el i-esimo nivel
hi = Altura en el i-esimo nivel

Cuadro 4.6: *Momento de volteo*

Pisos	hi	Fi X (kg)	Fi Y (kg)	Mvi X (kg-m)	Mvi Y (kg-m)
4	2.8	42555.5	40545.4	119155.4	113527.12
3	2.6	86004	85847.8	223610.4	223204.28
2	2.6	114384.2	117105.4	297398.92	304474.04
1	2.6	129419.2	134494.2	336489.92	349684.92
			Total:	976654.64	990890.36

Fuente: Elaboración propia

2. **Momento resistente**

$$\mathbf{Mr} = \sum \mathbf{Wi}.\mathbf{xi}$$

Mr: Momento resistente.
Wi: Peso total i-esimo nivel
xi: Longitud perpendicular al centro de gravedad al punto de volteo

Cuadro 4.7: *Momento resistente*

Pisos	Wpisos (kg)	Longitud al C.G. (m)		Momento resistente	
		X	Y	MriX (kg-m)	MriY (kg-m)
4	48134.86	4.9432	7.758	237940.24	373430.2439
3	83686.44	4.9343	7.7231	412934.0009	646318.7448
2	83686.44	4.9343	7.7231	412934.0009	646318.7448
1	93816.93	4.8765	7.8134	457498.2591	733029.2009
			Total:	1521306.501	2399096.934

Fuente: Elaboración propia

$$\mathbf{Fs} = \frac{\boldsymbol{Mr}}{\boldsymbol{Mv}} \gg \mathbf{1.2}$$

Fs X = 1.6 Cumple
Fs Y = 2.4 Cumple

4.1.1.10. DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONFINAMIENTO

Cuadro 4.8: *Diseño de columnas de confinamiento*

DISEÑO DE COLUMNA DE CONFINAMIENTO																	
Muro	Longitud (m)	Altura (m)	M (Kg-m)	F (Kg)	Número de Columnas Nc	Long. Paño Mayor, Lm (m)	0.5 L (m)	Pc (Kg)	δ	As (cm²)	Arreglo	Vc (Kg)	T (Kg)	C (Kg)	An (cm²)	Acf (cm²)	D (cm)
1 X	1.225	2.8	-5725.528	-9347.800	2.000	-	0.613	3446.2	1	2.010619298	4 φ 8mm	2008.719	12794.000	5901.60049	195.000	195	20
2 X	1.225	2.8	-5404.894	-8824.316	2.000	-	0.613	3865.65	1	2.010619298	4 φ 8mm	1994.802	12689.966	4958.666159	195.000	195	25
3 X	2.85	2.8	8774.934	6157.849	2.000	-	1.425	8044.9	1	2.010619298	4 φ 8mm	4676.476	1887.051	14202.7487	195.000	195	25
4 X	4.4	2.8	30575.979	13898.172	2.000	-	2.200	12357.25	1	2.010619298	4 φ 8mm	7212.584	1540.922	26255.42229	195.000	202.0331583	25
5 X	1.6	2.8	-8102.612	-10128.265	2.000	-	0.800	4225.95	1	2.010619298	4 φ 8mm	2591.984	14354.215	5902.31475	195.000	195	25
6 X	2.6	2.8	-4574.253	-3518.656	2.000	-	1.300	7165.3	1	2.010619298	4 φ 8mm	4246.260	10683.956	3646.643692	195.000	195	25
7 X	1.6	2.8	-8861.299	-11076.624	2.000	-	0.800	4263.55	1	2.010619298	4 φ 8mm	2568.625	15340.174	6813.07372	195.000	195	25
8 X	10	2.8	162122.358	32424.472	3.000	5	5.000	18324.26667	1	2.010619298	4 φ 8mm	12242.577	14100.205	50748.73835	360.854	342.9293277	35
9 X	1.6	2.8	-8858.688	-11073.360	2.000	-	0.800	4267.6	1	2.010619298	4 φ 8mm	2567.516	15340.960	6805.76013	195.000	195	25
10 X	2.6	2.8	-4519.852	-3476.810	2.000	-	1.300	7077.1	1	2.010619298	4 φ 8mm	4236.117	10553.910	3600.290462	195.000	195	25
11 X	1.6	2.8	-8087.790	-10109.737	2.000	-	0.800	4203.4	1	2.010619298	4 φ 8mm	2589.391	14313.137	5906.337	195.000	195	25
12 X	4.4	2.8	29313.188	13324.176	2.000	-	2.200	12001.4	1	2.010619298	4 φ 8mm	7171.661	1322.776	25325.57648	195.000	200.8868627	25
13 X	2.85	2.8	7735.505	5428.424	2.000	-	1.425	7430.35	1	2.010619298	4 φ 8mm	4605.803	2001.926	12858.77428	195.000	195	25
14 X	1.225	2.8	-5587.133	-9121.851	2.000	-	0.613	4215.25	1	2.010619298	4 φ 8mm	2017.167	13337.101	4906.600529	195.000	195	25
15 X	1.225	2.8	-5530.722	-9029.750	2.000	-	0.613	3034.7	1	2.010619298	4 φ 8mm	1961.397	12064.450	5995.049878	195.000	195	25
1 Y	15.45	2.8	144617.665	18720.733	7.000	4.325	7.725	12335.48571	1	2.010619298	4 φ 8mm	9487.911	6385.248	31056.21907	203.251	265.7678099	30
2 Y	4.4	2.8	-6281.111	-2855.050	2.000	-	2.200	14793.65	1	2.010619298	4 φ 8mm	7492.770	17648.700	11938.59973	195.000	209.8815056	25
3 Y	2.6	2.8	-12517.942	-9629.186	2.000	-	1.300	11323.9	0.8	2.010619298	4 φ 8mm	4598.115	20953.086	1694.713922	195.000	195	25
4 Y	1.425	2.8	-7815.692	-10969.392	2.000	-	0.713	5765.5	0.8	2.010619298	4 φ 8mm	1950.820	16734.892	5203.89171	195.000	195	25
5 Y	2.6	2.8	-14080.621	-10831.247	2.000	-	1.300	8459.35	1	2.010619298	4 φ 8mm	4395.075	19290.597	2371.897231	195.000	195	25
6 Y	1.425	2.8	-7757.350	-10887.509	2.000	-	0.713	5716.95	0.8	2.010619298	4 φ 8mm	1943.027	16604.459	5170.558742	195.000	195	25
7 Y	2.6	2.8	-12363.032	-9510.025	2.000	-	1.300	11198.95	0.8	2.010619298	4 φ 8mm	4583.416	20708.975	1688.925483	195.000	195	25
8 Y	4.4	2.8	-6753.539	-3069.791	2.000	-	2.200	16071.8	1	2.010619298	4 φ 8mm	7639.757	19141.591	13002.00945	195.000	213.9987955	25
9 Y	15.45	2.8	148698.922	19249.051	7.000	4.325	7.725	12332	1	2.010619298	4 φ 8mm	9487.385	6917.051	31581.05139	207.451	265.7530725	30

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 4.9: *Diseño de columnas de estribos, refuerzos verticales y diseño de vigas soleras*

DISEÑO DE ESTRUBOS Y REFUERZO LONGITUDINAL											DISEÑO DE VIGAS SOLERAS			
Ac (cm²)	An (cm²)	Asf (cm²)	Ast (cm²)	As-requerida (cm²)	Arreglo	As-existente (cm²)	tn (cm)	S1 (cm)	S2 (cm)	S3 (cm)	Ts (Kg)	As-requerida (cm²)	Arreglo	As-existente (cm²)
330.000	260.000	0.703	3.5838 Kg/cm²	4.287	4 φ1/2"	5.08	11	14.258	4.798	5.000	2008.71925	0.531	4 φ3/8"	2.880
405.000	325.000	0.698	3.5546 Kg/cm²	4.253	4 φ1/2"	5.08	11	15.595	4.798	6.250	1994.802437	0.528	4 φ3/8"	2.880
405.000	325.000	1.637	0.5286 Kg/cm²	2.166	4 φ3/8"	2.88	11	15.595	4.798	6.250	4676.476	1.237	4 φ3/8"	2.880
405.000	325.000	2.525	0.4316 Kg/cm²	2.957	4 φ3/8"	2.88	11	15.595	4.798	6.250	7212.58375	1.908	4 φ3/8"	2.880
405.000	325.000	0.908	4.0208 Kg/cm²	4.928	4 φ1/2"	5.08	11	15.595	4.798	6.250	2591.98425	0.686	4 φ3/8"	2.880
405.000	325.000	1.487	2.9927 Kg/cm²	4.479	4 φ1/2"	5.08	11	15.595	4.798	6.250	4246.2595	1.123	4 φ3/8"	2.880
405.000	325.000	0.899	4.297 Kg/cm²	5.196	4 φ1/2" + 2 φ3/8"	6.52	11	15.595	4.798	6.250	2568.624817	0.680	4 φ3/8"	2.880
555.000	455.000	4.287	3.9496 Kg/cm²	8.236	6 φ1/2" + 2 φ 3/8"	9.06	11	17.466	4.798	8.750	16323.436	4.318	6 φ 3/8"	4.320
405.000	325.000	0.899	4.2972 Kg/cm²	5.196	4 φ1/2" + 2 φ3/8"	6.52	11	15.595	4.798	6.250	2567.515733	0.679	4 φ3/8"	2.880
405.000	325.000	1.483	2.9563 Kg/cm²	4.440	4 φ1/2"	5.08	11	15.595	4.798	6.250	4236.1165	1.121	4 φ3/8"	2.880
405.000	325.000	0.907	4.0093 Kg/cm²	4.916	4 φ1/2"	5.08	11	15.595	4.798	6.250	2589.391	0.685	4 φ3/8"	2.880
405.000	325.000	2.511	0.3705 Kg/cm²	2.882	4 φ3/8"	2.88	11	15.595	4.798	6.250	7171.661	1.897	4 φ3/8"	2.880
405.000	325.000	1.613	0.5608 Kg/cm²	2.173	4 φ3/8"	2.88	11	15.595	4.798	6.250	4605.80275	1.218	4 φ3/8"	2.880
405.000	325.000	0.706	3.7359 Kg/cm²	4.442	4 φ1/2"	5.08	11	15.595	4.798	6.250	2017.166687	0.534	4 φ3/8"	2.880
405.000	325.000	0.687	3.3794 Kg/cm²	4.066	4 φ1/2"	5.08	11	15.595	4.798	6.250	1961.39675	0.519	4 φ3/8"	2.880
480.000	390.000	3.322	1.7886 Kg/cm²	5.111	4 φ1/2" + 2 φ3/8"	6.52	11	16.634	4.798	7.500	25301.0955	6.693	4 φ1/2" + 2 φ3/8"	6.520
405.000	325.000	2.624	4.9436 Kg/cm²	7.567	4 φ1/2" + 4 φ3/8"	7.96	11	15.595	4.798	6.250	7492.76975	1.982	4 φ3/8"	2.880
405.000	325.000	1.610	5.8692 Kg/cm²	7.479	6 φ1/2"	7.62	11	15.595	4.798	6.250	4598.114625	1.216	4 φ3/8"	2.880
405.000	325.000	0.683	4.6876 Kg/cm²	5.371	4 φ1/2" + 2 φ3/8"	6.52	11	15.595	4.798	6.250	1950.819927	0.516	4 φ3/8"	2.880
405.000	325.000	1.539	5.4035 Kg/cm²	6.942	6 φ1/2"	7.62	11	15.595	4.798	6.250	4395.07525	1.163	4 φ3/8"	2.880
405.000	325.000	0.680	4.6511 Kg/cm²	5.331	4 φ1/2" + 2 φ3/8"	6.52	11	15.595	4.798	6.250	1943.026782	0.514	4 φ3/8"	2.880
405.000	325.000	1.605	5.8008 Kg/cm²	7.406	6 φ1/2"	7.62	11	15.595	4.798	6.250	4583.416406	1.213	4 φ3/8"	2.880
405.000	325.000	2.675	5.3618 Kg/cm²	8.037	4 φ1/2" + 4 φ3/8"	7.96	11	15.595	4.798	6.250	7639.757	2.021	4 φ3/8"	2.880
480.000	390.000	3.322	1.9375 Kg/cm²	5.259	4 φ1/2" + 2 φ3/8"	6.52	11	16.634	4.798	7.500	25299.6925	6.693	4 φ1/2" + 2 φ3/8"	6.520

