

UNIVERSIDAD DE HUANUCO
FACULTAD DE INGENIERIA
PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERIA CIVIL



TESIS

**“EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE
APLICANDO EL MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL
PUSHOVER EN UNA EDIFICACIÓN DE 4 NIVELES EN LA
CIUDAD DE HUÁNUCO 2019”**

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

AUTOR: Narro Riva Agüero, Diego Vladimir

ASESOR: Gómez Valles, Jhon Elio

HUÁNUCO – PERÚ

2021

U

TIPO DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN:

- Tesis (X)
- Trabajo de Suficiencia Profesional ()
- Trabajo de Investigación ()
- Trabajo Académico ()

LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN: Análisis estructural, hidráulica y sanitaria

AÑO DE LA LÍNEA DE INVESTIGACIÓN (2018-2019)

CAMPO DE CONOCIMIENTO OCDE:

Área: Ingeniería, Tecnología

Sub área: Ingeniería civil

Disciplina: Ingeniería estructural y municipal

DATOS DEL PROGRAMA:

Nombre del Grado/Título a recibir: Título Profesional de Ingeniero Civil

Código del Programa: P07

Tipo de Financiamiento:

- Propio (X)
- UDH ()
- Fondos Concursables ()

DATOS DEL AUTOR:

Documento Nacional de Identidad (DNI): 72814221

DATOS DEL ASESOR:

Documento Nacional de Identidad (DNI): 45623860

Grado/Título: Maestro en diseño y construcción de obras viales

Código ORCID: 0000-0001-6424-6032

DATOS DE LOS JURADOS:

N°	APELLIDOS Y NOMBRES	GRADO	DNI	Código ORCID
1	Jacha Rojas, Johnny Prudencio	Maestro en ingeniería de sistemas e informática con mención en: gerencia de sistemas y tecnologías de información	40895876	0000-0001-7920-1304
2	Valdivieso Echevarría, Martín César	Maestro en gestión pública	22416570	0000-0002-0579-5135
3	Villanueva Quijano, José Luis	Ingeniero civil	22513478	0000-0002-8421-9549

D

H



UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO

Facultad de Ingeniería

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO(A) CIVIL

En la ciudad de Huánuco, siendo las **11:00** horas del día **sábado 06 de noviembre de 2021**, mediante la plataforma Google Meet, en cumplimiento de lo señalado en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad de Huánuco, se reunieron los **Jurados Calificadores** integrado por los docentes:

- MG. JACHA ROJAS JOHNNY PRUDENCIO - PRESIDENTE
- MG. VALDIVIESO ECHEVARRIA MARTIN CESAR - SECRETARIO
- ING. VILLANUEVA QUIJANO JOSE LUIS - VOCAL

Nombrados mediante la RESOLUCIÓN N° 1411-2021-D-FI-UDH, para evaluar la Tesis intitulada: **“EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE APLICANDO EL MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOVER EN UNA EDIFICACIÓN DE 4 NIVELES EN LA CIUDAD DE HUÁNUCO 2019”**, presentado por el (la) Bachiller. **DIEGO VLADIMIR NARRO RIVA AGÜERO**, para optar el Título Profesional de Ingeniero(a) Civil.

Dicho acto de sustentación se desarrolló en dos etapas: exposición y absolución de preguntas: procediéndose luego a la evaluación por parte de los miembros del Jurado.

Habiendo absuelto las objeciones que le fueron formuladas por los miembros del Jurado y de conformidad con las respectivas disposiciones reglamentarias, procedieron a deliberar y calificar, declarándolo(a) **APROBADO** por UNANIMIDAD con el calificativo cuantitativo de 16 y cualitativo de BUENO (Art. 47).

Siendo las 12:02 horas del día sábado 06 del mes de noviembre del año 2021, los miembros del Jurado Calificador firman la presente Acta en señal de conformidad.

Presidente

Secretario

Vocal

DEDICATORIA

A mi querida madre Liz, por su interminable paciencia, confianza, cariño y apoyo infinito en cada momento de mi vida, especialmente durante toda mi carrera universitaria. Gracias a mi familia por estar a mi lado siempre.

AGRADECIMIENTO

A mi asesor, el Ingeniero Jhon Elio Gómez Valles por su apoyo, orientación y ayuda constante en el desarrollo de esta tesis.

Al Ing. Edén Capcha Molina, por su guía constante, brindándome criterios técnicos y metodológicos que ayudaron a desarrollar la presente tesis.

A la Universidad de Huánuco y a los docentes del Programa Académico de Ingeniería Civil que, de alguna manera, contribuyeron al mejoramiento de la investigación realizada.

ÍNDICE

DEDICATORIA	ii
AGRADECIMIENTO	iii
ÍNDICE	iv
INDICE DE TABLAS	ix
INDICE DE FIGURAS.....	xi
RESUMEN.....	xvii
SUMMARY	xviii
INTRODUCCIÒN.....	xix
CAPÍTULO I	20
PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	20
1.1.Descripción del Problema	20
1.2.Formulación del Problema	23
1.2.1. Problema General	23
1.2.2. Problemas específicos	23
1.3.Objetivo General.....	23
1.4.Objetivos específicos	23
1.5.Justificaciones de la Investigación.....	24
1.6.Limitaciones de la Investigación	25
1.7.Viabilidad de la Investigación	27
CAPÍTULO II	28
MARCO TEÓRICO	28
2.1.Antecedentes de la Investigación	28
2.1.1. Internacionales	28
2.1.2. Nacionales.....	31
2.1.3. Locales.....	34

2.2. Bases Teóricas	34
2.2.1. Conceptos básicos de dinámica estructural	38
2.2.2. Materiales de construcción	41
2.2.3. Comportamiento de los elementos de concreto armado ante acciones laterales	45
2.2.4. Curva esfuerzo-deformación para el concreto	45
2.2.5. Curva esfuerzo-deformación para el acero	47
2.2.6. Modelo Inelástico de las secciones y elementos	48
2.2.7. Métodos de Análisis Sísmico	64
2.2.8. Diseño por desempeño Sísmico	69
2.2.9. Esquema de trabajo	71
2.2.10. Niveles de desempeño	72
2.2.11. Nivel Sísmico	82
2.2.12. Objetivos del diseño por desempeño sísmico	84
2.2.13. Evaluación de los objetivos de desempeño para edificaciones de albañilería confinada	87
2.2.14. Capacidad estructural	90
2.2.15. Análisis Estático no Lineal Pushover	90
2.2.16. Punto de desempeño	113
2.3. Definiciones Conceptuales	118
2.4. Hipótesis	122
2.5. Variables	122
2.5.1. Variable Dependiente	122
2.5.2. Variable Independiente	122
2.6. Operacionalización de variables (Dimensiones e indicadores)	123
CAPÍTULO III	125
METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN	125
3.1. Tipo de Investigación	125

3.1.1. Enfoque.....	125
3.1.2. Alcance o Nivel.....	126
3.1.3. Diseño.....	126
3.2. Población y Muestra.....	127
3.2.1. Variables incluidas en el estudio de la muestra.....	127
3.2.2. Metodología para la obtención de la muestra.....	127
3.3. Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos.....	130
3.3.1. Para la recolección de datos.....	130
3.3.2. Para la presentación de datos.....	131
3.3.3. Para el análisis e interpretación de los datos.....	131
CAPÍTULO IV.....	135
RESULTADOS.....	135
4.1 Características arquitectónicas.....	135
4.2 Evaluación del sistema estructural existente.....	137
4.3 Modelo matemático generado en ETABS.....	138
4.4 Determinación de la demanda sísmica.....	140
4.5 Densidad de muros de albañilería.....	142
4.6 Características dinámicas de la estructura.....	142
4.7 Respuesta dinámica de la estructura.....	145
4.7.1 Desplazamiento del centro de masas.....	145
4.7.2 Máximos desplazamientos laterales.....	147
4.7.3 Máximas distorsiones de entrepiso.....	149
4.7.4 Máximas fuerzas cortantes.....	151
4.8 Evaluación del cortante estático.....	152
4.9 Verificación del cortante dinámico.....	153
4.10 Evaluación de las irregularidades.....	154
4.10.1 Evaluación de irregularidad de rigidez.....	154

4.11	Análisis estático no lineal.....	156
4.12	Elementos verticales del sistema resistente.....	157
4.13	Resistencia de la albañilería.....	161
4.14	Modelo puntal-tirante para la albañilería.....	162
4.15	Modelamiento estructural.....	165
4.16	Determinación de los parámetros no lineales para muros de albañilería	167
4.16.1	Definición de las propiedades del muro M01	167
4.16.2	Definición de las propiedades del muro M02	168
4.16.3	Definición de las propiedades del muro M03	169
4.16.4	Definición de las propiedades del muro M04	170
4.16.5	Definición de las propiedades del muro M05	171
4.16.6	Definición de las propiedades del muro M06	172
4.16.7	Definición de las propiedades del muro M07	173
4.16.8	Definición de las propiedades del muro M08	174
4.16.9	Definición de las propiedades del muro M09	175
4.16.10	Definición de las propiedades del muro M010.....	176
4.16.11	Definición de las propiedades del muro M011	177
4.16.12	Definición de las propiedades del muro M12	178
4.16.13	Definición de las propiedades del muro M13	179
4.16.14	Definición de las propiedades del muro M14	180
4.16.15	Definición de las propiedades del muro M15	181
4.16.16	Definición de las propiedades del muro M16.....	182
4.16.17	Definición de las propiedades del muro M17	183
4.16.18	Definición de las propiedades del muro M18	184
4.16.19	Definición de las propiedades del muro M19	185
4.17	Definición de los modelos puntal tirante.....	186

4.18 Diagramas momento curvatura para los elementos de concreto armado	187
4.19 Evaluación de las masas faltantes	191
4.20 Evaluación de las características dinámicas de la estructura	192
4.21 Determinación de la curva de capacidad	196
4.22 Comportamiento sísmico de los muros de albañilería	197
4.23 Comportamiento sísmico de los elementos de concreto armado ...	210
4.24 Evaluación del punto de desempeño sísmico $T_r=475$ años	212
4.24.1 Evaluación por el método del FEMA en dirección X	213
4.24.2 Evaluación por el método del FEMA en dirección Y	215
4.24.3 Evaluación por el método del desplazamiento en dirección X .	217
4.24.4 Evaluación por el método del desplazamiento en dirección Y .	218
4.25 Evaluación del punto de desempeño considerando un $T_r=2500$ años	219
4.25.1 Evaluación por el método del FEMA en dirección X	219
4.25.2 Evaluación por el método del FEMA en dirección Y	220
4.25.3 Evaluación por el método de desplazamientos en dirección X	221
4.25.4 Evaluación por el método de desplazamientos en dirección Y	222
CAPITULO V	224
DISCUSION DE RESULTADOS.....	224
CONCLUSIONES.....	226
RECOMENDACIONES	227
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	229
ANEXOS	234

INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Calidad del acero de refuerzo.....	44
Tabla 2: Parámetros No lineales para Vigas.....	59
Tabla 3: Parámetros No lineales para Columnas	59
Tabla 4: Estados de daño y Niveles de Desempeño según SEAOC	74
Tabla 5: Niveles de Desempeño estructural según ATC-40	77
Tabla 6: Objetivos de Desempeño según FEMA 356	79
Tabla 7: Niveles sísmicos establecidos por VISION 2000.	84
Tabla 8: Objetivos del desempeño sísmico recomendado para estructuras.	85
Tabla 9: Objetivos de desempeño sísmico recomendado para estructuras básicas.....	86
Tabla 10: Objetivos de desempeño para estructuras convencionales.....	86
Tabla 11: Objetivos de desempeño en edificaciones de albañilería confinada.	87
Tabla 12: Estado y grado de daño en muros de albañilería confinada.	88
Tabla 13: Niveles de desempeño para muros de albañilería confinada.	89
Tabla 14: Valores para la rigidez efectiva empleadas en la Estructura.	134
Tabla 15: Pesos y masas acumuladas.	142
Tabla 16: Masas por piso consideradas para el análisis sísmico.	143
Tabla 17: Formas de modo y periodos asociados.	143
Tabla 18: Factores de participación modal y su impacto en la respuesta sísmica.....	144
Tabla 19: Desplazamiento del centro de masas debido al sismo en X.....	145
Tabla 20: Desplazamiento del centro de masas debido al sismo en Y.....	145
Tabla 21: Máximos desplazamientos de entrepisos debidos al sismo en dirección X.	147
Tabla 22: Máximos desplazamientos de entrepisos debidos al sismo en dirección Y.	147
Tabla 23: Máximas distorsiones de entrepiso debidos al sismo en dirección X.	149
Tabla 24: Máximas distorsiones de entrepiso debidos al sismo en dirección Y.	149
Tabla 25: Rigidez lateral de la estructura.	154

Tabla 26: Evaluación de irregularidad de rigidez.	156
Tabla 27: Alturas de entrepiso de la estructura analizada.	160
Tabla 28: Características geométricas en planta de los muros de albañilería.	160
Tabla 29: Valores de la resistencia a la compresión diagonal de muretes de albañilería hechos con unidades tipo pandereta.	162
Tabla 30: Resumen de los pesos de la edificación, acumulados, simples y sísmicos.	166
Tabla 31: Pesos acumulados, simples y sísmicos para la edificación con el modelo puntal tirante.	191
Tabla 32: Determinación de las masas adicionales requeridas por entrepiso.	192
Tabla 33: Propiedades dinámicas de la estructura analizada.	195
Tabla 34: Factores de participación de masas.	195

INDICE DE FIGURAS

Figura 1: Grados de libertad estáticos y dinámicos.	39
Figura 2: Dirección del grado de libertad..	40
Figura 3: Pórtico de cuatro niveles.....	41
Figura 4: Tipos de corrugaciones.....	43
Figura 5: Curvas de esfuerzo-deformación para varias resistencias de concreto.	46
Figura 6: Curvas típicas de esfuerzo deformación para barras de acero.....	48
Figura 7: Modelo Momento-Curvatura.	50
Figura 8: Diagrama Momento-Curvatura para una sección de viga.....	51
Figura 9: Diagrama Momento-Curvatura de una sección de concreto armado y la representación de sus puntos notables.....	52
Figura 10: Puntos notables en el diagrama momento – curvatura e idealización a través de la curva bilineal.	52
Figura 11: Formación de rótulas plásticas en vigas	53
Figura 12: Diagrama de momento-rotación	54
Figura 13: Diagrama momento-curvatura.	55
Figura 14: Modelo bilineal.....	56
Figura 15: Parámetros para determinar la relación Momento - Curvatura en vigas.	57
Figura 16: Parámetros para determinar la relación Momento - Curvatura en columnas.	58
Figura 17: Configuración de un muro de albañilería confinada.....	62
Figura 18: Falla de corte por deslizamiento	63
Figura 19: Falla por corte sin y con refuerzo horizontal en el muro.	64
Figura 20: Falla de aplastamiento por compresión diagonal.....	64
Figura 21: Diagrama equivalente de un grado de libertad de una estructura.	67
Figura 22: Diagrama equivalente de múltiples grados de libertad de una estructura.....	68
Figura 23: Diagrama del marco conceptual de la ingeniería basada en desempeño.	70

Figura 24: Esquema para el análisis y diseño por el método de análisis no lineal estático.	71
Figura 25 : Estado de daño ELS.	80
Figura 26: Estado de daño ELO.....	80
Figura 27: Estado de daño ELDC.	81
Figura 28: Estado de daño ELU.....	82
Figura 29: Ilustración del Análisis estático no lineal Pushover.....	94
Figura 30: Modelo esquemático del Pushover.....	96
Figura 31: Patrones de Carga Lateral.....	101
Figura 32: Patrones de Desplazamientos y Nodo de Monitoreo en una estructura.....	102
Figura 33: Representación del Análisis Estático No Lineal y Curva de Capacidad.....	102
Figura 34: Sectorización de la curva de Capacidad de acuerdo a los niveles de desempeño establecidos por el ATC-40 (adaptado de la sectorización de la curva de capacidad propuesta por el SEOAC).....	103
Figura 35: Gráfica del Pushover.	105
Figura 36: Procedimiento para encontrar la curva de capacidad de una estructura.....	107
Figura 37: Espectro de Capacidad.....	108
Figura 38: Transformación de la Curva Capacidad a un Espectro Capacidad.....	109
Figura 39: Espectro de Demanda Sísmico.	111
Figura 40: Espectro de demanda sísmica Según Norma Peruana E 0.30.....	112
Figura 41: Punto de intersección entre el Espectro de Capacidad y el Espectro de Demanda.	114
Figura 42: Espectro de Capacidad, Demanda y Punto de Desempeño.....	116
Figura 43: Secciones de concreto armado típicas presentes en la estructura.	135
Figura 44: Distribución arquitectónica de la estructura analizada.....	136
Figura 45: Vista frontal de la estructura existente.....	137
Figura 46: Vista lateral de la estructura existente.	137

Figura 47: Planta típica del modelo tridimensional desarrollado en ETABS.	138
Figura 48: Modelo tridimensional desarrollado en ETABS.....	138
Figura 49: Cargas muertas y vivas consideradas para el análisis sísmico.	139
Figura 50: Espectro de aceleración determinado de acuerdo con la normativa E030 (2018).	141
Figura 51: Espectro de desplazamientos determinado de acuerdo con la norma E030 (2018).	141
Figura 52: Desplazamientos del centro de masas de la estructura en dirección X.	146
Figura 53: Desplazamientos del centro de masas en dirección Y.....	146
Figura 54: Máximos desplazamientos laterales debidos al sismo en dirección X.	148
Figura 55: Máximos desplazamientos laterales debidos al sismo en dirección Y.	148
Figura 56: Máximas distorsiones de entrepiso debido al sismo en dirección X.	150
Figura 57: Máximas distorsiones de entrepiso debido al sismo en dirección Y.	150
Figura 58: Máximas fuerzas cortantes a causa del sismo en dirección X...151	
Figura 59: Máximas fuerzas cortantes a causa del sismo en dirección Y...151	
Figura 60: Verificación del cortante dinámico debido al sismo en dirección X.	153
Figura 61: Verificación del cortante dinámico debido al sismo en dirección X.	154
Figura 62: Rigidez lateral de entrepiso.	155
Figura 63: Vista en planta mostrando los elementos verticales resistentes.	158
Figura 64: Longitudes de los muros de albañilería considerados en el sistema resistente.	159
Figura 65: Unidad de albañilería tipo pandereta y muretes construidos con estas unidades.....	161
Figura 66: Modelo matemático de la curva fuerza desplazamiento de un muro de albañilería confinada.	163

Figura 67: Modelo de la estructura analizada con elementos Shell.	165
Figura 68: Definición de los modelos puntal tirante.	186
Figura 69: Defunción de las propiedades no lineales axiales.	186
Figura 70: Definición de la curva esqueleto y los lazos de histéresis.	187
Figura 71: Sección transversal típica presente en el sistema resistente vertical.	188
Figura 72: Diagrama momento-curvatura característico de la sección analizada.	188
Figura 73: Definición de la curva esqueleto para el caso de columnas.	189
Figura 74: Definición de la curva esqueleto para el caso de vigas.	190
Figura 75: Definición de la curva esqueleto para el caso de columnas.	190
Figura 76: Modelo tridimensional de la estructura analizada con modelos puntal tirante.	191
Figura 77: Primera forma modal de la estructura analizada $T=0.426$ s.	193
Figura 78: Segunda forma modal de la estructura analizada $T=0.273$ s.	193
Figura 79: Tercera forma modal de la estructura analizada $T=0.256$ s.	194
Figura 80: Cuarta forma modal de la estructura analizada $T=0.136$ s.	194
Figura 81: Curva de capacidad de la estructura analizada en dirección X.	196
Figura 82: Curva de capacidad de la estructura analizada en dirección Y.	197
Figura 83: Muros de albañilería del eje 3 y los elementos Link asociados.	198
Figura 84: Curva de comportamiento del muro ubicado en el primer piso.	199
Figura 85: Curva de comportamiento del muro ubicado en el segundo piso.	199
Figura 86: Curva de comportamiento del muro ubicado en el tercer piso.	200
Figura 87: Curva de comportamiento del muro ubicado en el cuarto piso.	200
Figura 88: Muro de albañilería confiada ubicada en el eje 6.	201
Figura 89: Curva de comportamiento del muro ubicado en el primer piso.	202
Figura 90: Curva de comportamiento del muro ubicado en el segundo piso.	202
Figura 91: Curva de comportamiento del muro ubicado en el tercer piso.	203
Figura 92: Curva de comportamiento del muro ubicado en el cuarto piso.	203
Figura 93: Muros de albañilería ubicados en el eje 5.	204
Figura 94: Curva de comportamiento del muro ubicado en el primer piso.	204

Figura 95: Curva de comportamiento del muro ubicado en el segundo piso.	205
Figura 96: Curva de comportamiento del muro ubicado en el tercer piso. ...	206
Figura 97: Curva de comportamiento del muro ubicado en el cuarto piso. .	206
Figura 98: Muros de albañilería ubicados en el eje C.	207
Figura 99: Curva de comportamiento del muro ubicado en el primer piso. .	207
Figura 100: Curva de comportamiento del muro ubicado en el segundo piso.	208
Figura 101: Curva de comportamiento del muro ubicado en el tercer piso.	208
Figura 102: Curva de comportamiento del muro ubicado en el cuarto piso.	209
Figura 103: Curva de comportamiento del muro ubicado en el cuarto piso.	209
Figura 104: Curva de comportamiento columnas características del primer nivel.	210
Figura 105: Curva de comportamiento columnas características del primer nivel.	210
Figura 106: Curva de comportamiento columnas características del primer nivel.	211
Figura 107: Curva de comportamiento columnas características del primer nivel.	211
Figura 108: Modelo tridimensional de la estructura considerando puntal- tirante.	212
Figura 109: Punto de desempeño en dirección X, sismo $T_r=475$ años.	213
Figura 110: Parámetros asociados al punto de desempeño.	213
Figura 111: Niveles de desempeño asociados a la curva de capacidad en dirección X.	214
Figura 112: Punto de desempeño en dirección Y, sismo $T_r=475$ años.	215
Figura 113: Parámetros asociados al punto de desempeño.	215
Figura 114: Niveles de desempeño asociados a la curva de capacidad en dirección Y.	216
Figura 115: Punto de desempeño en dirección X, sismo $T_r=475$ años.	217
Figura 116: Parámetros asociados al punto de desempeño.	217
Figura 117: Punto de desempeño en dirección Y, sismo $T_r=475$ años.	218