Fuente: Elaboración propia

4.1.1.11. DETALLE DE LAS COLUMNAS

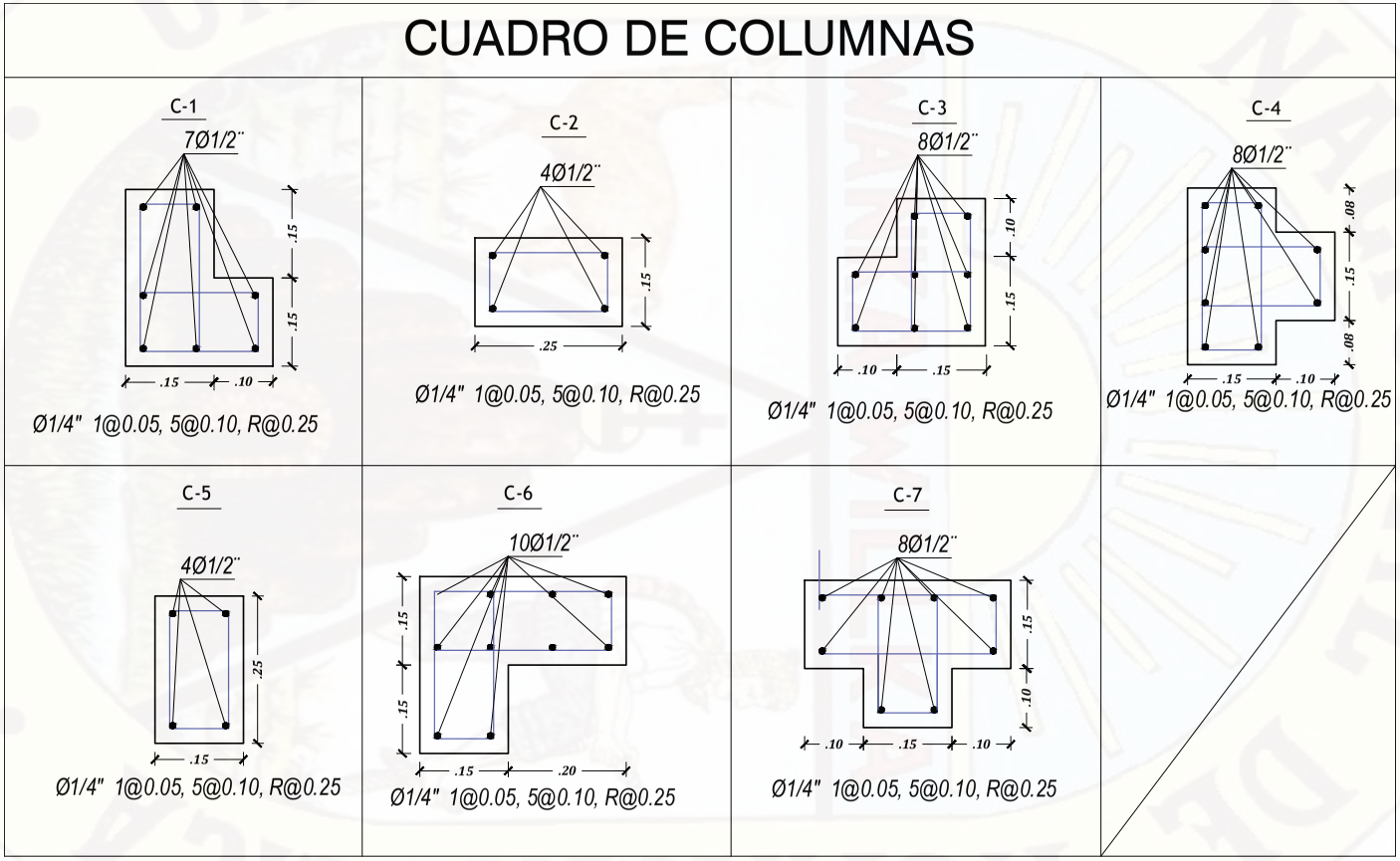


Figura 4.3: Detalle de de las columnas
Fuente: Elaboración propia

4.1.1.12. DETALLE DE LAS VIGAS

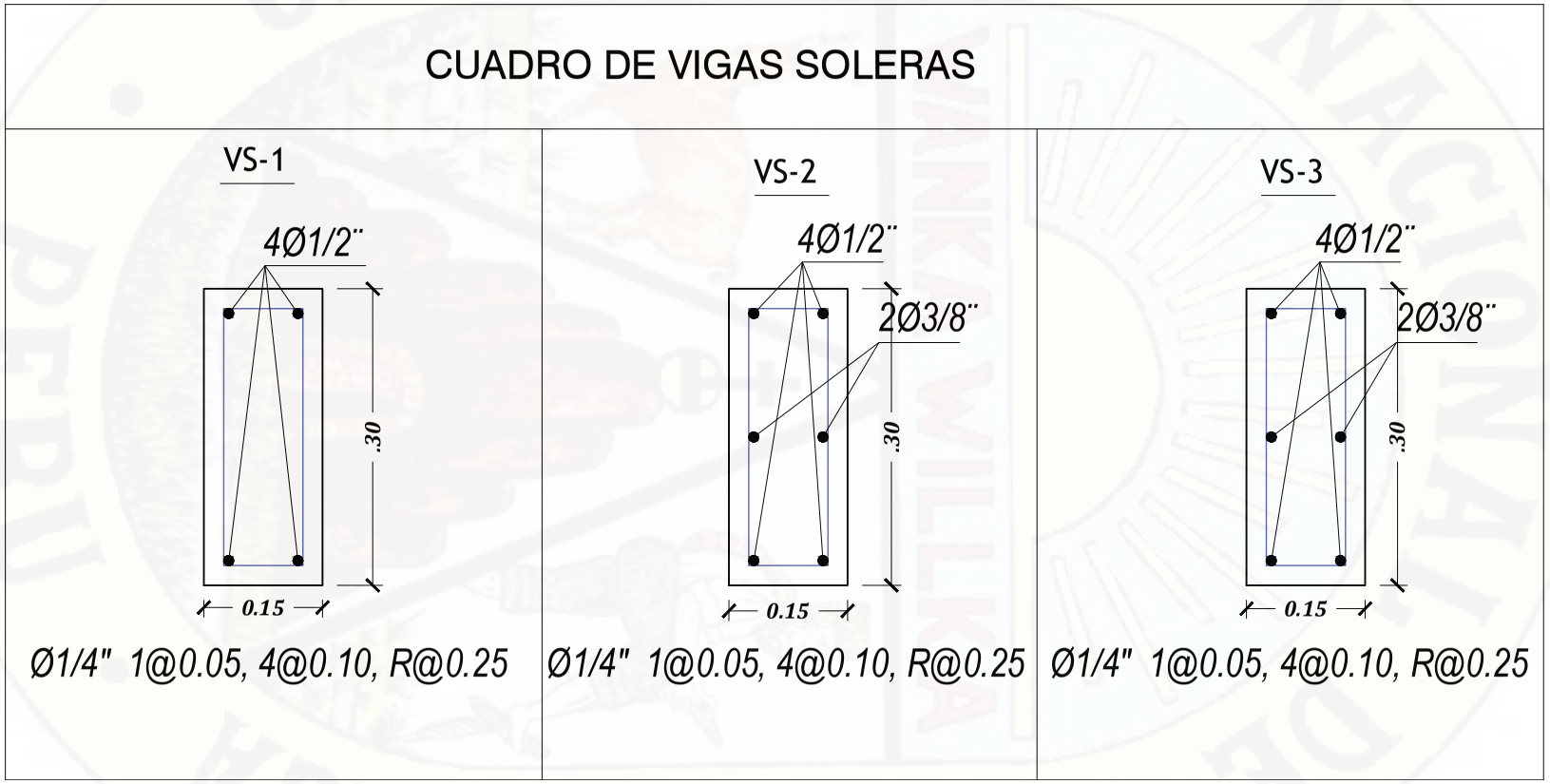


Figura 4.4: Detalle de las vigas
Fuente: Elaboración propia

4.1.2. ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO

4.1.2.1. DETERMINACIÓN DE FUERZAS PUSH EN CADA DIRECCIÓN

Bajo el criterio de distribución de las fuerzas cortantes se desarrolló en ambas direcciones (XX-YY). Las cargas se muestran a continuación en un arreglo triangular o creciente con respecto a la altura,para el PUSHOVER se pueden generar cargas laterales con las masas de la estructura y se llega a la misma capacidad de la estructura ante carga lateral. Estas cargas se muestra su valor y se colocan en el estado de carga llamado empujón de manera monotónica.

DETERMINACION DE FUERZAS PUSH EN DIRECCION XX				
Piso	**VX kg**	**FX**	**Factor**	**FpushX (kg)**
Azotea	42555.50	42555.50	2.83042900	2830.4290
Piso 3	86004.00	43448.50	2.88982374	2889.8237
Piso 2	114384.20	28380.20	1.88760891	1887.6089
Piso 1	129419.20	15035.00	1.00000000	1000.0000
Escala	1000			

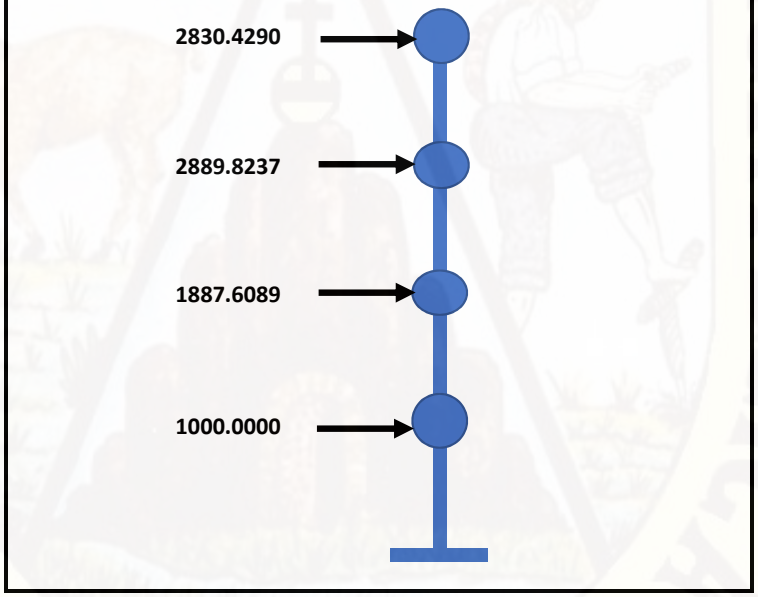


Figura 4.5: Push en dirección - XX
Fuente: Elaboración propia

DETERMINACION DE FUERZAS PUSH EN DIRECCION YY				
Piso	VY kg	FY	Factor	FpushY (kg)
Azotea	40545.40	40545.40	2.33169626	2331.6963
Piso 3	85847.80	45302.40	2.60526316	2605.2632
Piso 2	117105.40	31257.60	1.79757085	1797.5709
Piso 1	134494.20	17388.80	1.00000000	1000.0000
Escala	1000			

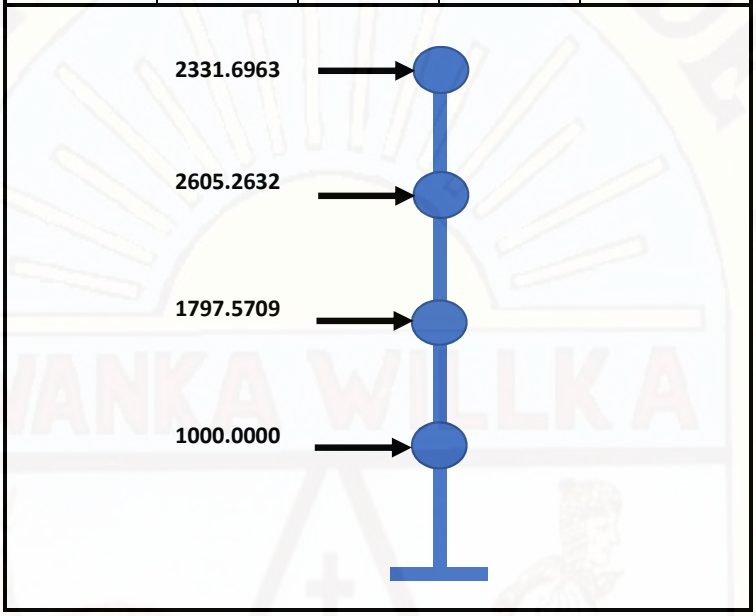


Figura 4.6: Push en dirección - YY
Fuente: Elaboración propia

4.1.2.2. RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO DE LOS MUROS DE ALBAÑILERÍA

Cuadro 4.10: *Resistencia al aplastamiento de los muros de albañilería*

RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO DE LOS MUROS DE ALBAÑILERIA						
Muros	Puntal		f'm (kg/cm2)	Rcr (kg)	Rcort(kg)	Rpuntal (kg)
	e (m)	t (m)				
1 X	0.720	0.130	65.000	60840.000	3196.700	3196.700
2 X	0.720	0.130	65.000	60840.000	3017.100	3017.100
3 X	0.900	0.130	65.000	76050.000	10538.900	10538.900
4 X	1.200	0.130	65.000	101400.000	20220.700	20220.700
5 X	0.750	0.130	65.000	63375.000	2684.900	2684.900
6 X	0.880	0.130	65.000	74360.000	5867.600	5867.600
7 X	0.750	0.130	65.000	63375.000	2271.000	2271.000
8X_1	1.320	0.130	65.000	111540.000	17624.700	17624.700
8X_2	1.320	0.130	65.000	111540.000	17624.700	17624.700
9 X	0.750	0.130	65.000	63375.000	2267.700	2267.700
10 X	0.880	0.130	65.000	74360.000	5867.500	5867.500
11 X	0.750	0.130	65.000	63375.000	2689.500	2689.500
12 X	1.200	0.130	65.000	101400.000	20389.300	20389.300
13 X	0.900	0.130	65.000	76050.000	11006.900	11006.900
14 X	0.720	0.130	65.000	60840.000	2952.800	2952.800
15 X	0.720	0.130	65.000	60840.000	3152.300	3152.300
1 Y_1	1.200	0.130	65.000	101400.000	11510.378	11510.378
1 Y_2	0.750	0.130	65.000	63375.000	7193.986	7193.986
1 Y_3	1.050	0.130	65.000	88725.000	10071.581	10071.581
1 Y_4	0.750	0.130	65.000	63375.000	7193.986	7193.986
1 Y_5	0.750	0.130	65.000	63375.000	7193.986	7193.986
1 Y_6	1.050	0.130	65.000	88725.000	10071.581	10071.581
2 Y	1.200	0.130	65.000	101400.000	9049.700	9049.700
3 Y	0.880	0.130	65.000	74360.000	3267.300	3267.300
4 Y	0.700	0.130	65.000	59150.000	998.600	998.600
5 Y	0.880	0.130	65.000	74360.000	4291.800	4291.800
6 Y	0.700	0.130	65.000	59150.000	1001.600	1001.600
7 Y	0.880	0.130	65.000	74360.000	3285.000	3285.000
8 Y	1.200	0.130	65.000	101400.000	9126.700	9126.700
9 Y_1	1.200	0.130	65.000	101400.000	11510.378	11510.378
9 Y_2	0.750	0.130	65.000	63375.000	7193.986	7193.986
9 Y_3	1.050	0.130	65.000	88725.000	10071.581	10071.581
9 Y_4	0.750	0.130	65.000	63375.000	7193.986	7193.986
9 Y_5	0.750	0.130	65.000	63375.000	7193.986	7193.986
9 Y_6	1.050	0.130	65.000	88725.000	10071.581	10071.581

Fuente: Elaboración propia

4.1.2.3. ESPECTRO DE DEMANDA PARA DIFERENTES NIVELES SÍSMICOS DE DISEÑO

Para este caso se tomó las consideraciones de la documentación ATC- 40 lo cual utiliza tres niveles de movimientos sísmicos.