Figura 118: Parámetros asociados al punto de desempeño.....	218
Figura 119: Punto de desempeño en dirección X, sismo $T_r=2500$ años.....	219
Figura 120: Parámetros asociados al punto de desempeño.....	220
Figura 121: Punto de desempeño en dirección Y, sismo $T_r=2500$ años.....	220
Figura 122: Parámetros asociados al punto de desempeño.....	221
Figura 123: Punto de desempeño en dirección X, sismo $T_r=2500$ años.....	221
Figura 124: Parámetros asociados al punto de desempeño.....	222
Figura 125: Punto de desempeño en dirección Y, sismo $T_r=2500$ años.....	222
Figura 126: Parámetros asociados al punto de desempeño.....	223

RESUMEN

El presente trabajo de investigación estudia el desempeño sísmico de un edificio multifamiliar de albañilería confinada de cuatro niveles ubicado en la ciudad de Huánuco, mediante la aplicación de modelos de plasticidad concentrada para el caso de elementos viga-columna; puntal tirante, para el caso de muros de albañilería confinada; y los modelos constitutivos de Martinelli. La metodología empleada en el desarrollo del presente trabajo tuvo dos partes esenciales, la primera orientada al estudio de las características geométricas, materiales y sistemas estructurales presentes en la edificación; mientras que la segunda parte estuvo orientada al desarrollo de modelos matemáticos para el análisis no lineal de la estructura. A partir de estos se materializaron la obtención de la curva de capacidad estructural, demanda sísmica y la determinación del punto de desempeño estructural. Además, la aplicación de los macromodelos puntal tirante junto a los modelos constitutivos de Martinelli, permitió evaluar el comportamiento local de cada uno de los muros de albañilería presentes en la estructura. Los resultados obtenidos indican que el desempeño sísmico de la estructura analizada para un sismo con periodo de retorno de 475 años fue de seguridad de vida, tanto en la dirección X como en la dirección Y, mientras que, para un sismo con un periodo de retorno de 2500 años, el desempeño sísmico fue prevención de colapso en la dirección transversal.

Palabras clave: desempeño sísmico, albañilería confinada, modelo de Martinelli, curva de capacidad estructural, análisis no lineal, punto de desempeño estructural, demanda sísmica, macromodelos puntal tirante.

SUMMARY

This research paper studies the seismic performance of a building confined four level masonry located in Huánuco city. Through the application of concentrated plasticity models, for the case of beam-column; strap strut, for the case of confined masonry walls; and the models constitutive of Martinelli. The methodology used in the development of the present work has two essential parts, the first oriented all study of the characteristics geometrics, materials and structural systems present in the building; whereas the part two was oriented to the development of mathematical models for nonlinear analysis of the structure. From these materialized the achievement of the structural capacity curve, seismic demand and the determination of the structural performance point. In addition, the application of the strap struts next to the Martinelli's constituent models made it possible to assess the local behaviour of each one of the masonry wall present in the structure. The results found show that seismic performance of the structure analyzed for an Earthquake with a period of return 475 years was security of life; both in the X direction and in the Y direction; whereas, for an Earthquake with a return period of 2500 years, seismic performance was prevention collapse in the cross-sectional direction.

Keywords: seismic performance, confined masonry, Martinelli's model, structural capacity curve, nonlinear analysis, structural performance point, seismic demand, macromodels strut strap.

INTRODUCCIÓN

Este trabajo de investigación se centra en el estudio del desempeño sismorresistente de una edificación concebida bajo el sistema estructural de albañilería confinada, que cuenta con cuatro niveles y se ubica en la ciudad de Huánuco. Además, se ha desarrollado la metodología propuesta por Martinelli et. al (2015) en cuanto se refiere a la implementación de los modelos constitutivos para la albañilería confinada en los modelos puntal tirante. Para su mayor entendimiento, el desarrollo de esta tesis se ha dividido en cuatro partes, mismas que se resumen brevemente a continuación.

El capítulo uno muestra el planteamiento del problema, devenida a partir de una realidad problemática basada en el alto nivel de peligro sísmico que caracteriza al Perú. Además, se definen las variables, objetivo de estudio y los objetivos del mismo.

El capítulo dos presenta el desarrollo del marco teórico usado para el desarrollo de este trabajo, en este se dan las definiciones más básicas del desempeño sísmico, demanda sísmica, modelos no lineales entre otros.

El capítulo tres presenta la metodología de la investigación planteada para dar respuesta a las interrogantes del problema de investigación. En este se detallan aspectos tales como el diseño de la investigación, el tipo de la investigación propuesta, la operacionalización de las variables, la definición de la población y muestra escogida para el desarrollo del estudio.

El capítulo cuatro muestra los resultados que se obtuvieron al aplicar la metodología propuesta a la solución del problema planteado. En este caso, se muestra el caso de estudio, sus características arquitectónicas, estructurales y las características más importantes de los materiales presentes en la estructura. Además, se presentan los modelos matemáticos realizados para el estudio del comportamiento sísmico y los resultados que se obtuvieron en términos de desplazamientos, distorsiones laterales y fuerzas cortantes.

Finalmente, el capítulo cinco muestra un resumen de las conclusiones obtenidas a lo largo del presente informe, así como las recomendaciones obtenidas en cada una de estas.

CAPÍTULO I

PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. Descripción del Problema

Como afirmó el historiador norteamericano William James Durant: “La existencia de la civilización es posible gracias al consentimiento geológico y está sujeta a cambios sin aviso previo” e indudablemente esto puede aplicarse a un país como el Perú, que a lo largo de toda su historia ha registrado fuertes sismos y terremotos. El Perú está ubicado en el Anillo de fuego del Pacífico, una zona de frecuente actividad sísmica y volcánica que se ubica en las costas del océano Pacífico.

Podemos definir al riesgo sísmico como la probabilidad que existe de que ocurra una pérdida originada por un movimiento sísmico en un tiempo determinado. Dicha pérdida puede medirse desde una perspectiva humana, económica o social y la escala que se elija establece el costo de la pérdida que indica una medida del riesgo. Podemos expresar el riesgo con respecto al número de muertos o con respecto a la cantidad de daño material (costo económico), que incluye factores directos como la destrucción de activos físicos y factores indirectos como la suspensión del comercio, entre otros. “La probabilidad que existe de que una pérdida sea a causa de un terremoto depende principalmente de dos elementos: amenaza sísmica y vulnerabilidad:” (Fournier d'Albe, 1988)

$$\text{Riesgo Sísmico} = \text{Amenaza Sísmica} * \text{Vulnerabilidad}$$

El Perú ha sido un país que desde la época colonial se ha encontrado sometido aproximadamente 163 veces a movimientos sísmicos de gran magnitud que sucedieron entre los años de 1555 y 2016. Alrededor de la historia de los diversos movimientos sísmicos que ocurrieron en el Perú, se ha observado el mal funcionamiento de estructuras que conforman las ciudades, evidenciando la clara necesidad de incorporar técnicas y estrategias nuevas, en el uso de distintas metodologías para diseñar estructuras, es así

que una vez más las metodologías de diseño tradicionales han sido puestas a prueba, lo que ha incrementado el riesgo sísmico en el Perú.

En el diseño estructural generalmente se usan métodos tradicionales, los cuales son aproximados y no toman en cuenta el impacto que causan las excitaciones en el tiempo, ni los efectos de la edificación cuando se desempeña más allá del límite elástico. Un ejemplo vemos en el momento en que diseñamos un elemento estructural, en el cual solo consideramos un único valor de la sección o de los materiales, pero no evaluamos una posible variación de la sección a lo largo del tiempo a causa del incremento de los valores de fuerza cortante, aceleración o desplazamiento. No obstante, si nuestro análisis se centra en el comportamiento en el rango inelástico, debemos considerar la elaboración de un modelo matemático que represente a cada material y describa su comportamiento basado en la magnitud de los esfuerzos actuantes en el mismo, en otras palabras, no empleamos el uso de un dato constante sino un historial de comportamiento. Por ello es primordial tener conocimiento acerca del comportamiento de cada uno de los materiales cuando se encuentran sujetos a ciclos constantes de carga y descarga como pasa en los momentos en que ocurre un terremoto (Vergara & Zevallos, 2014).

En la actualidad, a razón del crecimiento inmobiliario que se viene dando en el Perú, son diversos los métodos y tecnologías que se vienen empleando y desarrollando con respecto a procedimientos constructivos, ya que hoy en día solo se consideran parámetros lineales en el modelamiento estructural no obstante, es siempre muy importante poder desarrollar e implementar nuevas metodologías tanto de cálculo como de análisis en lo que se refiere a la fase de diseño del proyecto, las cuales tienen mucha importancia a lo largo del tiempo y un periodo de diseño que se ve reflejada en la comodidad que sienta el usuario con respecto a permanecer en un edificio seguro y que éste a la vez garantice una buena calidad de vida, es por ello que para este trabajo de investigación se plantea incluir el estudio de las propiedades no lineales del material a través del análisis por desempeño de la edificación en estudio.

Además, en nuestro país se puede observar que, en muchos proyectos existe un problema común que se da en la etapa del diseño o elaboración del expediente técnico, y es, el que hoy en día de muchos proyectos que se realizan, son pocos los que poseen o cuentan con un modelamiento adecuado en algún software para el análisis estructural de la estructura a construirse.

Todo lo mencionado anteriormente se da porque las instituciones en nuestro país tanto públicas como privadas no son tan exigentes en hacer cumplir esa etapa en el diseño del proyecto. Esto es algo que con el tiempo y la ocurrencia de eventos sísmicos, se manifiesta claramente en los daños estructurales graves que presentan las estructuras, es por ello que mediante este trabajo de investigación se busca que en los futuros proyectos, este método sea empleado por los ingenieros estructurales y requerido de forma obligatoria por las instituciones para que de esta forma se mejore el diseño estructural y se optimice en los costos tanto de mantenimiento como de post ejecución de nuestras estructuras. De esta manera se podrían prevenir muchos daños, ya que, si los edificios vulnerables se pudieran reforzar a tiempo, podrían eliminarse o reducirse en gran medida los costos de reparación posteriores a un terremoto.

Hoy en día en la ingeniería estructural y el diseño sísmico basado en desempeño, el desafío que se tiene está en la elaboración de métodos simples y efectivos que faciliten el análisis, diseño, y evaluación del comportamiento sismorresistente de estructuras. Estos métodos deben encontrar de una manera certera y confiable los niveles de desempeño seleccionados del edificio. Así, son necesarios procedimientos analíticos que puedan predecir certeramente las demandas de fuerzas y deformaciones causadas por los sismos en edificaciones diseñadas con códigos recientes de construcción. En respuesta a esta necesidad, procedimientos simplificados de análisis no lineal han sido incorporados en los documentos ATC-40 y FEMA 356, para calcular la demanda de desplazamiento inducida en una edificación suponiendo una deformación inelástica (Chopra & Goel, 1999).

1.2. Formulación del Problema

1.2.1. Problema General

¿Cómo evaluar el desempeño sismorresistente aplicando el Método de Análisis Estático No Lineal Pushover en una edificación de 4 niveles en la Ciudad de Huánuco, 2019?

1.2.2. Problemas específicos

- ¿Cómo realizar el análisis sísmico lineal de una edificación de 4 niveles en la Ciudad de Huánuco usando ETABS 2016 para verificar el cumplimiento de los requisitos mínimos que establece la Norma E 030 de Diseño Sismorresistente en el Perú?
- ¿Cómo efectuar el Análisis Estático No Lineal Pushover de una edificación de 4 niveles en la Ciudad de Huánuco usando ETABS 2016, para obtener las curvas de capacidad y punto de desempeño de la estructura?

1.3. Objetivo General

- Evaluar el desempeño sismorresistente aplicando el Método de Análisis Estático No Lineal Pushover en una edificación de 4 niveles, en la Ciudad de Huánuco 2019.

1.4. Objetivos específicos

- Realizar el análisis sísmico lineal de una edificación de 4 niveles en la Ciudad de Huánuco usando ETABS 2016 para verificar el cumplimiento de los requisitos mínimos que establece la Norma E 030 de Diseño Sismorresistente en el Perú.
- Efectuar el Análisis Estático No Lineal Pushover de una edificación de 4 niveles en la Ciudad de Huánuco usando ETABS 2016, para obtener las curvas de capacidad y punto de desempeño de la estructura.

1.5. Justificaciones de la Investigación

- **Justificación Técnica**

La investigación se ha desarrollado utilizando metodologías y técnicas que tratan a las variables y sus componentes investigados, a través del uso de técnicas e instrumentos para la recolección y el procesamiento eficiente de los datos. Este trabajo es de gran relevancia para los ingenieros civiles especialistas en estructuras, ya que a través de la aplicación de procedimientos y métodos analíticos van a poder realizar un diseño adecuado en base al desempeño sísmico usando el análisis estático no lineal de una manera más práctica.

- **Justificación Metodológica**

Se ha utilizado la metodología investigativa para la realización del planteamiento del problema, marco teórico, resultados, conclusiones y recomendaciones; porque los procedimientos y técnicas que se han utilizado para este estudio tienen valor metodológico y juicio de expertos referentes al tema que nos ayudarán a cumplir con los objetivos de la investigación. Se han usado técnicas de investigación como el análisis documental y la observación. Con ello se podrá evaluar el desempeño sismorresistente a través de la aplicación del método de Análisis estático no lineal Pushover en una edificación de 4 niveles en la ciudad de Huánuco 2019.

- **Justificación Práctica**

Este estudio se justifica prácticamente porque permitirá aplicar procedimientos y métodos analíticos que ayudarán al correcto diseño estructural sismorresistente. Posteriormente ayudará a establecer los procedimientos constructivos adecuados para la construcción de edificaciones que puedan tener un buen desempeño sismorresistente y de esta forma tener edificaciones más seguras.

- **Justificación Económica**

En este aspecto, al investigar se pudo comprobar que los gastos de planificación son mayores por el extenso trabajo y habilidad del diseñador, pero comparando con los gastos de reparación que se realizaría en la estructura después de ocurrido un sismo, estos son mucho menores ya que la estructura tendría un desempeño sismorresistente adecuado y continuaría operativa tras la ocurrencia del movimiento sísmico.

Según Sitter (1984) en su libro la ley de evolución de los costos (Ley de los cincos) nos explica que, si se puede subsanar o anticipar algún tipo de deficiencia durante el tiempo del proyecto, esto garantizará ahorros en costos económicos de hasta 125 veces en acciones de reparación después de ejecutado el proyecto.

1.6. Limitaciones de la Investigación

La investigación de este estudio se ha centrado en realizar el modelado estructural de un edificio ya diseñado, el cual se sometió a un análisis no-lineal estático, para lo cual se ha utilizado el software ETABS 2016, de esta forma se ha podido evaluar el comportamiento sismorresistente y determinar la necesidad de reforzar estructuralmente la edificación. Además, se calculó el punto de desempeño estructural, el cual ha reflejado la cantidad de daño que ha sufrido la edificación tras el nivel de sismo a la que estuvo sometida, pero como en todo estudio existieron limitaciones con las que se debieron lidiar en el proyecto.

En este caso las limitaciones que se han tenido en este estudio fueron:

- **Información:** Las limitaciones que se han tenido con respecto a la obtención información fueron las siguientes:
 - Hasta la fecha de presentación de este estudio tanto en el ámbito local como nacional existieron muy pocos trabajos de investigación sobre el análisis estático no lineal Pushover. A causa de la limitada información teórica que existe acerca de esta metodología, esta es una de las muchas limitaciones que han ocasionado este análisis.

➤ Otra de las limitantes que se ha encontrado para la realización de este estudio fue con respecto a la obtención de la información del proyecto, ya que solo algunas infraestructuras existentes en la Ciudad de Huánuco cuentan con su respectivo expediente técnico, además las constructoras ejecutoras de dichas obras o proyectistas no dan accesibilidad a sus estudios y por consiguiente se hace difícil la obtención de estos datos. Es por ello que el presente proyecto ha sido elegido de acuerdo a la disponibilidad que se tuvo para obtener la información necesaria para su análisis.

➤ La biblioteca de la Universidad De Huánuco ha carecido de información referente al tema de investigación.

➤ En el presente trabajo de investigación se han hecho uso de normas internacionales, debido a que no existe en el Perú alguna norma técnica orientada al diseño sismorresistente de estructuras que tome como base el análisis no lineal y el Reglamento Nacional de Edificaciones en la norma E.030 de Diseño Sismorresistente no contempla información alguna acerca del análisis no lineal.

➤ Adquirir el software ETABS 2016 en idioma español fue otra limitante para el presente estudio, razón por la cual se ha desarrollado en el ámbito internacional.

- **Tiempo:** el tiempo en que se ha estimado la realización de este estudio fue un factor limitante, ya que los 4 meses en los que se desarrolló el curso de asesoramiento de tesis profesional en la Universidad fue un periodo demasiado corto para realizar un proyecto de investigación, como el que se ha planteado.

- **Económico:** Los recursos que se han usado tanto para pruebas en laboratorio como para trabajos de campo y obtención de datos de fuentes primarias, han requerido de costos adicionales que llegaron a ser un factor limitante para el investigador, que muchas veces no contó con la solvencia

económica necesaria, es por ello que se considera que fue un factor que ha limitado de alguna forma este estudio.

1.7. Viabilidad de la Investigación

- **Viabilidad Técnica:** se ha contado con los suficientes recursos financieros y humanos tanto como la dirección técnica profesional de un especialista, laboratorios para los ensayos y los softwares necesarios para el estudio.

- **Viabilidad Económica:** Para este estudio se ha requerido la adquisición de libros, asesoramiento profesional de ingenieros especialistas en el tema (servicios de consultoría), realización de pruebas en laboratorio y todo el material de escritorio que se ha llegado a necesitar. Además, se contó con la capacidad, dedicación y habilidad para investigar, de esta forma se pudo conseguir buenos resultados; ya que adicionalmente se contó con un asesor particular referente a los temas de metodología, procesamiento de datos y análisis no lineal.

- **Viabilidad Social:** No ha habido restricciones, ya que realizado el análisis estructural y una vez haber comprobado su viabilidad, la población y demás profesionales han podido tener conocimiento de la importancia de aplicar este análisis a los proyectos futuros, que además permitirá construir edificaciones más estables y seguras ante un evento sísmico.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de la Investigación

Al visitar bibliotecas locales y nacionales se han encontrado estudios relacionados con la presente investigación, mismas que se describen a continuación:

2.1.1. Internacionales

Carrillo (2007), Evaluación De La Vulnerabilidad Sísmica De Estructuras Utilizando Un Diseño Por Desempeño, en Acapulco, México. El objetivo fue: Ilustrar las ventajas de la utilización del diseño por desempeño en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras, donde se estima la capacidad esperada de una estructura diseñada de acuerdo con el reglamento mexicano. Usando un enfoque de diseño por desempeño, es posible tener una estimación más acertada de dicho comportamiento, permitiendo, en la mayoría de los casos, disminuir o eliminar los costos de una rehabilitación estructural. Como se observa al cambiar de uso la edificación, la demanda de ductilidad (μ) y de desplazamiento (D_t) son mayores en la estructura actual. Aun cuando el edificio fue diseñado inicialmente para una sollicitación sísmica 50% menor a la sollicitación sísmica actual, la capacidad de resistencia de los elementos estructurales cumple con los requisitos del código de diseño. Sin embargo, los desplazamientos en la estructura son mayores a los estipulados en dicho código. Por ejemplo, para la distribución de desplazamientos lineal en la altura del edificio (como la utilizada para el análisis estático no lineal), el desplazamiento máximo permitido es aproximadamente de 26.4 cm [$0.012 \times (450 + 350 \times 5)$], el cual es mayor que la demanda de desplazamiento para la demanda sísmica correspondiente al nuevo uso de la edificación ($D_t = 37.8$ cm). Teniendo en cuenta lo anterior, el edificio será capaz de resistir la nueva demanda sísmica, pero los daños que se pueden presentar en la estructura son importantes. Este tipo de edificaciones (hospital), deben permanecer en servicio aún después del evento sísmico. Por lo tanto, es necesario sólo aumentar la rigidez del mismo

por medio de muros de concreto o diagonales en el sentido corto y verificar nuevamente el comportamiento global de la estructura.