1. Nivel de servicio (SE): Considera el 0.5 (DE)
2. Nivel de diseño (DE): Considera el 1 (DE)
3. Nivel máximo (ME): Considera el 1.25 (DE)

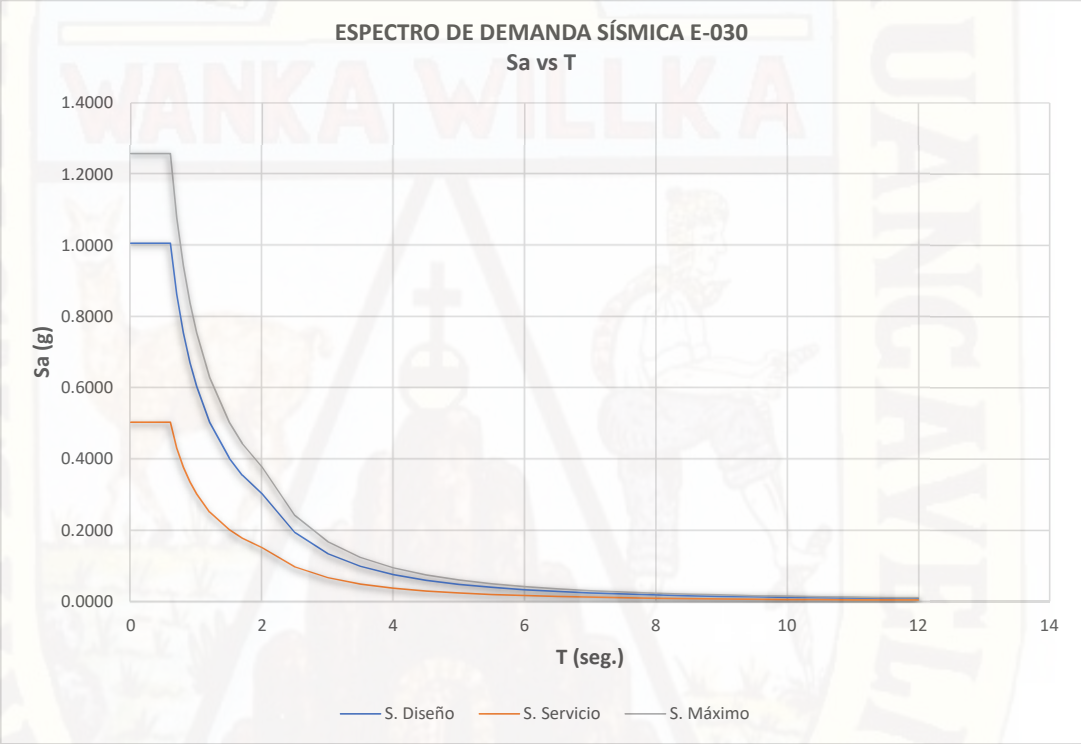


Figura 4.7: Espectro de demanda sísmica E-030 dir. XX
Fuente: Elaboración propia

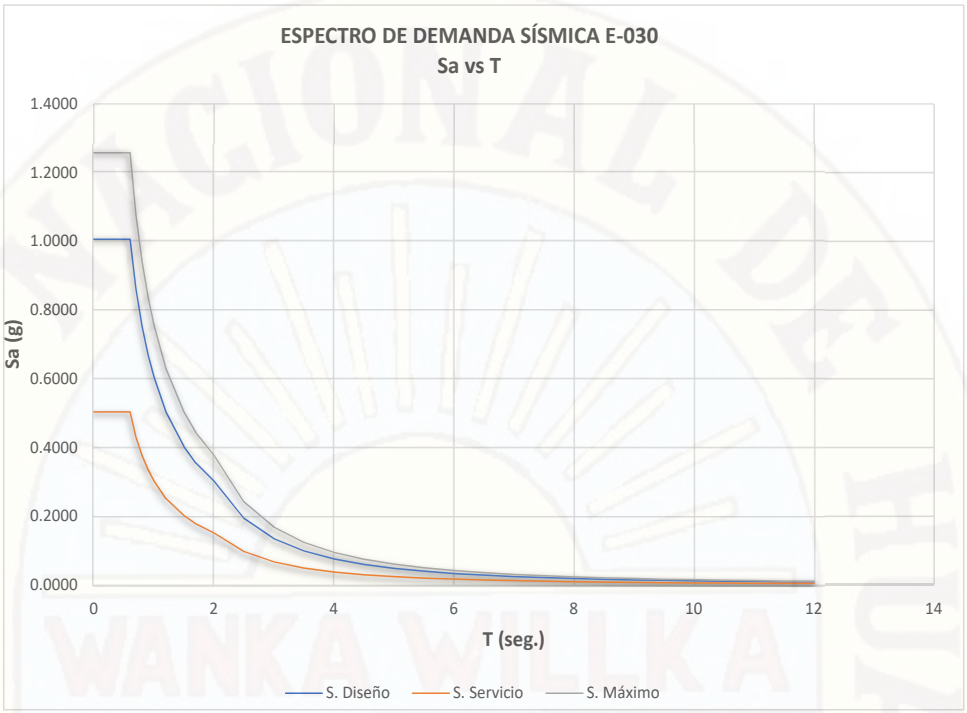


figura 4.8: Espectro de demanda sísmica E-030 dir. YY
Fuente: Elaboración propia)

4.1.2.4. RESULTADOS DE LA CURVA DE CAPACIDAD

A continuación se muestra los resultados de las curvas de capacidad obtenidas a través del software SAP 2000 y hojas de cálculo excel de la edificación en estudios bajo la teoría mencionada en el capítulo dos.

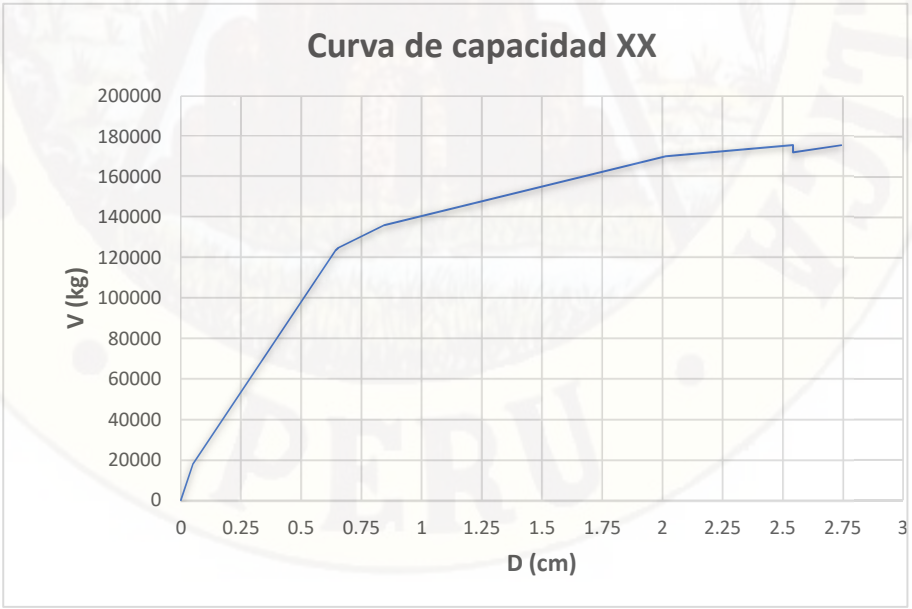


figura 4.9: Curva de capacidad en dirección XX
Fuente: Elaboración propia

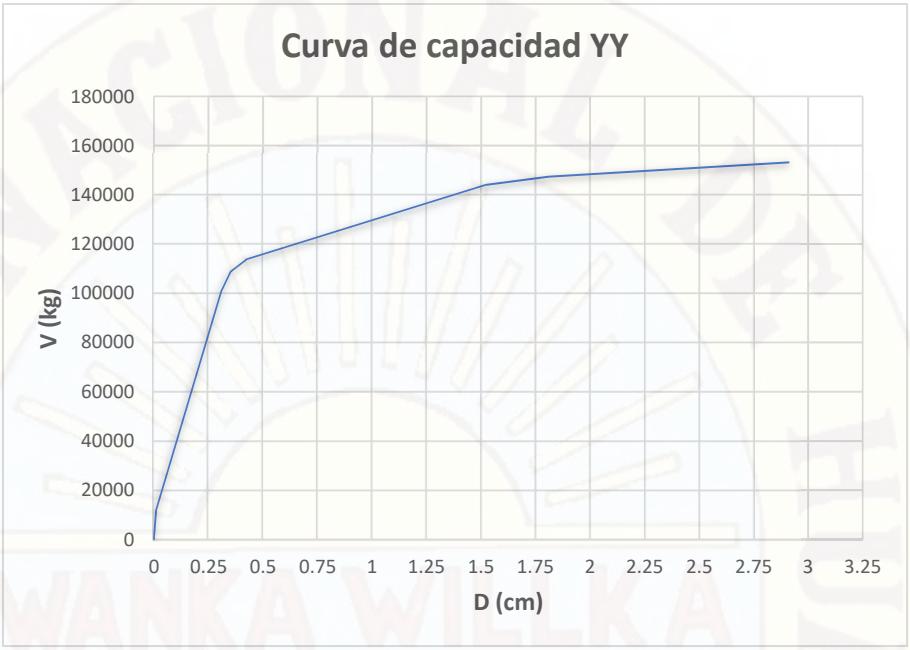


figura 4.10: Curva de capacidad en dirección YY
Fuente: Elaboración propia

4.1.2.5. CONVERSIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD A ESPECTRO DE CAPACIDAD

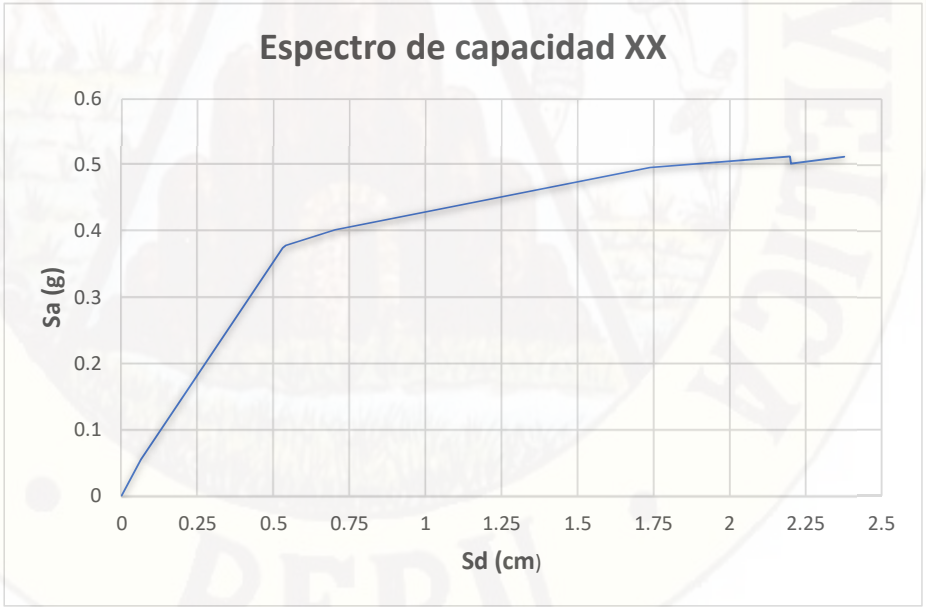


figura 4.11: Espectro de capacidad en dir. XX
Fuente: Elaboración propia

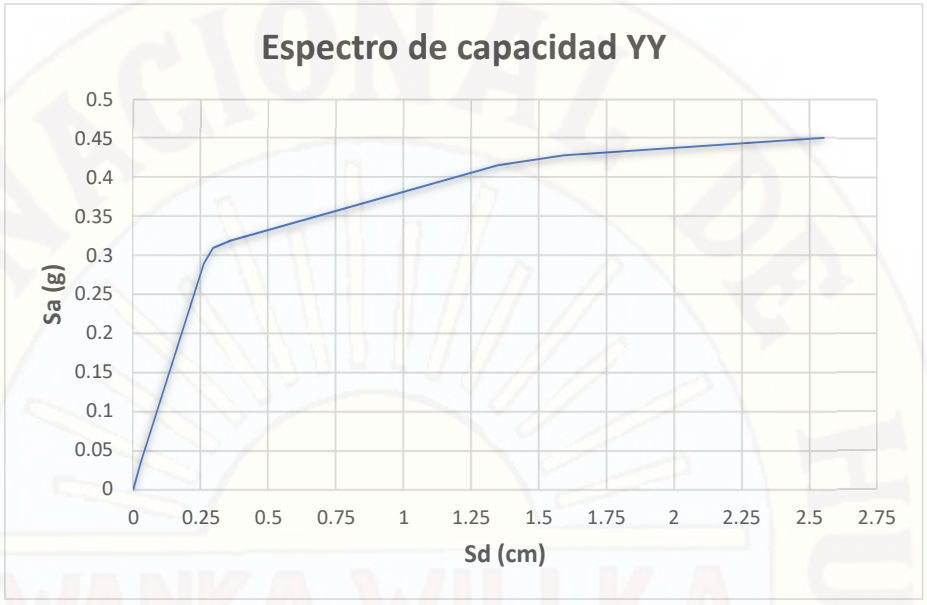


figura 4.12: Espectro de capacidad en dir. YY
Fuente: Elaboración propia)