Villanueva (2009), Diseño Sísmico Por Desempeño Aplicado A Un Edificio De Hormigón Armado, en Valdivia, Chile. El objetivo fue: Aplicar la metodología de Diseño Sísmico Por Desempeño a una estructura de hormigón armado, en base a muros y marcos, y comparar los resultados con los obtenidos al aplicar la Norma Chilena NCh 433 Of.96 “Diseño Sísmico de Edificios”. La estructura a analizar se ajusta a la definición correspondiente a un sistema estructural del tipo mixto, según lo señala la Nch 433 Of. 96, esto es una estructura que soporta las acciones gravitacionales y horizontales con una combinación entre muros y pórticos, dicha estructura tendrá 5 pisos, de planta regular e igual para todos. Los factores de reducción de la demanda sísmica R_u obtenidos para el Sismo Raro y para el Sismo Muy Raro son menores que los obtenidos de la Nch433.Of.96, siendo el factor de reducción sísmica obtenido para un Sismo Raro un 60,5% menor y los factores de reducción de la demanda sísmica obtenido para el Sismo Muy Raro un 42,3% menor, al obtenido utilizando la Nch433.OF96. Las ductilidades obtenidas mediante la aplicación del diseño sísmico por desempeño son menores que la ductilidad última $\mu=12,2840$, obtenida directamente de la curva de capacidad. La ductilidad de desempeño obtenida para un Sismo Raro es $\mu=1,9030$ equivalente a un 15,25% de la ductilidad última. La ductilidad de desempeño obtenida para un Sismo Muy Raro es $\mu=3,1939$ equivalente a un 26,00% de la ductilidad última. La estructura sometida a un Sismo Frecuente alcanza un 13,62% del corte de fluencia y V_y un 32,4% del corte de diseño Q_0 (Nch433.Of.96). La estructura sometida a un Sismo Ocasional alcanza un 19,07% del corte de fluencia V_y y un 45,4% del corte de diseño Q_0 (Nch433.Of.96). La estructura sometida a un Sismo Raro alcanza un 86,00% del corte basal último V_u y un 241,6% del corte de diseño Q_0 (Nch433.Of.96). La estructura sometida a un sismo Muy Raro alcanza un 87,7 % del corte basal último V_u y un 246,5 % del corte de diseño Q_0 (Nch433.Of.96). A pesar que para los sismos Raro y Muy Raro la demanda sísmica es más que el doble de la demanda sísmica de diseño, esta alcanza en el caso más desfavorable solo un 87,7% del corte último, poseyendo una gran reserva de capacidad que

podría ser demandada durante la ocurrencia de un sismo de mayor intensidad que los estudiados. Tal como se esperaba la estructura se mantiene en el rango elástico durante la ocurrencia del Sismo Frecuente y Ocasional, e incursiona en el rango inelástico durante la ocurrencia del Sismo Raro y Muy Raro. El máximo drift se presenta en el 4º piso, alcanzando solo un pequeño porcentaje del máximo valor permitido para cada nivel de desempeño asociado a los diferentes tipos de sismo. Sismo frecuente 45,57%, Sismo Ocasional 31,9%, Sismo Raro 41,76% y Sismo Muy Raro 39,21%.

Portillo, Rodríguez y Martínez (2011), Introducción al diseño de marcos de concreto reforzados, por el método de análisis estático no lineal (push-over)", utilizando un software especializado, en San Miguel, El Salvador. El objetivo fue: Investigar sobre el método de análisis no lineal (pushover) en base al diseño de edificaciones sismo resistente, para luego hacer una comparación entre el método de análisis lineal y no lineal utilizando un software especializado para el cual se desarrollará una guía metodológica del software para el análisis general de marcos de concreto reforzados, y así concluir con un análisis comparativo de ambos métodos con referencia a una edificación. Como metodología de investigación se realizó la búsqueda de información relacionada con la temática en desarrollo, que tiene por objeto la familiarización con el tema, mediante consultas bibliográficas, tanto de publicaciones afines a la problemática planteada que ha sido estudiada previamente en el país o por estudios realizados en el extranjero. Una vez recolectada la información, se procederá a plantear los conceptos básicos que regirán nuestra investigación, así como la terminología empleada en el proceso, lo cual servirá como base para sustentar los diferentes cálculos y procesos que se plantearán y desarrollarán, los cuales servirán a la vez de ayuda para el uso de métodos racionales de diseño sísmico. Finalmente se completará la redacción de la guía de análisis estructural de edificios utilizando modelos tridimensionales, que servirá de base para el desarrollo del análisis de estructuras de edificios regulares por medio de programas de computadora. De acuerdo con el análisis Pushover se encuentra que la curva de capacidad presenta una linealidad en el comportamiento, asociado a la curva de capacidad, hasta que se obtiene un cortante basal de

aproximadamente 166.09 Ton y un desplazamiento alrededor de 2.55 cm en la parte superior. De este punto en adelante se muestra un gran aumento en el desplazamiento con un poco de incremento en el cortante de la base; esto se debe a que es en esa zona en donde se presenta gran pérdida de la rigidez y la mayor plastificación de los elementos. La estructura alcanza su capacidad última cuando se ha alcanzado un desplazamiento de 10.41 cm y un cortante basal de 365.43 Ton. Finalmente se detiene el análisis cuando se logra un desplazamiento máximo de 10.41cm el cual es considerado como un valor en el cual la estructura en estudio alcanza su capacidad máxima y colapsa. Por otra parte, se puede observar que las primeras articulaciones que se plastifican se encuentran ubicada en las vigas centrales y las columnas del primer nivel. Se puede observar que, en el décimo paso, la estructura presenta una caída abrupta del 38.77% en la capacidad del cortante de la base, alcanzando su resistencia última.

2.1.2. Nacionales

Vergara y Zevallos (2014), Análisis Sísmico Por Desempeño Estático No Lineal De Un Edificio De 6 Niveles En La Ciudad De Trujillo, La Libertad, en Trujillo, La Libertad. El objetivo fue: Realizar el Diseño por desempeño y análisis sísmico no-lineal estático de un edificio de 6 pisos en la localidad de Trujillo, La libertad, de tal manera de establecer parámetros de calidad a comparación con un diseño estructural tradicional. Se analizó estructuralmente una estructura de 6 niveles, de tal manera de concluir en el estado de performance que se encuentra y se describirá cómo reaccionó ante un sismo de diseño según RNE-E030 considerando las incursiones no lineales sus elementos estructurales. Se desarrollará a cabo el proyecto “Vivienda Multifamiliar” Ubicada en la Mz C, Lote 8- Urb Ingeniería, perteneciente al Distrito Trujillo, Provincia Trujillo, Departamento de La Libertad.

El edificio consta de 6 niveles, en el primer piso una zona de estacionamiento, en los pisos 2°, 3°, 4° 5° y 6° cuenta con departamentos de 120m² y finalmente una azotea con área común, así como áreas verdes comunes. Como se observa en la figura III-18 del cálculo punto desempeño por el método FEMA-356, nos muestra un desplazamiento máximo para un sismo de diseño E.030 reducido de la edificación en el 6 nivel de 4.133cm, si bien es

cierto este punto cae en el rango inelástico, sin embargo, aún estamos en un rango de desempeño netamente operacional para la edificación. A modo de comparación se realizó otro método, dentro de ellos está el código ATC-40, en la figura III-22, nos muestra un desplazamiento máximo de 4.150cm, esto corrobora el resultado obtenido por el método FEMA-356. Para efectos de la reducción del sismo aceleraciones se consideró el amortiguamiento elástico e hysterético propio de la estructura con un valor $\beta_{eff}=16.28\%$, la normal E.030 considera un 5% por el amortiguamiento elástico, esto indica que la estructura a lo largo del evento sísmico disipa energía por su propia histerésis, y este factor es considerable. La fluencia efectiva en fuerza cortante de la estructura global fue $V_{f.e}=525.06$ ton, la fuerza cortante del colapso fue $V_{colapso}=1447.98$ ton y la fuerza cortante demanda $V_{demanda}=625.50$ ton. El desplazamiento de colapso $\Delta_{colapso}=6.3cm$, el desplazamiento de la fluencia efectiva $\Delta_{f.e}=3.4cm$ y el desplazamiento de la demanda es $\Delta_{demanda}=4.3cm$. La ductilidad neta de desplazamiento de la estructura de la estructura es $\Delta_{col}/\Delta_{f.e}=5.1$. La ductilidad demandada de desplazamiento de la estructura de la estructura es $\Delta_{col}/\Delta_d=3.9$

Delgadillo (2005), Análisis No Lineal Estático De Estructuras Y La Norma E-030, en Lima, Perú. El objetivo fue: Observar la utilidad del Análisis No Lineal Estático Pushover que nos presenta el ATC-40 y FEMA-356, utilizado conjuntamente con la demanda sísmica proveída por la Norma Peruana de Diseño Sísmico E-030, poder obtener y evaluar el nivel de daño producido en los elementos mediante el monitoreo de las deformaciones (giros o desplazamientos) en el nivel de desempeño de la estructura y luego proceder a la verificación de los límites locales de aceptación dados por FEMA 356 y ATC-40. Se tomó como ejemplo un edificio de cinco pisos con irregularidad en planta, destinada a departamentos. El diseño de la estructura y las posibles deficiencias que pudieran ser halladas son de exclusiva responsabilidad del autor de esta tesis. Del análisis se observó que para un sismo como el que nos da la Norma E-030 y aplicada en la dirección X, algunos elementos de la estructura tienen un comportamiento que supera su rango elástico, Ahora debemos saber si esa incursión inelástica está dentro de los límites aceptables o no, para poder reforzarlos en caso de que

sobrepase los límites permitidos. En los siguientes gráficos se muestran el chequeo del comportamiento de algunos elementos que tuvieron esfuerzos más allá de su límite elástico, y veremos si su deformación (giro) está dentro del rango permitido de acuerdo al objetivo de comportamiento básico, lo que significa que no deben pasar el nivel de Seguridad de Vida (SV). En la dirección del eje X, la dirección más fuerte, el desplazamiento de desempeño en el techo fue de 2.186 cm.

Fajardo (2012), Evaluación Estructural De Una De Las Edificaciones Del Hospital Edgardo Rebagliati Martins Usando El Método Del Espectro De Capacidad, en Lima, Perú. El objetivo fue: Llevar a cabo la Evaluación estructural de una de las edificaciones del Hospital Edgardo, Rebagliati Martins usando el método del Espectro de Capacidad. De los resultados más resaltantes se desprendieron algunas de las siguientes conclusiones: Ante la ocurrencia de un eventual movimiento sísmico de regular intensidad, la estructura de la edificación (aporticada, tal como fue concebida) experimentaría formaciones plásticas en los extremos de la mayoría de las vigas, a niveles de Ocupación Inmediata, en ambas direcciones del edificio. Sin embargo, por la densidad del daño producido, una intervención futura para remediar dichos daños podría significar la paralización de las funciones con las consecuentes pérdidas. El punto de desempeño obtenido en ambas direcciones del análisis realizado muestra que la estructura estaría incursionando en el intervalo de comportamiento inelástico. La estructura, tal como fue concebida, se muestra muy flexible en la dirección de análisis "Y" llegando a experimentar distorsiones por sismo, en algunos de los pisos intermedios, que superan los estándares permisibles en la norma vigente peruana. Por tanto, se concluye que la estructura necesita mejorar su rigidez en dicha dirección ya que la albañilería existente no sería competente para este propósito. En tal sentido, se recomienda llevar a cabo un proyecto de reforzamiento de la estructura que apunte a reducir el nivel de posibles daños estructurales a fin de evitar futuras paralizaciones en las funciones básicas para las que el edificio está destinado.