4.1.2.6. PUNTO DE DESEMPEÑO

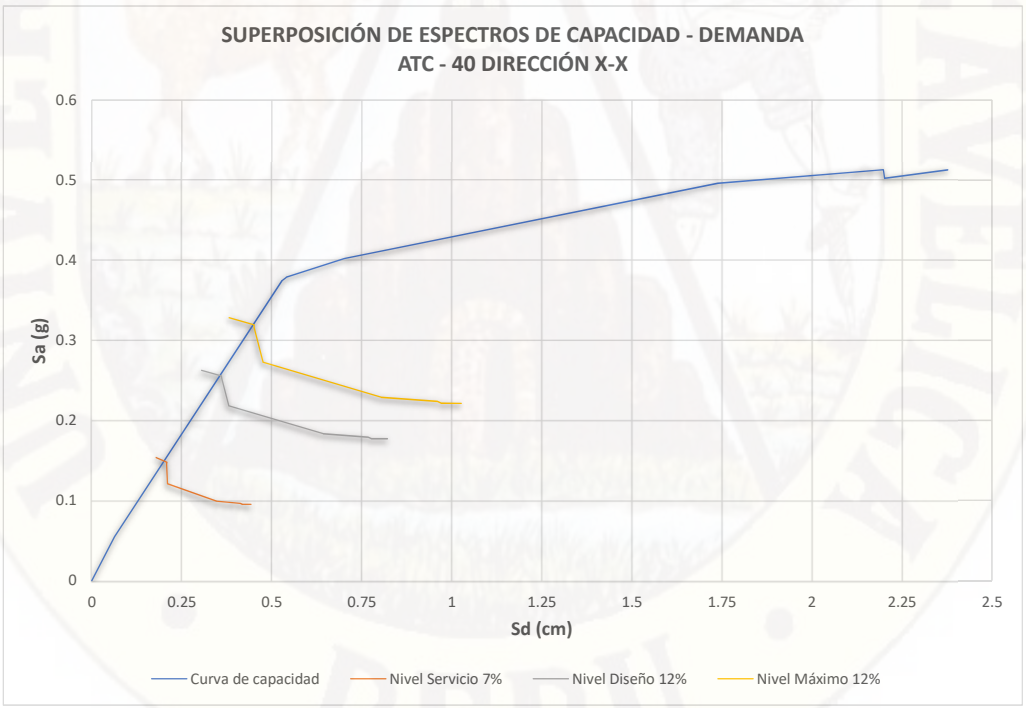


figura 4.13: Espectros capacidad - demanda ATC-40 Dir. XX
Fuente: Elabora-ción propia

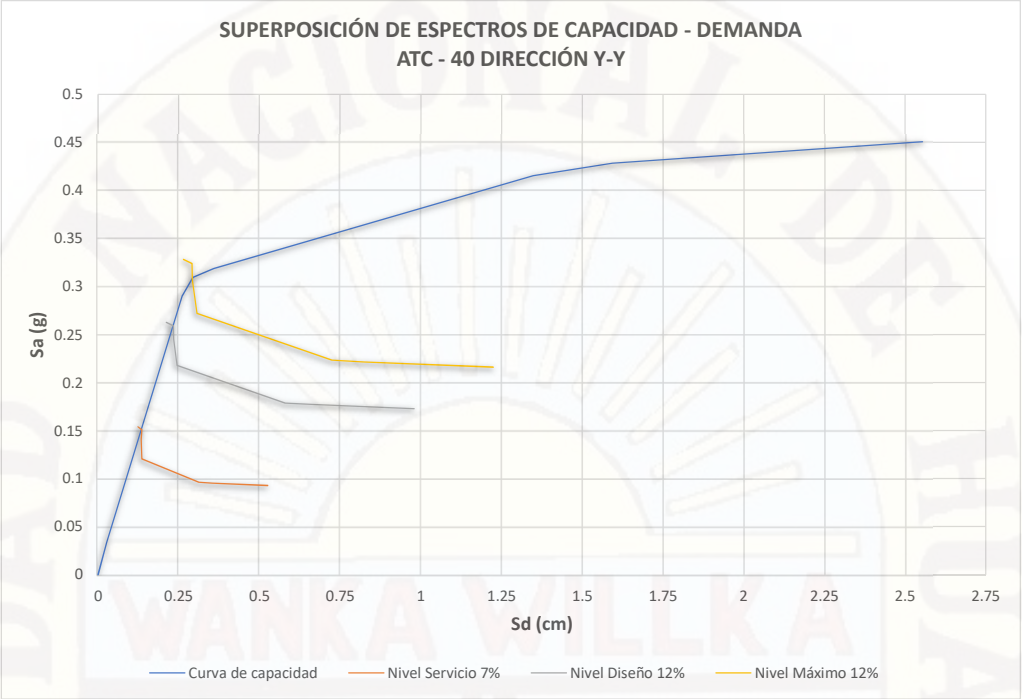


figura 4.14: Espectros capacidad - demanda ATC-40 Dir. YY
Fuente: Elabora-ción propia

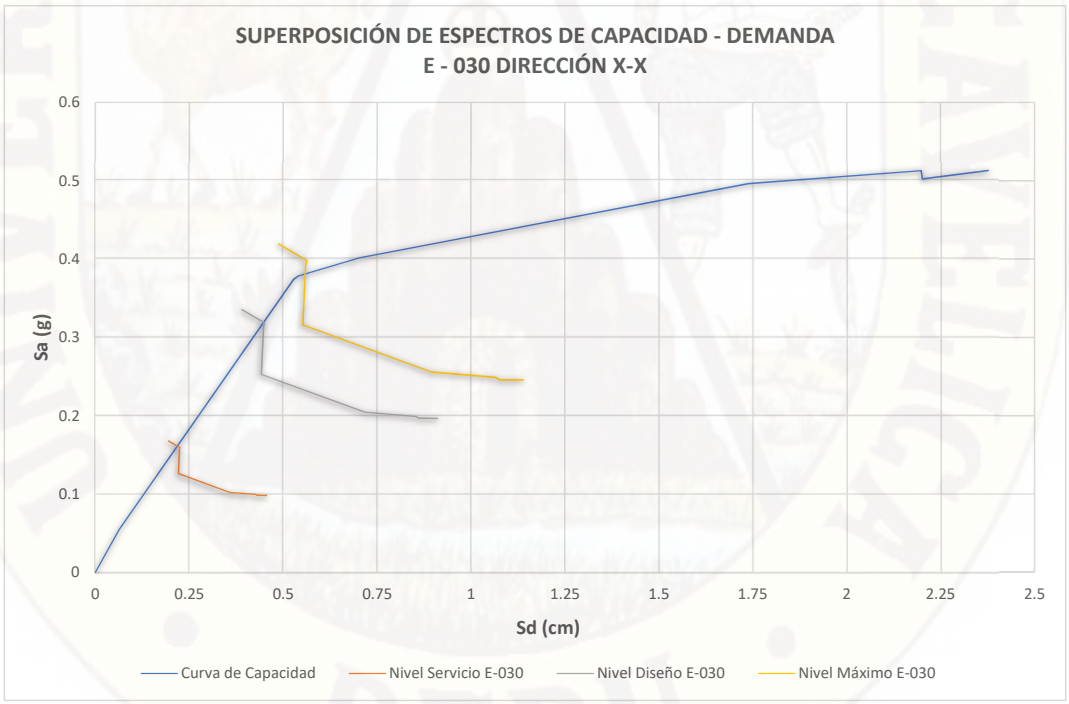


figura 4.15: Espectros capacidad - demanda E-030 Dir. XX
Fuente: Elaboración propia

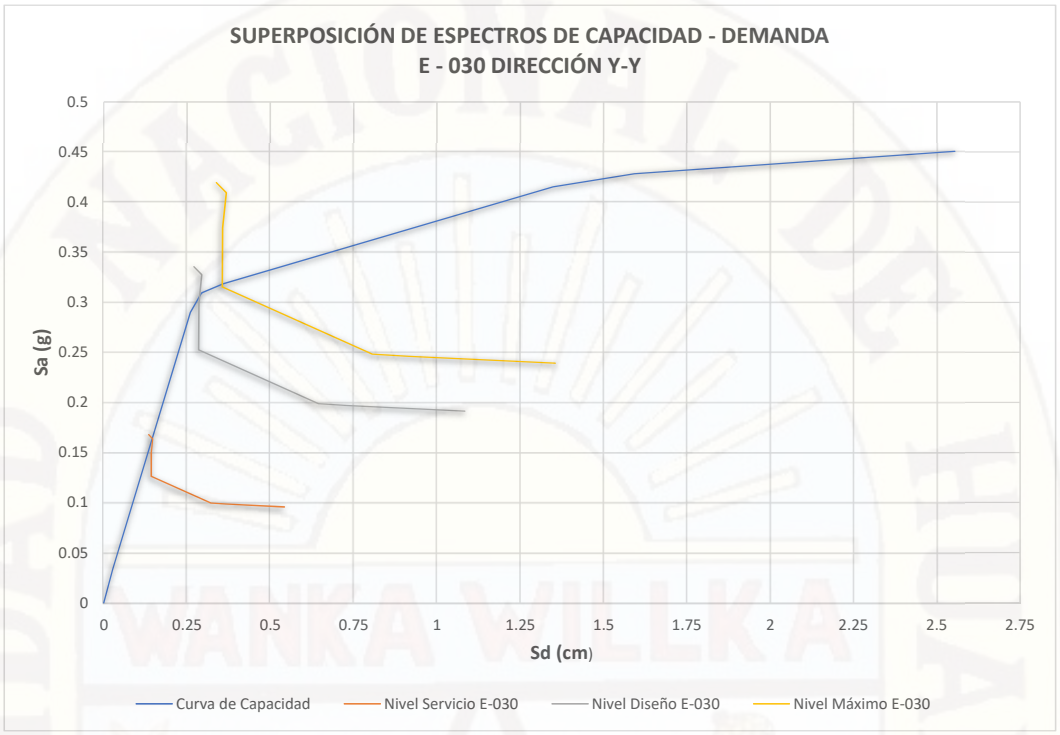


figura 4.16: Espectros capacidad - demanda E-030 Dir. YY
Fuente: Elaboración propia

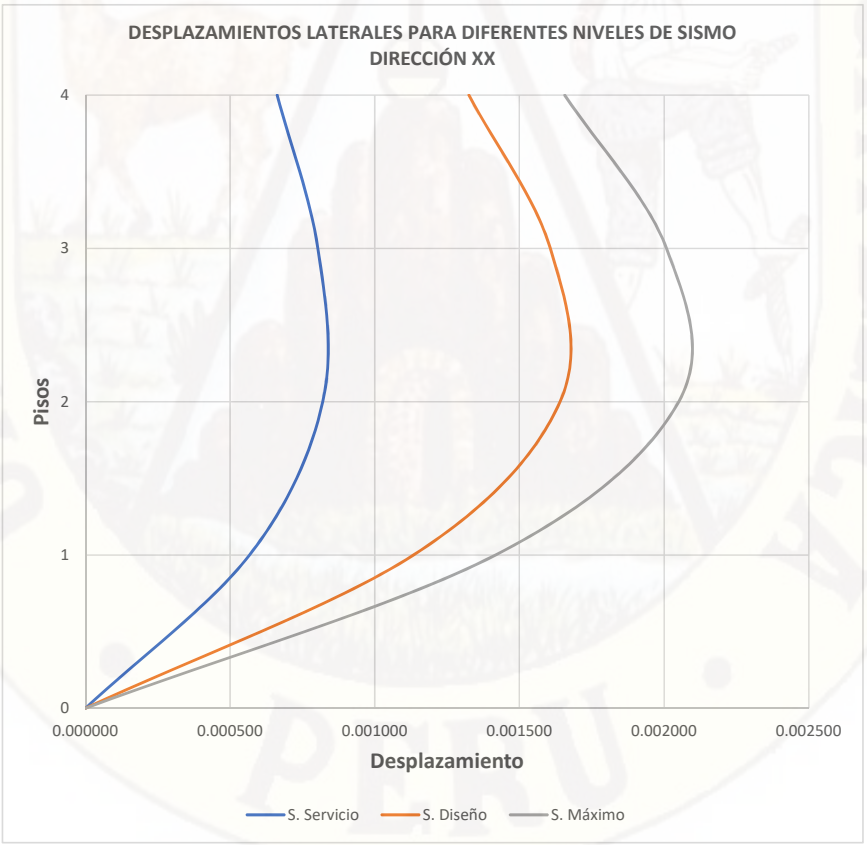


figura 4.17: Distorsiones diferentes niveles de sismo-XX
Fuente: Elaboración propia

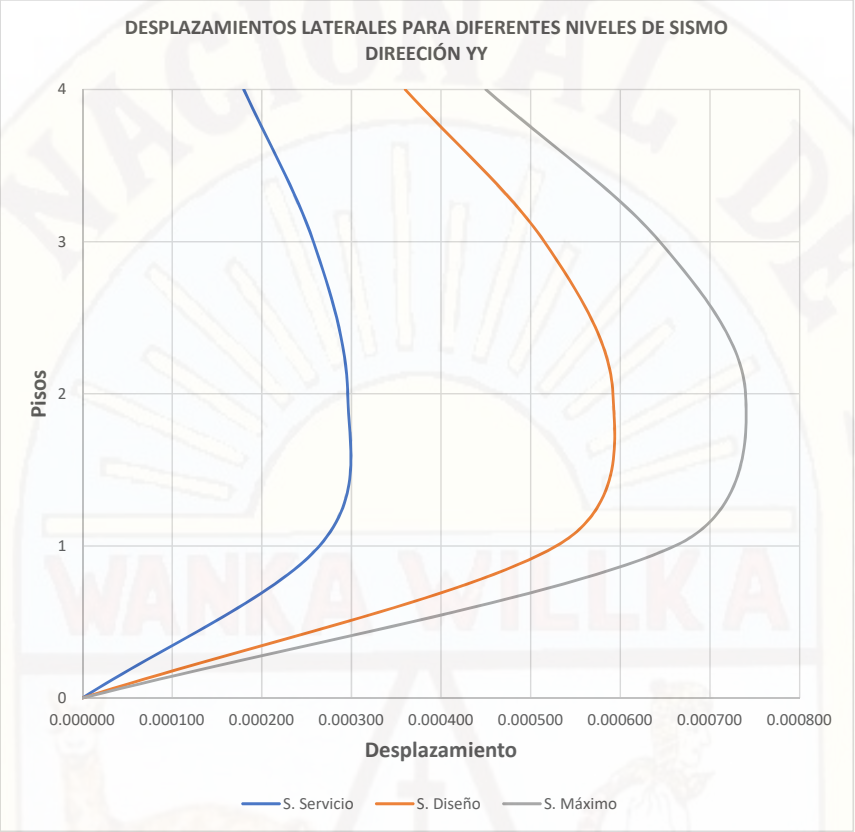


figura 4.18: Distorsiones diferentes niveles de sismo-YY
Fuente: Elaboración propia

4.1.2.7. RESULTADO DE PUNTO DE DESEMPEÑO PARA CADA NIVEL SÍSMICO

A continuación se procede con la presentación de los resultados correspondiente a los puntos de desempeño para cada nivel sísmico mencionada anteriormente en el capítulo dos, los cuales fueron determinados por los métodos de ATC-40 lo cual considera los espectro de demanda sísmica con niveles del mismo documentación, como también se considera los amortiguamientos de 7 % y 12 %, el otro método se trata de la Norma Peruana E-030 conjuntamente con los niveles sísmicos mencionadas en la documentación de ATC-40.

A. **PUNTOS DE DESEMPEÑO CON NIVELES SÍSMICOS DEL ATC-40 DIRECCIÓN XX**

Cuadro 4.11: *Punto de desempeño con niveles sísmicos del ATC-40 XX*

PUNTO DE DESEMPEÑO NIVEL DE SERVICIO 7%							
Sa (g)	Sd (cm)	D (cm)	T (seg.)	V (kg)	Drift Techo	D 1° nivel (cm)	Drif 1° nivel
0.391	0.187	0.207	0.222	45845.651	0.000818	0.1390	0.000709

PUNTO DE DESEMPEÑO NIVEL DE DISEÑO 12%							
Sa (g)	Sd (cm)	D (cm)	T (seg.)	V (kg)	Drift Techo	D 1° nivel (cm)	Drif 1° nivel
0.243	0.338	0.399	0.229	80131.781	0.00109	0.1865	0.000919

PUNTO DE DESEMPEÑO NIVEL MÁXIMO 12%							
Sa (g)	Sd (cm)	D (cm)	T (seg.)	V (kg)	Drift Techo	D 1° nivel (cm)	Drif 1° nivel
0.311	0.437	0.525	0.234	102619.25	0.00143	0.1224	0.001233

Fuente: Elaboracón propia

B. **PUNTOS DE DESEMPEÑO CON NTP E-030 Y ATC-40 DIRECCIÓN XX**

Cuadro 4.12: *Punto de desempeño con NTP E-030 y ATC-40 XX*

PUNTO DE DESEMPEÑO NIVEL DE SERVICIO							
Sa (g)	Sd (cm)	D (cm)	T (seg.)	V (kg)	Drift Techo	D 1° nivel (cm)	Drif 1° nivel
0.151	0.204	0.229	0.223	49825.0229	0.000663	0.1141	0.000567

PUNTO DE DESEMPEÑO NIVEL DE DISEÑO							
Sa (g)	Sd (cm)	D (cm)	T (seg.)	V (kg)	Drift Techo	D 1° nivel (cm)	Drif 1° nivel
0.312	0.439	0.527	0.234	103028.42	0.001325	0.2281	0.001134

PUNTO DE DESEMPEÑO NIVEL MÁXIMO							
Sa (g)	Sd (cm)	D (cm)	T (seg.)	V (kg)	Drift Techo	D 1° nivel (cm)	Drif 1° nivel
0.381	0.559	0.667	0.243	128258.07	0.001657	0.1426	0.001418

Fuente: Elaboración propia

C. PUNTOS DE DESEMPEÑO CON NIVELES SÍSMICOS DEL ATC-40 DIRECCIÓN YY

Cuadro 4.13: *Punto de desempeño con niveles sísmicos del ATC-40 YY*

PUNTO DE DESEMPEÑO NIVEL DE SERVICIO 7%							
Sa (g)	Sd (cm)	D (cm)	T (seg.)	V (kg)	Drift Techo	D 1° nivel (cm)	Drif 1° nivel
0.145	0.129	0.141	0.185	50685.321	0.000233	0.0845	0.000339

PUNTO DE DESEMPEÑO NIVEL DE DISEÑO 12%							
Sa (g)	Sd (cm)	D (cm)	T (seg.)	V (kg)	Drift Techo	D 1° nivel (cm)	Drif 1° nivel
0.258	0.23	0.271	0.189	89430.795	0.000323	0.1168	0.000474

PUNTO DE DESEMPEÑO NIVEL MÁXIMO 12%							
Sa (g)	Sd (cm)	D (cm)	T (seg.)	V (kg)	Drift Techo	D 1° nivel (cm)	Drif 1° nivel
0.309	0.292	0.349	0.195	108421.12	0.000360	0.1069	0.000526

Fuente: Elaboración propia

D. PUNTOS DE DESEMPEÑO CON NTP E-030 Y ATC-40 DIRECCIÓN YY

Cuadro 4.14: *Punto de desempeño con NTP E-030 y ATC-40 YY*

PUNTO DE DESEMPEÑO NIVEL DE SERVICIO							
Sa (g)	Sd (cm)	D (cm)	T (seg.)	V (kg)	Drift Techo	D 1° nivel (cm)	Drif 1° nivel
0.159	0.141	0.156	0.185	55304.196	0.00018	0.0656	0.000264

PUNTO DE DESEMPEÑO NIVEL DE DISEÑO							
Sa (g)	Sd (cm)	D (cm)	T (seg.)	V (kg)	Drift Techo	D 1° nivel (cm)	Drif 1° nivel
0.305	0.287	0.343	0.194	107280.51	0.00036	0.1312	0.000529

PUNTO DE DESEMPEÑO NIVEL MÁXIMO							
Sa (g)	Sd (cm)	D (cm)	T (seg.)	V (kg)	Drift Techo	D 1° nivel (cm)	Drif 1° nivel
0.318	0.356	0.421	0.212	113471.32	0.00045	0.134	0.000661

Fuente: Elaboración propia

4.2. Análisis de datos

4.2.0.1. ANÁLISIS DE LOS NIVELES DE DAÑO

A continuación se procede a determinar el grado de daño detallado de acuerdo con el cuadro 2.11 calculado para diferentes niveles de sismo y en ambas direcciones, para ATC - 40 como también para el caso de E - 030 con los niveles sísmicos de la documentación ATC -40.

A. **GRADO DE DAÑO PARA CADA NIVEL DE DEMANDA SÍSMICA DEL ATC-40: ANÁLISIS EN DIRECCIÓN XX**

Cuadro 4.15: *Grado de daño según ATC-40 Dir. XX*

NIVEL SÍSMICO	DISTORSION	DAÑO (Sa vs Driff techo)
N. Servicio	0.08	Ligero (I) a Moderado (II,III)
N. Diseño	0.11	Ligero (I) a Moderado (II,III)
N. Máximo	0.14	Moderado (II,III) a Fuerte (III)

NIVEL SÍSMICO	DISTORSION	DAÑO (Sa vs Driff 1° nivel)
N. Servicio	0.07	Ligero (I) a Moderado (II,III)
N. Diseño	0.09	Ligero (I) a Moderado (II,III)
N. Máximo	0.12	Moderado (II,III) a Fuerte (III)

Fuente: Elaboración propia

B. **GRADO DE DAÑO PARA ESPECTROS DE DEMANDA NTP E-030 CON NIVELES SÍSMICOS DEL ATC-40: ANÁLISIS EN DIRECCIÓN XX**

Cuadro 4.16: *Daño E-030 con niveles de ATC-40 Dir. XX*

NIVEL SÍSMICO	DISTORSION	DAÑO (Sa vs Driff techo)
N. Servicio	0.07	Ligero (I) a Moderado (II,III)
N. Diseño	0.13	Moderado (II,III)
N. Máximo	0.16	Moderado (II,III) a Fuerte (III)

NIVEL SÍSMICO	DISTORSION	DAÑO (Sa vs Driff 1° nivel)
N. Servicio	0.06	Ligero (I) a Moderado (II,III)
N. Diseño	0.11	Ligero (I) a Moderado (II,III)
N. Máximo	0.14	Moderado (II,III) a Fuerte (III)

Fuente: Elaboración propia

C. **GRADO DE DAÑO PARA CADA NIVEL DE DEMANDA SÍSMICA DEL ATC-40: ANÁLISIS EN DIRECCIÓN YY**

Cuadro 4.17: *Grado de daño según ATC-40 Dir. YY*

NIVEL SÍSMICO	DISTORSION	DAÑO (Sa vs Driff techo)
N. Servicio	0.02	Ligero (I)
N. Diseño	0.03	Ligero (I)
N. Máximo	0.04	Ligero (I)

NIVEL SÍSMICO	DISTORSION	DAÑO (Sa vs Driff 1° nivel)
N. Servicio	0.03	Ligero (I)
N. Diseño	0.05	Ligero (I) a Moderado (II,III)
N. Máximo	0.06	Ligero (I) a Moderado (II,III)

Fuente: Elaboración propia

D. **GRADO DE DAÑO PARA ESPECTROS DE DEMANDA NTP E-030 CON NIVELES SÍSMICOS DEL ATC-40: ANÁLISIS EN DIRECCIÓN YY**

Cuadro 4.18: *Daño E-030 con niveles de ATC-40 Dir. YY*

NIVEL SÍSMICO	DISTORSION	DAÑO (Sa vs Driff techo)
N. Servicio	0.02	Ligero (I)
N. Diseño	0.04	Ligero (I)
N. Máximo	0.05	Ligero (I) a Moderado (II,III)

NIVEL SÍSMICO	DISTORSION	DAÑO (Sa vs Driff 1° nivel)
N. Servicio	0.03	Ligero (I)
N. Diseño	0.05	Ligero (I) a Moderado (II,III)
N. Máximo	0.07	Ligero (I) a Moderado (II,III)

Fuente: Elaboración propia

DISCUSIÓN DE RESULTADOS

ANÁLISIS EN LA DIRECCIÓN XX

En general, el grado de daño efectuado por cada nivel de demanda sísmica de la norma E-030 es superior al grado de daño efectuado por la demanda sísmica del ATC-40 como se percibe en los cuadros 4.11 y 4.12

- Para el **nivel sísmico de servicio**, el grado de daño obtenido con el espectro de demanda del ATC-40 es ligero (I) a moderado (II y III)

tendiendo a ligero(I), lo cual es lo mismo que el grado de daño obtenido con el espectro de demanda de la norma E-030 con niveles sísmicos de la documentación ATC-40.

Por tanto, se desarrolla los daños como: Fisuras horizontales por flexion, fisuras verticales por flexión muy próximo a los elementos de confinamiento.

- Para el caso de **nivel sísmico de diseño**, el grado de daño obtenido con el espectro de demanda del ATC-40 es ligero (I) a moderado (II y III) tendiendo a moderado (II y III) lo cual es muy aproximado a lo obtenido mediante el espectro de demanda de la norma E-030 con niveles sísmicos del ATC-40 que es moderado (II y III).

  De acuerdo a lo mencionado anteriormente este daño obtenido genera el primer agrietamiento por tensión diagonal de la albañilería.

- Para el **nivel sísmico máximo**, el grado de daño obtenido con el espectro de demanda del ATC-40 es moderado (II y III) a fuerte (III) tendiendo a moderado (II y III), lo cual es muy similar a lo obtenido mediante el espectro de demanda de la norma E-030 con los niveles sísmicos del ATC-40 que es moderado (II y III) a fuerte (III) tendiendo a moderado.

  Esta determinación nos muestra agrietamiento por tension diagonal.

ANÁLISIS EN LA DIRECCIÓN YY

En general, el grado de daño efectuado por cada nivel de demanda sísmica de la norma E-030 es prácticamente igual que al grado de daño efectuado por la demanda sísmica del ATC-40 como se percibe en los cuadros 4.13 y 4.14

- Para el caso de **nivel sísmico de servicio**, el grado de daño obtenido con el espectro de demanda del ATC-40 es ligero (I) lo cual es exactamente lo mismo a lo obtenido mediante el espectro de demanda de la

norma E-030 con niveles sísmicos del ATC-40 que es moderado (II y III).

Por tanto, se desarrolla los daños no tan considerables como: Fisuras horizontales por flexion, fisuras verticales por flexión muy próximo a los elementos de confinamiento.

- Para el **nivel sísmico de diseño**, el grado de daño obtenido con el espectro de demanda del ATC-40 es ligero (I), lo cual es prácticamente igual a lo obtenido mediante el espectro de demanda de la norma E-030 con los niveles sísmicos del ATC-40 ligero (I), a diferencia de los daños obtenidos en el primer nivel que es ligero (I) a moderado (II y III) tendiendo a ligero (I) por tanto, en general, en este nivel el grado de daño es ligero(I) en ambos casos.