2.1.3. Locales

Hipolo (2015), Optimización del diseño estructural Sismorresistente con aplicación de software para la factibilidad técnica del proyecto arquitectónico: centro deportivo para la formación físico y mental sostenible de la juventud del distrito de Conchamarca- Huánuco- 2014-2024, en Huánuco, Perú. El objetivo fue: Realizar el análisis del proyecto arquitectónico ubicado en Conchamarca- Huánuco y diseñar los principales elementos estructurales; así de esta manera recordar, organizar y complementar, bajo una forma de aplicación práctica, los conocimientos adquiridos en los diversos cursos básicos de la carrera. La población objetivo está representada por cada elemento estructural que conforma cada módulo y componente considerado en el proyecto arquitectónico tales como: cimentación, columnas, vigas, Losas, tipo de materiales. Para la presente tesis de graduación está conformado por todos los elementos resistentes del Bloque EDIFICACIÓN el cual está conformado por 3 Módulos: 1, JI y 111. La investigación es de tipo aplicada y de enfoque cuantitativo; el diseño es aplicativo, transversal. Al aplicar la norma y el proyecto norma E.030 en el análisis estructural, arrojan desplazamientos laterales en ambas direcciones similares, por lo que para estructuras regulares ubicadas en Huánuco no es necesario aplicar el proyecto de norma para garantizar mayor margen de seguridad de desplazamientos ante cualquier evento sísmico. Se aplicaron cada uno de los conceptos y normas establecidas para el diseño estructural sismo resistente, encontrando el tipo de estructura adecuado a cada una de las exigencias y características del proyecto, en este caso, de tipo combinado, por ser un sistema de pórtico de carga y muro estructural. El diseño de los elementos estructurales se efectuó de acuerdo a los requisitos de resistencia sísmica y los materiales estructurales propuestos del cual el concreto es un material óptimo en la utilización para la ejecución de este proyecto arquitectónico. En este punto intervinieron los grados de disipación de energía, permitiéndole a la estructura operar en el rango inelástico de respuesta.

2.2. Bases Teóricas

El motivo por el que el análisis y diseño sismorresistente de las edificaciones hoy en día se basa en su mayoría en fuerzas, y se habla más

de aceleraciones en lugar de desplazamientos, viene desde hace muchos años atrás y se encuentra basada en consideraciones históricas.

En los años treinta, han sido escasas las estructuras que fueron realmente diseñadas para resistir acciones sísmicas, pese a ello, ocurrieron varios sismos y se pudo observar que las estructuras diseñadas que consideraban las fuerzas laterales, como el viento, tuvieron una mayor resistencia. En resultado a esto, muchos países de acuerdo a sus zonas sísmicas empezaron a incorporar especificaciones en sus reglamentos, los cuales estaban orientados al diseño por fuerzas laterales inerciales.

Alrededor de los años cuarenta y cincuenta las propiedades netamente dinámicas de los edificios (como el periodo de vibración) comienzan a ser finalmente comprendidas y estudiadas, para dar una mejora a los diseños estructurales de las edificaciones en ese entonces.

Posteriormente en los años sesenta el concepto de “ductilidad” era usado solamente para describir una característica del comportamiento de los materiales, luego éste cambió y su descripción abarcaba hasta tener en cuenta el comportamiento global del edificio e inclusive, se consideraba la existencia de un vínculo con los criterios de rigidez y resistencia estructural.

La ductilidad como concepto usado de la forma en la que es definida en la actualidad nos ha dado la posibilidad de empezar a diseñar con fuerzas reducidas, luego se habló de criterios de control y reducción de daños en la estructura a causa de los eventos sísmicos.

El fin del desempeño sísmico es tener principios básicos y concretos que ayuden a tener resultados verídicos acerca del comportamiento estructural, para ello toma en cuenta factores como la seguridad y los costos. Seguidamente, se pasa a describir una breve reseña acerca del desempeño sísmico y su desarrollo:

El libro Azul de la SEAOC

El comité de sismología de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC) fue la primera asociación en desarrollar las principales

reglamentaciones sísmicas en EE. UU y otros países. En 1959, presentaron diversas publicaciones sobre requisitos estructurales y recomendaciones de diseño de estructuras para los efectos de las fuerzas laterales, también conocido como el Libro Azul de la SEAOC. Este libro se ha utilizado en conferencias internacionales de ingeniería y fue publicado por Uniform Building Standards en 1997 (Paredes, 2016).

En las ediciones primeras del libro mencionado anteriormente, la intención era diseñar en términos del desempeño, centrándose principalmente en realizar estructuras que debían ser diseñadas para soportar:

- Un menor nivel de movimientos sísmicos sin que la estructura sufriera daños.
- Movimientos sísmicos moderados sin que la estructura presente daños a nivel de los elementos estructurales que la conforman, pero es probable que existan daños en elementos o componentes no estructurales.
- Un nivel alto de movimientos sísmicos que se asemejan al de intensidad máxima, pero sin que ocurra el colapso, donde pudiese existir o darse algún daño en elementos estructurales.

Los mismos objetivos de resistencia en las estructuras estuvieron presentes en las siguientes ediciones de libro, los cuales se modificaron a partir de la publicación del año 1999, en donde inicialmente los principios que se planteaba para el diseño eran solo formulaciones empíricas cuyo fin era evaluar el fenómeno de una manera cuantificable, a través de la siguiente expresión (1) que trataba de realizar el cálculo la fuerza cortante que recibía la estructura en la base:

Factores de suelo local en la normativa americana:

$$V = Z * I * K * C * S * W \quad \dots (1)$$

Donde:

V = Fuerza cortante en la base

Z = Aceleración del suelo (de acuerdo a la región)

I = Factor de importancia

K = Clase de sistema estructural usado

C = Factor de amplificación sísmica

S = Factor del suelo (de acuerdo al tipo de suelo)

W = Peso de la edificación

El empleo del cortante basal junto con los principios de derivas elásticas y criterios de detallado tenían como finalidad brindar seguridad contra el probable colapso del edificio, además de controlar los daños que se pudieran producir en la misma. La mayoría de los factores mostrados en la ecuación anterior se basan en conjeturas de ingeniería lo cual ponía en duda la magnitud y frecuencia del fenómeno, ya que el diseño se realizaba de manera elástica, es decir, se realizaba sin las consideraciones de un comportamiento en el rango inelástico de los materiales y la estructura (Paredes, 2016).

El diseño estructural sísmico siempre ha estado basado en fuerzas. Sin embargo, el diseño estructural actual está hecho exclusivamente para niveles de sismicidad, a causa de los sismos, que son inferiores a los obtenidos a partir de un análisis elástico. Esto se debe a que sabemos y entendemos que los buenos diseños estructurales son aquellos que tienen comportamiento dúctil y pueden deformarse de forma inelástica sin una pérdida significativa de su resistencia. En algunos casos, esto significa que existirá daño estructural, pero no colapso (Fajardo, 2012).

ATC 3-06

En esta publicación se prevé aplicar el análisis de peligrosidad sísmica de Cornell (1968) como un nuevo método, el cual toma como base los mapas de contornos para aceleraciones y velocidades máximas efectivas. Empleando los mapas de Algermissen y Perkins publicados en el año 1976, en los cuales se muestran las zonas clasificadas de acuerdo al riesgo sísmico, se contrastaron con las máximas aceleraciones efectivas y las máximas velocidades efectivas, obteniendo como resultado espectros semiprobabilísticos que ayudarán a realizar la evaluación del comportamiento sismorresistente de una edificación.

Además, la publicación incluía la incorporación del factor R (Factor de reducción espectral), el cual es un parámetro que permite que el diseño

estructural se realice con fuerzas reducidas por lo que se supone que las fuerzas de diseño elásticas actuarán en zonas donde puedan esperarse reacciones inelásticas de la estructura.

FEMA 356 y ATC-40

Alrededor de los años ochenta, comenzó el desarrollo de métodos que nos daban ciertos parámetros para el diseño y reforzamiento en donde se toma en cuenta el comportamiento inelástico de las estructuras, mediante el uso de criterios simplificados lineales. Documentaciones como FEMA-356 y ATC-40 poseen pasos simplificados que incluyen al análisis estático no lineal con la finalidad de poder predecir un comportamiento próximo a la realidad del desempeño de las estructuras. Por esa razón, son parte del avance que se tuvo en comparación con los métodos convencionales de análisis lineales que utilizan espectros con cierta reducción.

2.2.1. Conceptos básicos de dinámica estructural

2.2.1.1. Grados de libertad

Para un análisis dinámico, es importante el grado de libertad en el que se producen las fuerzas inerciales de gran magnitud, ya que estas son fuerzas que resultan del producto entre la masa y la aceleración o también expresado como la multiplicación del momento de inercia por la aceleración angular. Como ejemplo se muestra la Figura 1, un pórtico con 12 grados de libertad estáticos, pero, si solo importan las fuerzas inerciales generadas por las masas m_1 y m_2 al desplazarse de forma lateral y la deformación de los pisos en ese plano es despreciable, entonces existe un sistema de movimiento con exactamente 2 grados de libertad dinámicos, los cuales llegan a ser los desplazamientos laterales 1 y 2 en el gráfico en mención (Bazán & Meli, 1985).

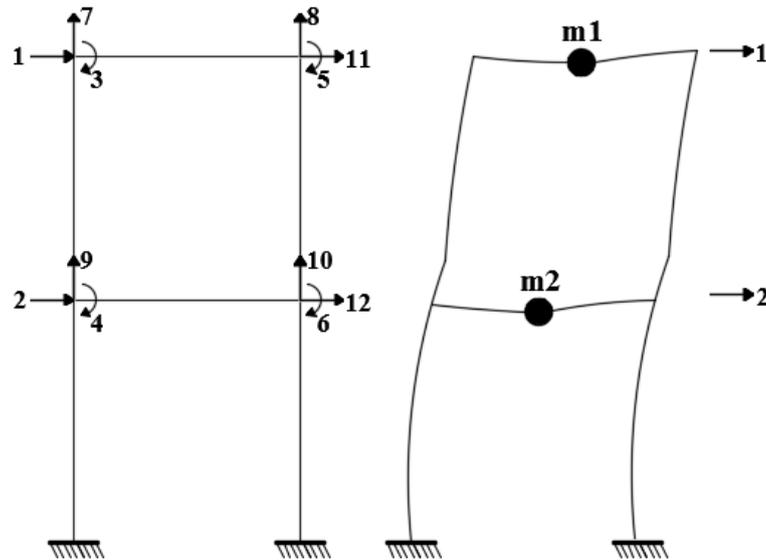


Figura 1: Grados de libertad estáticos y dinámicos.