  Por tanto, se desarrolla los daños no tan considerables como: Fisuras horizontales por flexion, fisuras verticales por flexión muy próximo a los elementos de confinamiento.

- Para el **nivel sísmico máximo**, el grado de daño obtenido con el espectro de demanda del ATC-40 es ligero (I) a moderado (II y III) tendiendo a ligero (I), lo cual es muy similar a lo obtenido mediante el espectro de demanda de la norma E-030 con los niveles sísmicos del ATC-40 que es ligero (I) a moderado (II y III) tendiendo a ligero (I).

  Por tanto, se desarrolla los daños no tan considerables como: Fisuras horizontales por flexion, fisuras verticales por flexión muy próximo a los elementos de confinamiento.

  Y como se puede ver los resultados son muy similares a la investigacón desarrollada segun Santana (2012).

4.2.0.2. ANÁLISIS DEL ESTADO LÍMITE

A continuación se presenta los resultados del estado límite para espectro de demanda sísmica ATC - 40 como también para espectro de demanda sísmica de la norma E - 030 con niveles de la documentación ATC - 40 para ambas direcciones, los cuales ayudan determinar si una estructura cumple con los ob-

jetivos de desempeño bajo los criterios mencionados en el cuadro 2.12 de la presenta investigación.

Y como se puede ver los resultados son muy similares a la investigacón desarrollada segun Santana (2012).

A. **ESTADO LÍMITE PARA CADA NIVEL DE DEMANDA SÍSMICA DEL ATC-40: ANÁLISIS EN DIRECCIÓN XX**

Cuadro 4.19: *Estado límite demanda de ATC-40 Dir. XX*

Servicio	0.08	Estado límite operacional
N. Diseño	0.11	Estado límite daño controlado
N. Máximo	0.14	Estado límite daño controlado

Fuente: Elaboración propia

B. **ESTADO LÍMITE PARA ESPECTRO DE DEMANDA SÍSMICA DE LA NORMA E-030: ANÁLISIS EN DIRECCIÓN XX**

Cuadro 4.20: *Estado límite para espectro de demanda E-030 Dir. XX*

N. Servicio	0.07	Estado límite operacional
N. Diseño	0.13	Estado límite daño controlado
N. Máximo	0.16	Estado límite daño controlado

Fuente: Elaboración propia

C. **ESTADO LÍMITE PARA CADA NIVEL DE DEMANDA SÍSMICA DEL ATC-40: ANÁLISIS EN DIRECCIÓN YY**

Cuadro 4.21: *Estado límite demanda de ATC-40 Dir. YY*

N. Servicio	0.02	Estado límite de servicio
N. Diseño	0.03	Estado límite de servicio
N. Máximo	0.04	Estado límite de servicio

Fuente: Elaboración propia

D. **ESTADO LÍMITE PARA ESPECTRO DE DEMANDA SÍSMICA DE LA NORMA E-030: ANÁLISIS EN DIRECCIÓN YY**

Cuadro 4.22: *Estado límite para espectro de demanda E-030*

NIVEL SÍSMICO	DISTORSION	DAÑO (Sa vs Driff techo)
N. Servicio	0.02	Estado límite de servicio
N. Diseño	0.04	Estado límite de servicio
N. Máximo	0.05	Estado límite de servicio

Fuente: Elaboración propia

DISCUSIÓN DE RESULTADOS

ANÁLISIS EN LA DIRECCIÓN XX

En general, el grado de daño efectuado por cada nivel de demanda sísmica de la norma E-030 es ligeramente superior al grado de daño efectuado por la demanda sísmica del ATC-40 como se percibe en los cuadros 4.15 y 4.16

- Para el caso de **nivel sísmico de servicio**, el nivel de desempeño obtenido con el espectro de demanda del ATC-40 es operacional, siendo exactamente igual al nivel de desempeño obtenido con el espectro de demanda de la norma E-030 que es operacional.
- Para el **nivel sísmico de diseño**, el nivel de desempeño obtenido con el espectro de demanda según ATC-40 es daño controlado, siendo igual al nivel de desempeño obtenido con el espectro de demanda según la norma E-030 que es daño controlado.
- Para el **nivel sísmico máximo**, el nivel de desempeño obtenido con el espectro de demanda según ATC-40 es daño controlado, siendo igual al nivel de desempeño obtenido con el espectro de demanda según la norma E-030 que es daño controlado.

ANÁLISIS EN LA DIRECCIÓN YY

- Para el caso de **nivel sísmico de servicio**, el nivel de desempeño obtenido con el espectro de demanda del ATC-40 es servicio, siendo exactamente igual al nivel de desempeño obtenido con el espectro de demanda de la norma E-030 que es servicio.
- Para el **nivel sísmico de diseño**, el nivel de desempeño obtenido con el espectro de demanda según ATC-40 es servicio, siendo igual al nivel de desempeño obtenido con el espectro de demanda según la norma E-030 que es daño servicio.
- Para el **nivel sísmico máximo**, el nivel de desempeño obtenido con el espectro de demanda según ATC-40 es daño servicio, siendo igual al nivel de desempeño obtenido con el espectro de demanda según la norma E-030 que es daño servicio.

Y los resultados comparten en similitud a la investigacón desarrollada segun Santana (2012).

4.2.0.3. ANÁLISIS DEL NIVEL DE DESEMPEÑO

A continuación procedemos a presentar los niveles de desempeño para el espectro de demanda sísmica del ATC-40 como también para el espectro de demanda sísmica de la norma E-030 con los niveles de ATC-40, en ambas direcciones.

LÍMITES DEL NIVEL DE DESEMPEÑO

Cuadro 4.23: *Límites del nivel de desempeño*

Ocupacion inmediata	0.01	0.002 - 0.005
Seguridad de vida	0.01 - 0.02	0.015
Prevencion del colapso	0.33 Vi/Pi	0.025

Fuente: ATC-40, VISIÓN 2000

A. **ANÁLISIS DEL NIVEL DE DESEMPEÑO PARA CADA NIVEL DE DEMANDA SÍSMICA DEL ATC-40: DIRECCIÓN XX - YY**

Cuadro 4.24: *Nivel de desempeño para cada nivel de demanda del ATC-40 Dir. XX - YY*

ATC - 40	DIRECCIÓN XX		DIRECCIÓN YY	
	V (kg)	D (cm)	V (kg)	D (cm)
N. Servicio 7%	45845.651	0.207	50685.321	0.141
N. Diseño 12%	80131.781	0.399	89430.795	0.271
N. Máximo 12%	102619.25	0.525	108421.12	0.349

NIVEL SÍSMICO	R = h/D	NVEL DE DESEMPEÑO DIRECIÓN XX	
		ATC -40	VISION 2000
N. Servicio	0.002	Ocupación inmediata	Ocupación inmediata
N. Diseño	0.004	Ocupación inmediata	Ocupación inmediata
N. Máximo	0.005	Ocupación inmediata	Ocupación inmediata

NIVEL SÍSMICO	R = h/D	NVEL DE DESEMPEÑO DIRECIÓN YY	
		ATC -40	VISION 2000
N. Servicio	0.001	Ocupación inmediata	Ocupación inmediata
N. Diseño	0.003	Ocupación inmediata	Ocupación inmediata
N. Máximo	0.003	Ocupación inmediata	Ocupación inmediata

Fuente: Elaboración propia

B. **ANÁLISIS DEL NIVEL DE DESEMPEÑO PARA CADA NIVEL DE DEMANDA SÍSMICA DE LA NORMA E-030 CON NIVELES DEL ATC-40: DIRECCIÓN XX - YY**

Cuadro 4.25: *Nivel de desempeño para cada nivel de demanda de E-030 con niveles de ATC-40 Dir. XX-YY*

E - 030	DIRECCIÓN XX		DIRECCIÓN YY	
	V (kg)	D (cm)	V (kg)	D (cm)
N. Servicio	49825.0229	0.229	55304	0.156
N. Diseño	103028.42	0.527	107280.51	0.343
N. Máximo	128258.07	0.667	113471.32	0.421

NIVEL SÍSMICO	R = h/D	NVEL DE DESEMPEÑO DIRECIÓN XX	
		ATC -40	VISION 2000
N. Servicio	0.002	Ocupación inmediata	Ocupación inmediata
N. Diseño	0.005	Ocupación inmediata	Ocupación inmediata
N. Máximo	0.005	Ocupación inmediata	Ocupación inmediata

NIVEL SÍSMICO	R = h/D	NVEL DE DESEMPEÑO DIRECIÓN YY	
		ATC -40	VISION 2000
N. Servicio	0.001	Ocupación inmediata	Ocupación inmediata
N. Diseño	0.003	Ocupación inmediata	Ocupación inmediata
N. Máximo	0.004	Ocupación inmediata	Ocupación inmediata

Fuente: Elaboración propia

CONCLUSIONES

1. El análisis no lineal estático fue determinante en el cálculo de la capacidad estructural de la edificación de albañilería confinada al que se investigó, ya que mediante ello se pudo determinar el real comportamiento de la estructura y según los resultados obtenidos la estructura tiene una capacidad para una fuerza cortante de Vxx = 175.75 tn un desplazamiento de 2.74 cm y Vyy = 153.19 tn un desplazamiento de 2.90 cm, donde podemos determinar que las estructuras de albañilería confinada poseen poca ductilidad a comparación de otros sistemas estructurales como el caso de pórticos de concreto armado.

2. El análisis no lineal estático fue determinante en el cálculo del desempeño sísmico de la edificación de albañilería confinada, de acuerdo con los resultados obtenidos el nivel de desempeño estructural se encuentra en un nivel de ocupación inmediata en ambos niveles de demanda sísmica (Nivel de desempeño según ATC-40 y nivel de desempeño según NTP E-030) co- mo también en ambos direcciones, y se encuentra en estado límite de servicio hasta un máximo de daño controlado, lo cual cumple bcon la filosofía y objetivos de desempeño establecidas en las normas E-070 y E-030 de la norma peruana.

3. El análisis no lineal estático fue determinante en el cálculo de los nieles de daño de la edificación de albañilería confinada, y en los resultados se obtuvo que la estructura investigada se encuentra entre daño ligero hasta un máximo de daño moderado en ambas direcciones, lo cual es aceptable, ya que las primeras rótulas plásticas se generan en los muros del primer nivel.

4. La aparición de la primera fisuras en los muros de albañilería si bien no implica un decaimiento significativo en la resistencia del sistema estructural, se puede tomar como un punto de control de desempeño para diseño de este tipo de sistemas, puesto que los muros de albañilería resultan tener una falla frágil por su composición de elementos de albañilería y los morteros.

5. Los datos reunidos correspondientes al análisis y diseño de muros de albañilería confinada desarrollado bajo condiciones de la norma E-070 y E-030 propias de un estudio muy estrictos son un precedente para un correcto aplicación del método de análisis no lineal.

RECOMENDACIONES

1. Las estructuras de albañilería confinada son aquellas que se construyen en su mayoría, ya que se trata de un tipo de estructuraras muy económica, por tanto se necesita mayor estudio para de esa manera poder satisfacer un buen desempeño ante una eventual presencia sísmica. Las universidades deben considerar es sus currículas el curso de albañilería estructural, ya que son estructuras que se construyen con mayor frecuencia y sin embargo son las menos estudiadas.

2. Tener una edificación adecuadamente estructurada, analizada y diseñada, de acuerdo con las propias normativas de diseño sísmico, que cumplan sus parámetros de resistencia, rigidez, derivas, para su posterior análisis no lineal.

3. El análisis no lineal estático es un método fácil de poder aplicar que muestra como resultado el comportamiento de la estructura en términos capacidad y demanda (resistencia - desplazamiento), lo cual se debe tener mayor cuidado al dar uso los programas y sobre todo el ingreso de datos para tener un resultado confiables, ya que la curva de capacidad dependerá de ello.

4. Las estructuras de mayor envergadura como los hospitales, gobiernos regional, centros educativos quienes mediante la norma E-030 son considerados estructuras esenciales, deben ser analizadas mediante este método para así tener estructuras mas seguras y económicas.

5. La norma E-030 diseño sismorresistente está basado en rango lineal, es muy importante considerar el análisis no lineal, ya que este método nos muestra mejor comportamiento de la estructura.
6. Se recomienda seguir con la investigación del análisis no lineal de albañilería confinada en el ámbito de análisis no lineal dinámico (IDA) para obtener respuestas mucho más cercanos a esta investigación.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abanto, T.F. (2017). *Análisis y diseño de edificaciones de albañilería*. Segunda edición. Lima, Perú: San marcos.

Santana, R. (2009). *Análisis y diseño sísmico estático y dinámico*. Primera edición. Huancayo, Perú: ISS.

Chopra, A. K.(2014). *Dinámica de estructuras*. Cuarta edición. México: Pearson educación.

Orduña, A. y Ayala, G. (2014). *Análisis no lineal de muros de mampostería confinada sujetos a cargas laterales*, 296(2), 21-34.

Astroza, M. (2004). *Capacidad de deformación de muros de albañilería confinada para distintos niveles de desempeño*, 624(12), 59-73.

Tapie, C. (2003). *Criterios de Diseño por Desempeño para la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente*. Tesis de Maestría en Estructuras, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería UNI, Lima,Perú.

Santana, R. (2012), *Diseño sísmico por desempeño de estructuras de albañilería confinada*. Tesis de Maestría, Facultad de ingeniería civil, Universidad nacional de ingeniería UNI, Lima, Perú.

SENCICO, (2006). *Reglamento Nacional de Edificaciones*, Norma Técnica de Edificaciones E-30 y E-07. Consultado el 20 de Julio de 2018, de $http:\|www.sencico.gob.pe/gin/normaliza$ cion.html.