Fuente: (Bazán & Meli, 1985)

2.2.1.1.1. Sistemas de un grado de libertad

La Figura 2 muestra la representación direccional de los grados de libertad de la masa durante su movimiento. El pórtico 3D posee 6 grados de libertad, pero el gráfico muestra un grado de libertad, el cual es una simplificación del movimiento lateral en el nivel i .

La rigidez está dada por la fuerza general que se requiere para producir un desplazamiento unitario general fijando los grados de libertad restantes. La fuerza general está compuesta por fuerzas y momentos, por lo que estos están relacionados entre sí. La fuerza se relaciona con los desplazamientos mientras que los momentos están asociados a los giros (Gómez, 2007).

Aplicando la segunda ley de Newton (cualquier masa relacionada a una aceleración crea una fuerza de movimiento en la dirección opuesta, llamada fuerza de inercia) y realizando la gráfica del diagrama de fuerzas de la Figura 2 tenemos:

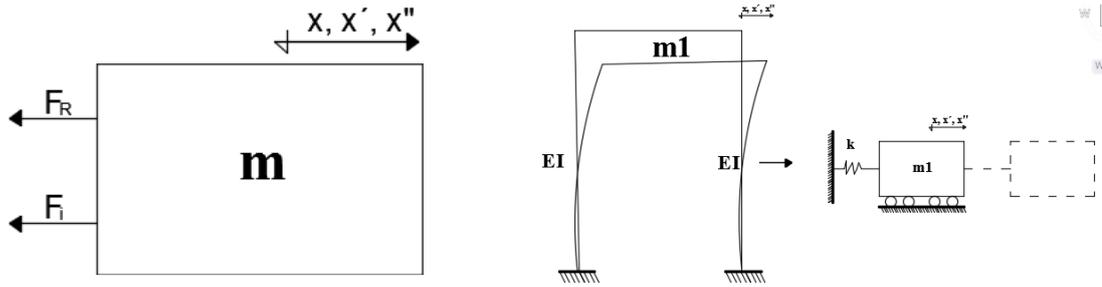


Figura 2: Dirección del grado de libertad.

Fuente: (Gómez, 2007).

Donde:

$F_R = \text{Fuerza de rigidez} = kx$

$F_I = \text{Fuerza de inercia} = mx''$

La ecuación $mx'' + kx = 0$ es una ecuación diferencial de 2° orden homogéneo y su solución está dada por:

$$\omega^2 = \frac{k}{m} \dots \dots \dots (2.1)$$

Luego el desplazamiento esta dado por:

$$X = C1\text{sen}(\omega t) + C2\text{cos}(\omega t)$$

$$X' = C1\omega\text{cos}(\omega t) - C2\omega\text{sen}(\omega t)$$

Al aplicar la condición inicial cuando $t = 0$ en cada ecuación planteada, podemos calcular las constantes $C1$ y $C2$. Posteriormente hallamos el desplazamiento de la masa con respecto al tiempo t , y representamos la vibración libre de la siguiente forma:

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_{ni}} \dots \dots \dots (2.2)$$

$$f = \frac{1}{T} \dots \dots \dots (2.3)$$

$T = \text{Periodo de vibración}$

ω = Velocidad angular

f = Frecuencia angular

2.2.1.1.2. *Sistemas de varios grados de libertad*

La Figura 3 muestra una estructura compuesta por múltiples masas discretizadas, las cuales se encuentran acopladas mediante un sistema de rigideces (resortes). La cantidad numérica de grados de libertad es la misma que la cantidad numérica de formas posibles de movimiento que pueda tener la estructura.

Para pórticos planos no existe más de 1 grado de libertad para cada nivel. Para definir el movimiento de cada nivel en estructuras tridimensionales se requieren 3 grados de libertad (Gómez, 2007).

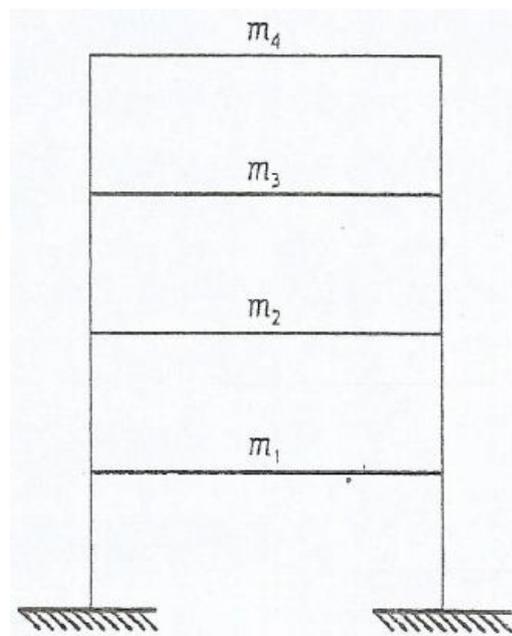


Figura 3: Pórtico de cuatro niveles.

Fuente: (Gómez, 2007).

2.2.2. **Materiales de construcción**

En el ámbito de la construcción se hace uso de una gran variedad de materiales, de acuerdo al tipo de estructura a construir. Para el análisis y el diseño de una estructura los de mayor uso o más comunes son: el concreto, el acero y la mampostería.

Es de gran importancia para los ingenieros estructuristas tener conocimiento acerca de las principales características y propiedades de cada uno de los materiales de construcción que se emplean en una estructura, así como también es necesario poder establecer los valores máximos de los esfuerzos resistentes para cada uno de estos y de esta forma conocer cómo será su comportamiento ante los diferentes niveles de carga a los que estará sometida la edificación durante su vida útil. Dichas características, así como su comportamiento se pueden determinar y analizar a través de la construcción de la gráfica de esfuerzo – deformación de cada material, y de esta manera se podrá determinar si los materiales que se están empleando para la construcción de nuestra edificación serán lo suficientemente resistentes, para tolerar o no los esfuerzos máximos a los que estarán sometidos.

2.2.2.1. Concreto simple

El hormigón, más conocido como concreto simple es un material petroso, hecho a partir de la combinación de cemento, áridos y agua en cierta proporción. Al mezclar el cemento con el agua se forma una pasta que cubre el agregado y forman un material no uniforme. Además, se pueden agregar aditivos para mejorar o cambiar las propiedades del concreto de acuerdo a la necesidad del trabajo.

El peso volumétrico del concreto es un atributo importante a considerar. Su valor se encuentra alrededor de 1.90 y 2.50 ton/m³, pero según el R.N.E del Perú el peso por unidad de volumen se considera con un valor de 2.4 ton/m³.

El concreto simple no reforzado tiene resistencia a la compresión, pero posee una capacidad muy baja para resistir los esfuerzos de tracción y esto reduce su posibilidad de uso como material estructural. El acero en forma de barras se utiliza como refuerzo para resistir los esfuerzos de tensión (Gonzáles & Robles, 2005).

2.2.2.2. Acero de refuerzo

El concreto es un material con muy poca resistencia a tracción, por ello, su uso es eficaz junto con el acero de refuerzo como material resistente a los esfuerzos de tracción. Generalmente, las barras de acero de refuerzo para construcción tienen una sección circular, los cuales poseen una superficie irregular o corrugaciones para dotar de una mayor adherencia con el concreto. Las clases de corrugado más comunes en los aceros de refuerzo se muestran en la Figura 4. El acero que se utiliza convencionalmente en la construcción posee una corrugación similar a la barra de la tercera columna en la gráfica.

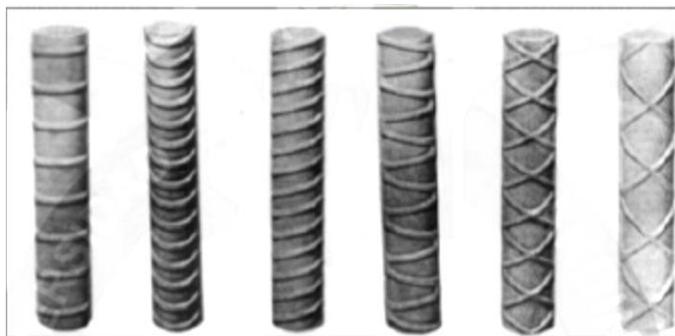


Figura 4: Tipos de corrugaciones.

Fuente: (Otazzi, 2003)

2.2.2.2.1. Calidad del acero de refuerzo

Las características principales del acero de refuerzo que se fabrica en nuestro país deben estar acorde con los estándares de una de las normas que a continuación se mencionan:

- Norma Itintec 341.031 –A -42. Acero grado 60
- Norma ASTM A615. Acero grado 60
- Norma ASTM A706. Acero de baja aleación, soldable. Grado 60

De acuerdo a la normativa ASTM (American Society for Testing and Materials) el tipo de acero que es el apropiado para su uso como refuerzo en la construcción se presenta en la Tabla 1. Como se observa en la tercera y cuarta columna se especifican los esfuerzos de fluencia (f_y) mínimo y máximo

respectivamente, mientras que en la quinta y sexta columna podemos ver el esfuerzo máximo o último (f_u) mínimo y el factor de sobre resistencia típico del acero respectivamente.

Tabla 1: Calidad del acero de refuerzo

Grado	ASTM	Fy mín (kg/cm ²)	Fy máx (kg/cm ²)	Fu mín (kg/cm ²)	Fu/fy (mín)
40	A615	2800	--	4200	--
60	A615	4200	--	6300	--
75	A615	5300	--	7000	--
60	A706	4200	5500	5600	1.25

Fuente: (Otazzi, 2003)

Es necesario mencionar que en el Perú existen dos empresas que fabrican estos aceros y ellos son Aceros Arequipa S.A. y Sider Perú, ambas empresas se encargan de fabricar únicamente acero de refuerzo grado 60.

Este mismo acero con el que se cuenta en nuestro entorno se adapta a las especificaciones de la norma ASTM A615. También es importante indicar que la empresa Aceros Arequipa S.A. fabrica bajo requerimiento previo acero de clase A706 y únicamente lo hace en los diámetros 5/8", 3/4" y 1".

➤ **Características mecánicas ASTM A615**

- F_y mín = 4200 kg/cm² (fluencia nominal, valor mínimo)
 - F_u mín = 6300 kg/cm² (esfuerzo máximo o último)
 - E_s = 20000.000 kg/cm² (módulo de elasticidad)
 - Deformación al iniciar la fluencia $\epsilon_y = (f_y/E_s)$. = 0.0021
 - Coeficiente de dilatación = 11×10^{-6} 1/C°. valor similar al coeficiente de dilatación del concreto que tiene 10×10^{-6} 1/C°. Los dos valores de coeficientes de dilatación se dan con respecto de la temperatura.
- (Otazzi, 2003)

2.2.3. Comportamiento de los elementos de concreto armado ante acciones laterales

2.2.3.1. Generalidades

Para tener conocimiento acerca del comportamiento de una estructura bajo carga se necesita primero saber a detalle y de manera específica las propiedades de los miembros o componentes de la estructura. Por tanto, una de las propiedades más importantes de los elementos estructurales es la relación esfuerzo-deformación de los materiales principales con los cuales se construyen, en este caso el hormigón y el acero o juntos como concreto armado.