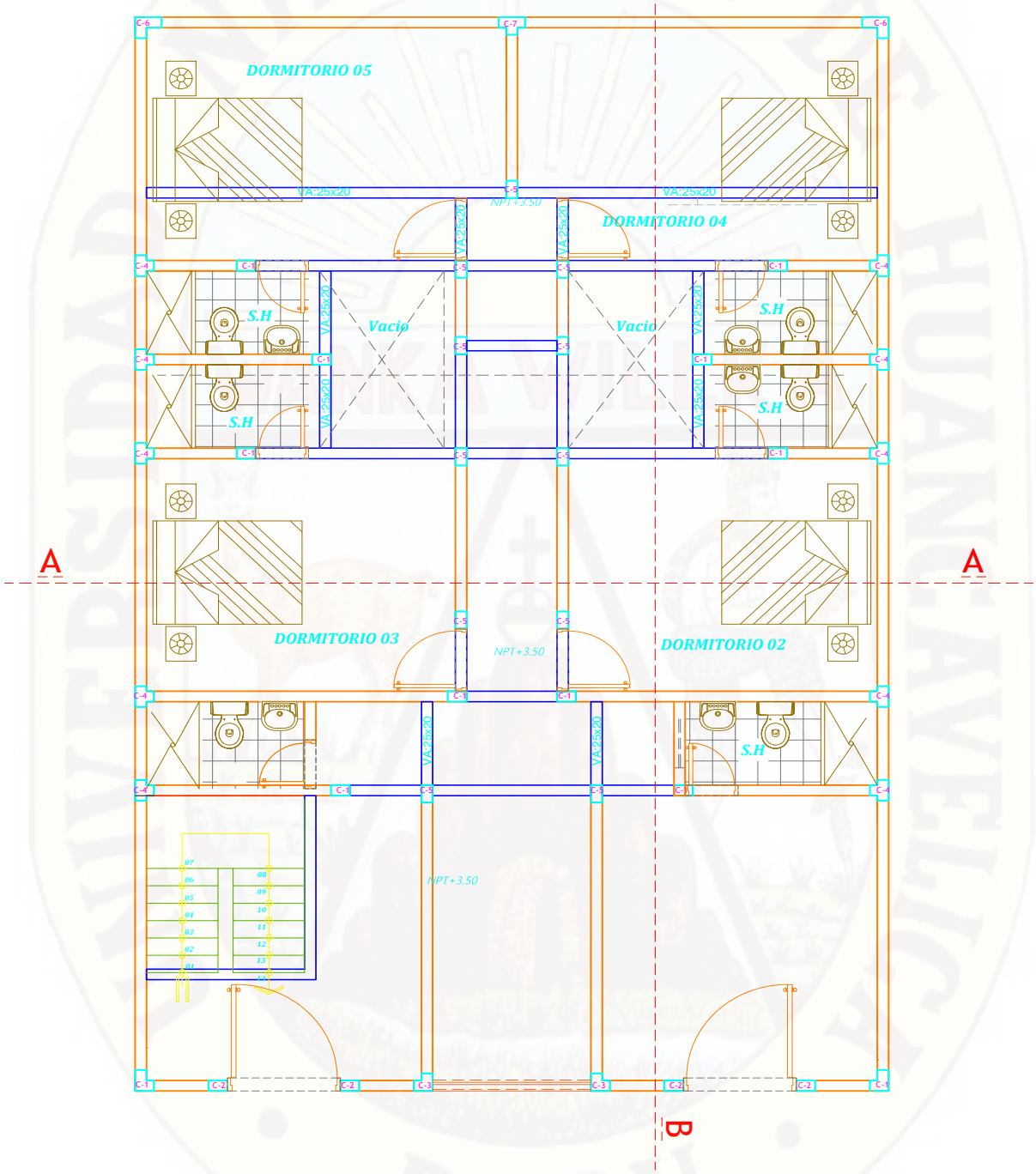
Bravo, D. y Floes, L. (2015).*Análisis estático no lineal de paredes de las casas de Cuenca*. Tesis de pregrado, Facultad de ingeniería, Escuela de ingeniería civil, Universidad de Cuenca, Cuenca, Ecuador.

ATC. Seismic Evaluation And retrofit of Concrete Buildings, ATC-40 Report, Volumes 1 and 2, ATC, California. 1996.

FEMA 356. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, 2000.

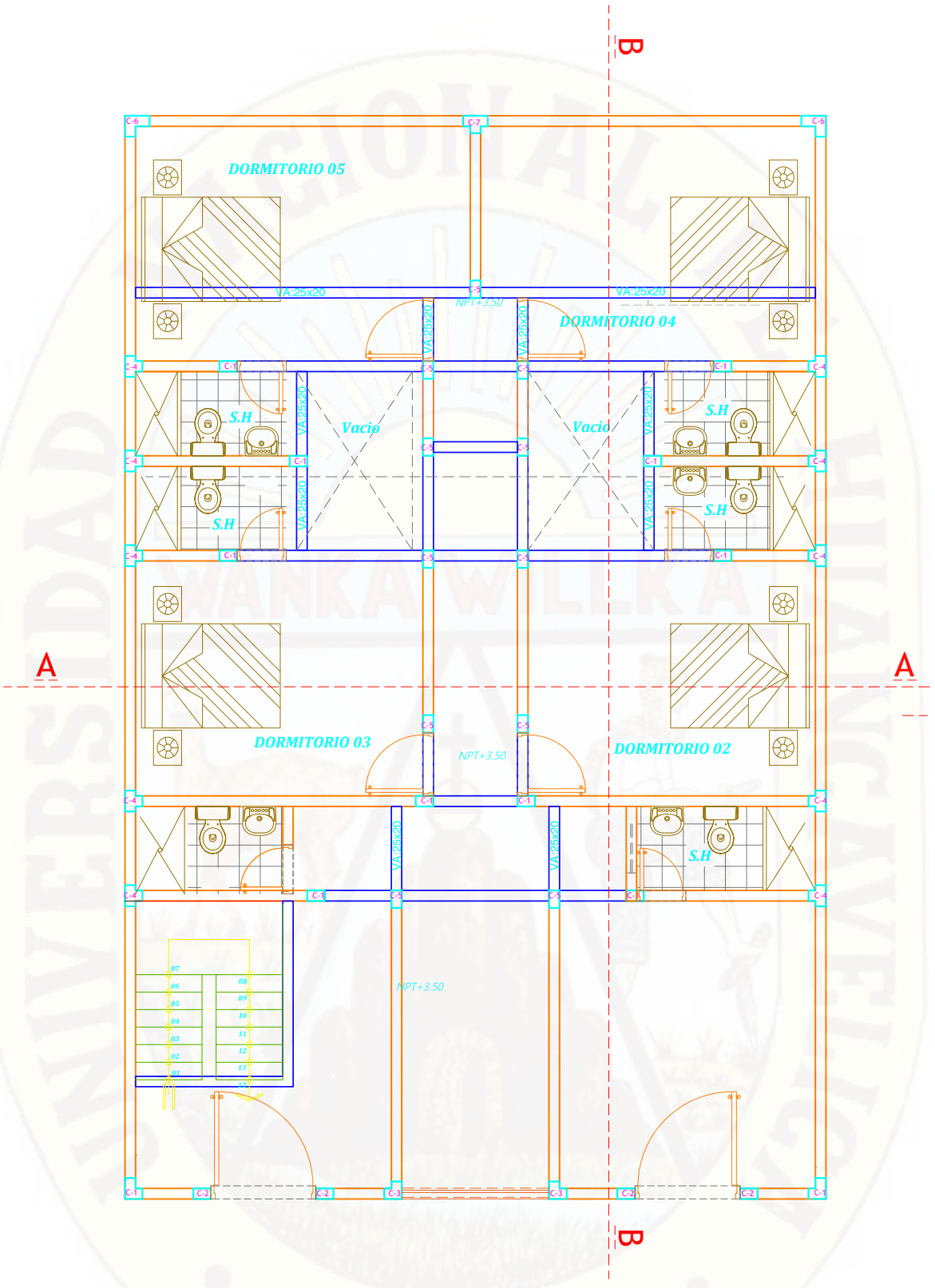
Anexos

PLANOS DE ARQUITECTURA



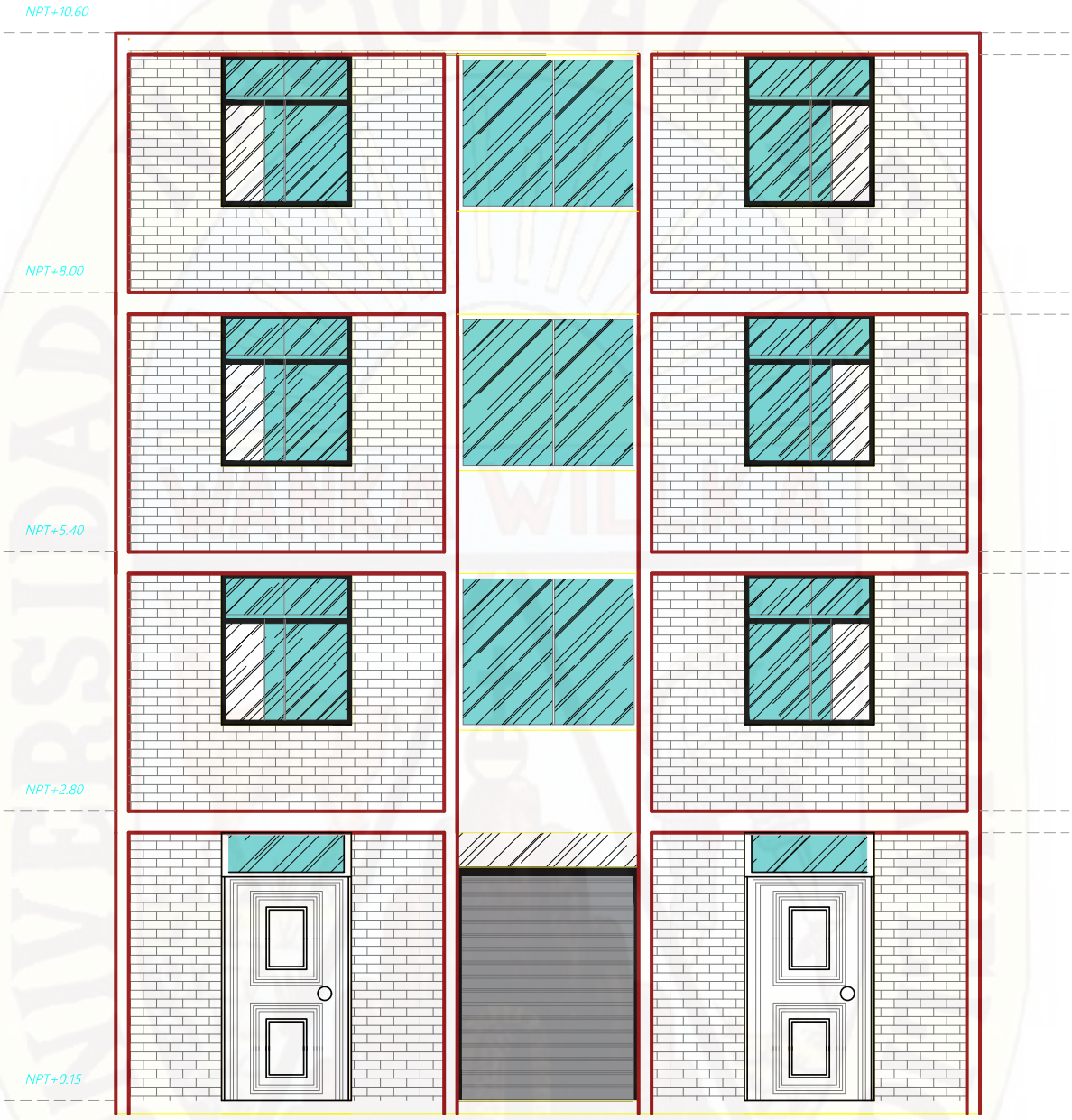
PLANTA 1er PISO

ESC. 1 / 50



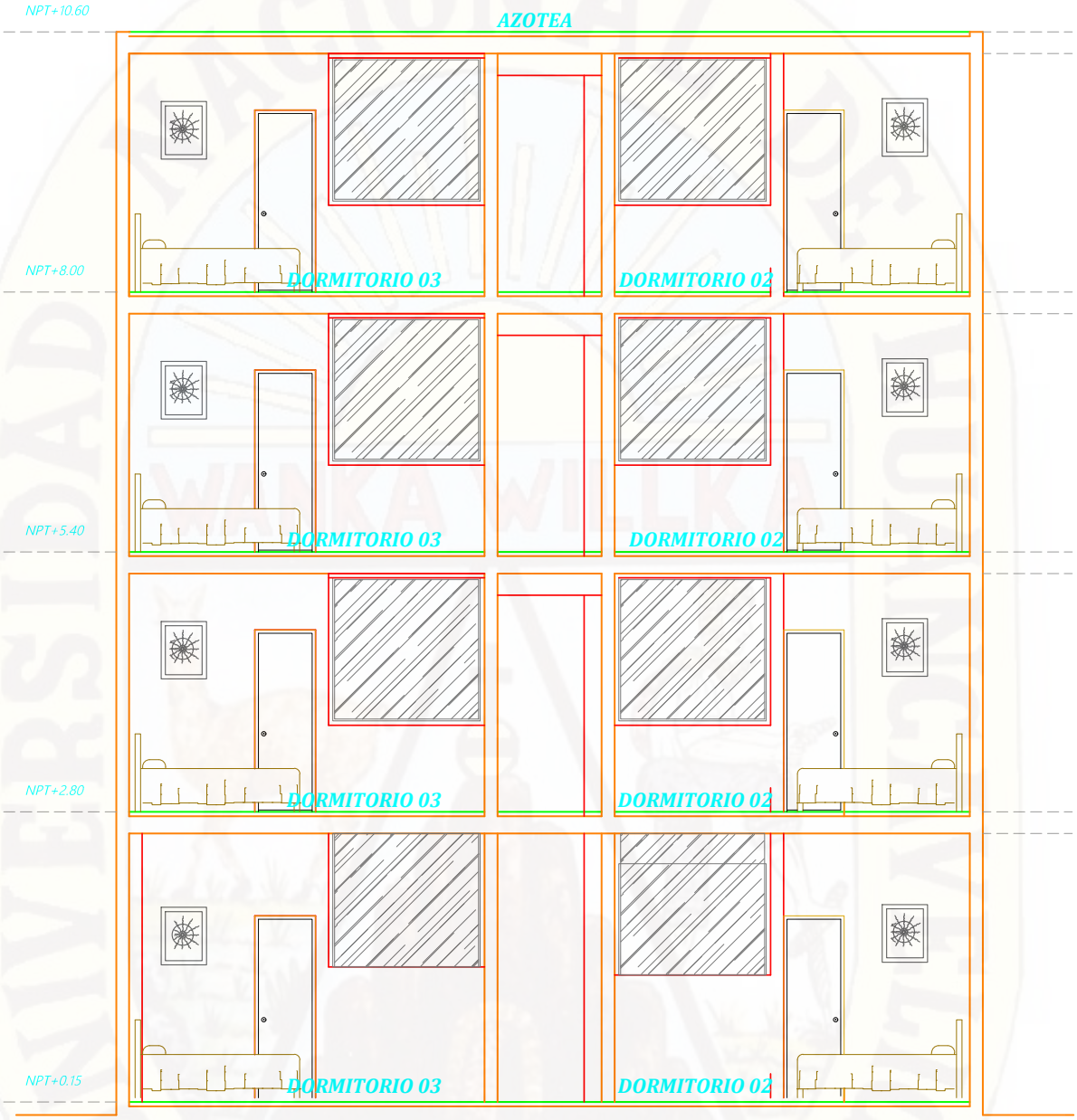
PLANTA 2do al 4to PISO

ESC. 1 / 50



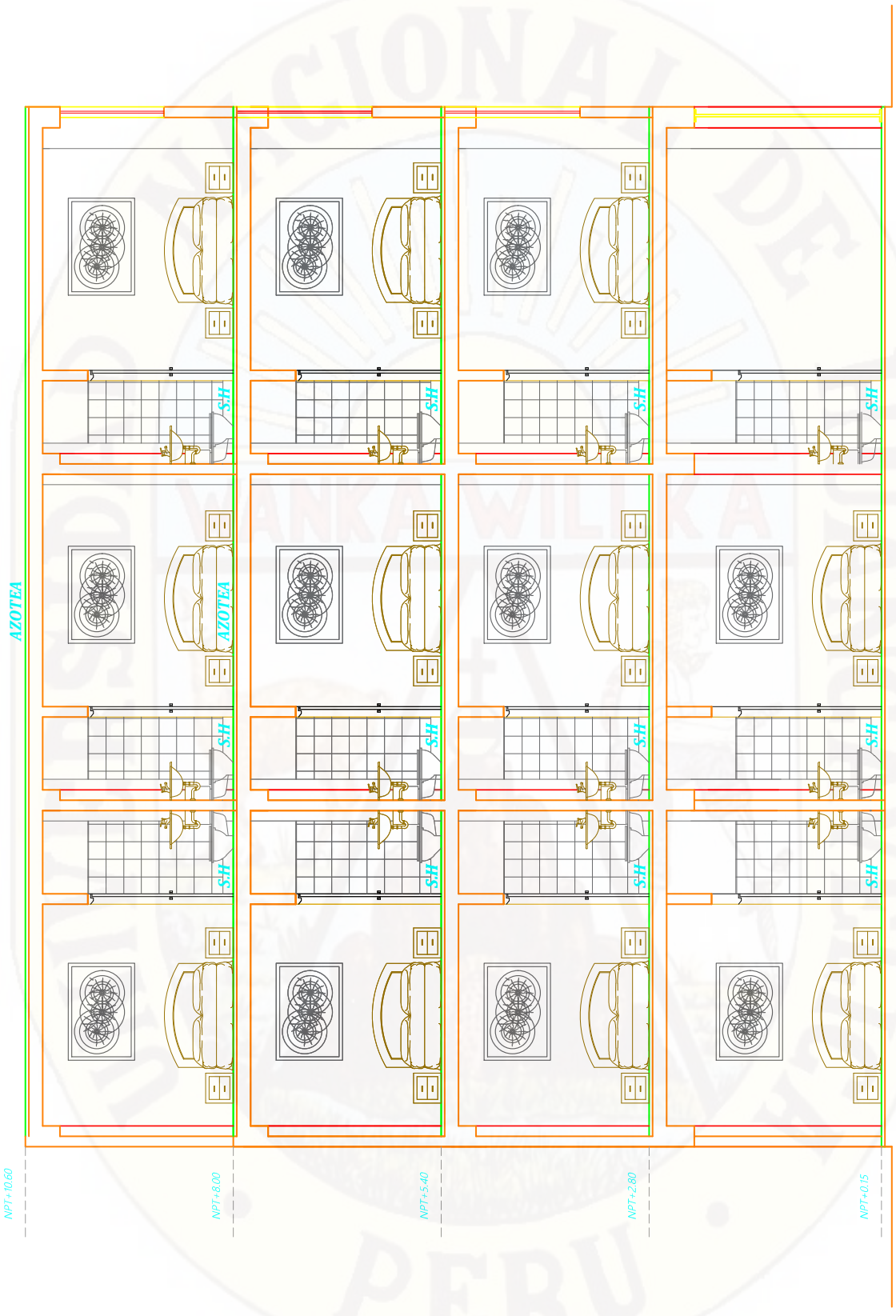
ELEVACION FRONTAL

ESC. 1 / 50



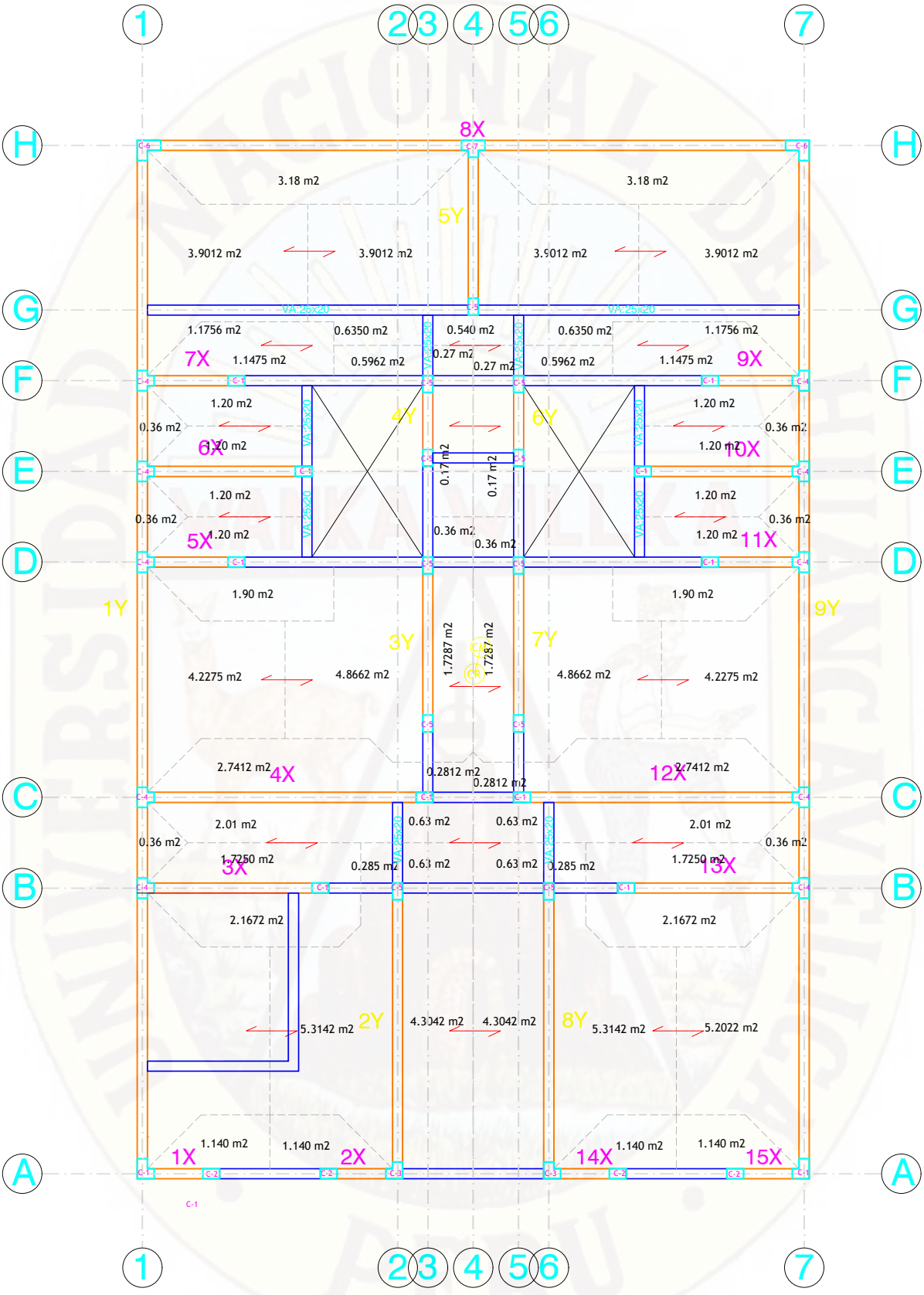
CORTE A-A

ESC. 1 / 50



CORTE B-B

ESC. 1 / 50



AREA TRIBUTARIA

MATRIZ DE CONSISTENCIA

ANALISIS NO LINEAL ESTATICO DE UNA EDIFICACION DE ALBAÑILERIA CONFINADA EN LA CIUDAD DE HUANCAVELICA – 2018

DEFINICIÓN DEL PROBLEMA	OBJETIVOS	MARCO TEORICO	HIPÓTESIS	VARIABLES	METODOLOGIA
Problema general ¿Cómo es el análisis no lineal estático en una edificación de albañilería confinada en la ciudad de Huancavelica - 2018? **Problemas específicos:** a. ¿Cómo es el análisis no lineal estático en el desempeño sísmico de una edificación de albañilería confinada en la ciudad de Huancavelica - 2018? b. ¿Cómo es el análisis no lineal estático en los niveles de daño de una edificación de albañilería confinada	**Objetivo general** Determinar el análisis no lineal estático en una edificación de albañilería confinada en la ciudad de Huancavelica – 2018. **Objetivos Específicos:** a. Determinar el análisis no lineal estático en el desempeño sísmico de una edificación de albañilería confinada en la ciudad de Huancavelica – 2018. b. Determinar el análisis no lineal estático en los niveles de daño de una edificación de	**Antecedentes** **A. A nivel internacional** • Universidad de Cuenca – Ecuador -(2015): Jiménez "Análisis estático no lineal de paredes de ladrillo de las casas de Cuenca" • Universidad Nacional Autónoma de México – México -(2014): Orduña y Ayala "Análisis no lineal de mampostería confinada sujetos a cargas laterales" **B. A nivel nacional** • Uuniversidad Nacional del Altiplano – Perú -(2017): Esteba "Análisis estático y dinámico no lineal en el desempeño de un edificio de	**Hipótesis general** El análisis no lineal estático es determinante en el cálculo de una edificación de albañilería confinada en la ciudad de Huancavelica – 2018. **Hipótesis específicas:** a. El análisis no lineal estático es determinante en el cálculo del desempeño sísmico en una edificación de albañilería confinada en la ciudad de Huancavelica – 2018. b. El análisis no lineal estático es	**Identificación de Variables:** a. **Variable Independiente** Análisis estático no lineal (X). **Dimensiones:** 3. Desempeño sísmico. 4. Niveles de daño. b. **Variable Dependiente** Edificación de albañilería confinada (Y) 4. Desplazamientos 5. Cortante basal 6. Momento de volteo	**Tipo** : Aplicada o Tecnológico. **Nivel** : Descriptivo . **Diseño:** Pre Experimental. **GE : O1 X O2** **Donde:** GE = Grupo de estudio. O1 = Medición de Pretest O2 = Medición de Postest X = Aplicación de la técnica. **Población y Muestra:** **Población**: Edificación de albañilería confinada en la ciudad de Huancavelica. **Muestra:** Se elegirá una vivienda de albañilería confinada de cuatro pisos. **Muestreo:** La selección de la muestra se realizará por inspección propia, verificando las características de una edificación

en la ciudad de Huancavelica - 2018?	albañilería confinada en la ciudad de Huancavelica – 2018.	concreto armado diseñado bajo la norma E – 030 en Puno” • Universidad Nacional de Ingeniería – Perú - (2012): Santana “Diseño sísmico por desempeño de estructuras de albañilería confinada” • Pontificia Universidad Católica del Perú – Perú -(2011): Gálvez “Evaluación del desempeño sismorresistente usando análisis no lineal en el tiempo” **Marco Teórico Referencial** • Albañilea • Albañilería confinada • Columnas • Viga • Confinamiento • Muro portante • Tabiquería	determinante en el cálculo de los niveles de daño en una edificación de albañilería confinada en la ciudad de Huancavelica – 2018		de albañilería confinada, lo cual es un Muestreo no Probabilístico **Técnicas e Instrumentos:** **Técnicas:** Será mediante recopilación de datos e información de Artículos, libros y tesis realizadas como antecedentes al tema de trabajo (Análisis no lineal estático de albañilería confinada). - Observación. - Análisis documental. **Instrumentos:** - Medios electrónicos. - La investigación documental. **Técnicas de Procesamiento de datos** - Softwares Aplicativos. - Procesadores de Texto. - La hoja de cálculo El Excel. - SPS. - Python - Mathcad prime. - Matlab.