La reacción más allá del rango elástico en las estructuras de hormigón armado sujetas a sollicitaciones sísmicas se caracteriza por la degradación de su rigidez y por la deformación permanente de los elementos que la conforman (estructurales y no estructurales). Del mismo modo, para obtener esta respuesta se deben utilizar las nociones de curvas de histéresis o comportamiento histerético, las cuales determinan el comportamiento de las secciones de hormigón armado ante la aplicación de cargas cíclicas que originan deformaciones plásticas. Las cargas cíclicas provocan daños en el edificio durante las fases de carga, descarga y recarga. Esto a menudo causa que los elementos estructurales fallen por tensión y compresión (Paredes, 2016).

2.2.4. Curva esfuerzo-deformación para el concreto

Para realizar el análisis de la gráfica esfuerzo-deformación del hormigón es primordial antes tener conocimiento de los principales ensayos que se realizan para establecer las propiedades de dicho material. Estos son los ensayos de compresión y tracción que son muy importantes para poder establecer la resistencia y comportamiento del concreto.

Esfuerzo a compresión y su comportamiento:

Generalmente la resistencia a compresión del concreto se determina en base a probetas o moldes cilíndricos con una relación altura/diámetro de 2. Las probetas cilíndricas se cargan verticalmente de tal forma que la deformación ocurre lenta y progresivamente para lograr la máxima deformación en unos pocos minutos. Las probetas cilíndricas estándar tienen típicamente 12 pulgadas (30 cm) de alto con 6 pulgadas (15 cm) de diámetro y la resistencia a la compresión del concreto obtenida después de 28 días se encuentra típicamente entre 2000-8000 psi (140 a 560 kg/cm²) (Park & Paulay, 1978).

La Figura 5 muestra algunas gráficas de las curvas esfuerzo-deformación del concreto:

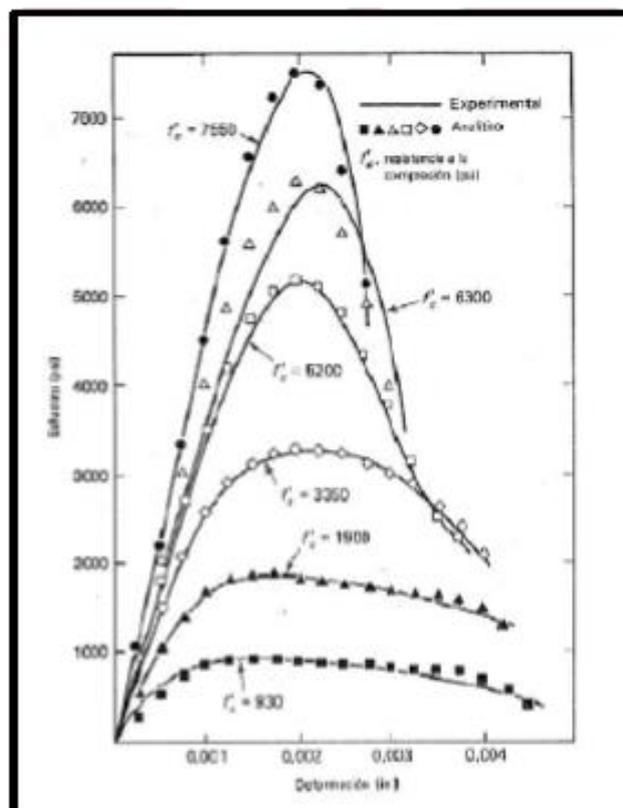


Figura 5: Curvas de esfuerzo-deformación para varias resistencias de concreto.

Fuente: (Nawy, 1988)

Como se puede ver en la Figura 5, las curvas de comportamiento tienen una porción inicial ascendente casi lineal con una pendiente que varía con la resistencia y crece alrededor de $1/3$ a $1/2$ f'c. Luego toman la forma de una parábola invertida y su vértice concuerda con el esfuerzo de compresión máximo. La deformación en este punto (punto de máximo esfuerzo a compresión) es mucho mayor para los concretos que poseen mayor resistencia. La porción descendente en las curvas de comportamiento tiene una longitud y pendiente diferente según la resistencia del concreto. Los concretos de baja resistencia suelen tener una pendiente más pequeña y una longitud más larga que los concretos de alta resistencia. Por tanto, los concretos con menor resistencia son más dúctiles (Harmsen, 2005).

2.2.5. Curva esfuerzo-deformación para el acero

Las dos propiedades numéricas relevantes que definen las características del acero de refuerzo están dadas por su punto de fluencia (por lo general la misma en tensión que en compresión) y su módulo de elasticidad E , el cual se considera como $E = 29,000,000 \text{ lb/pulg}^2$ para el acero de refuerzo.

Además, la forma de la curva esfuerzo-deformación, especialmente la del tramo inicial, incide significativamente sobre el comportamiento de los miembros de concreto armado.

La siguiente figura muestra las curvas típicas esfuerzo - deformación unitaria del acero. Las curvas completas se pueden observar en el lado izquierdo de la figura. A la derecha se muestran las porciones iniciales de los tramos de las curvas ampliadas 10 veces. El acero que posee un bajo contenido de carbono que representa la curva del acero grado 40, presenta cierta parte elástica que continúa con una meseta o también llamada plataforma de fluencia, en otras palabras, una parte horizontal plana de la curva en donde la deformación continúa aumentando bajo la aplicación de un esfuerzo constante. Para deformaciones más grandes, los esfuerzos de tensión se incrementan nuevamente, pero a un ritmo más lento, este es un proceso conocido como endurecimiento por deformación. Cuando se alcanza

la resistencia a la tracción, la curva tiende a ser horizontal; luego comienza a decaer hasta alcanzar la rotura (Nilson, 1999).

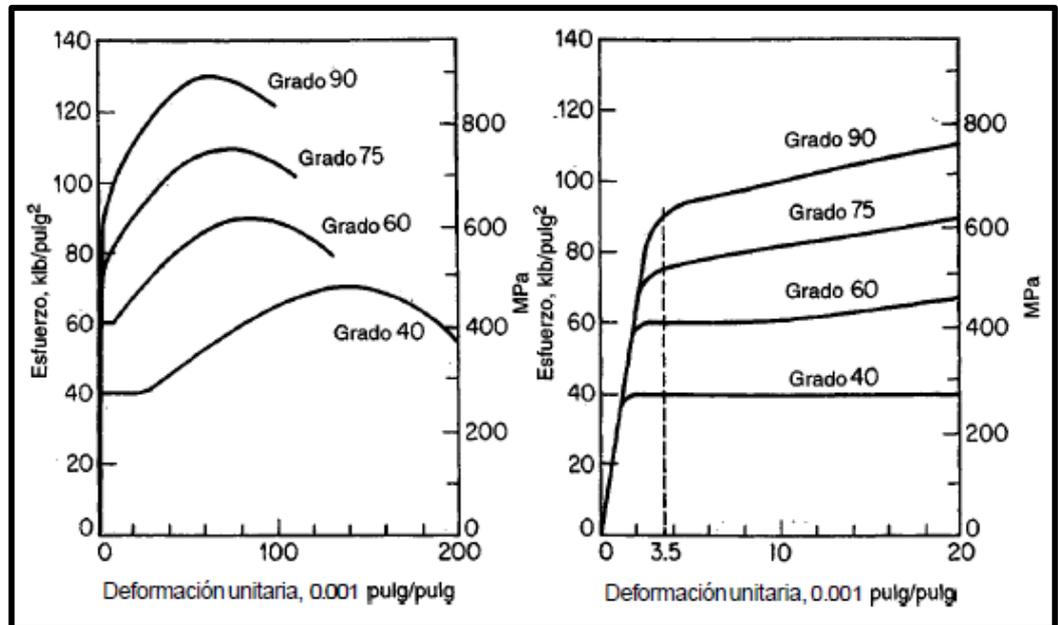


Figura 6: Curvas típicas de esfuerzo deformación para barras de acero

Fuente: (Nilson, 1999)

2.2.6. Modelo Inelástico de las secciones y elementos

La actividad sísmica representa un problema frecuente y un peligro potencial, por lo que en las zonas donde ocurren mayor actividad de este tipo, es muy importante comprender el comportamiento de las estructuras y los miembros que las conforman. La mayoría de las estructuras actualmente son diseñadas para resistir el impacto de las sollicitaciones sísmicas en donde se tolera que éstas experimenten deformaciones plásticas y ello se ve reflejado en la disipación de la energía que absorbe el sistema. Estas deformaciones plásticas se pueden medir mediante desplazamientos por flexión o rotación de los elementos estructurales. La deformación que experimentan los elementos estructurales a flexión cuando alcanzan la cedencia y el momento último está ligado fundamentalmente con la relación momento-curvatura que estos tengan.

2.2.6.1. Relación Momento-Curvatura

El diagrama momento-curvatura nos proporciona información valiosa sobre la capacidad máxima de un elemento a flexión (M_u), la curvatura última (ϕ_u), y de la misma forma el momento y curvatura de fluencia respectivamente, por lo que estos valores pueden ser comparados con los requerimientos que demanda el diseño. De modo que, una de las principales ventajas de conocer estos datos es la de poder determinar la ductilidad de curvatura (μ_ϕ) de la sección del elemento estructural analizado.

El diagrama momento-curvatura de un elemento estructural de hormigón armado se puede obtener en base a las curvas esfuerzo-deformación del concreto y el acero. Este diagrama está en función de las propiedades geométricas de la sección y su acero de refuerzo tanto longitudinal como transversal (Aguilar, 2003).

El momento y la curvatura de una sección de hormigón armado sólo tienden a tener un comportamiento lineal cuando los momentos flectores tienen valores inferiores al del momento de agrietamiento (M_{cr}).

Del diagrama momento-curvatura podemos obtener datos relevantes de la sección del elemento estructural estudiado, algunos de los datos más resaltantes son:

- La capacidad nominal o sobrerresistencia de la sección.
- El valor de la curvatura cuando se inicia la fluencia.
- El valor de la curvatura última y la ductilidad de curvatura de la sección.
- Los valores de las curvaturas con respecto a los estados límite de desempeño de los materiales.

Cuando un miembro estructural carece de capacidad de ductilidad o este valor es muy bajo, se va a ocasionar una falla frágil en el elemento por curvatura y esto se hará visible cuando la estructura inicie su incursión dentro del rango no lineal, lo cual no refleja un comportamiento estructural deseable. Lo que se necesita es un valor alto de μ_ϕ para la sección del elemento estructural, es decir que la sección del elemento tenga una alta ductilidad de

curvatura con el propósito de que éste pueda disipar la mayor cantidad de energía posible y de esta manera pueda existir una mejor distribución de los momentos en toda la estructura.

Es por ello que la relación momento-curvatura es muy importante al momento de la realización de un diseño estructural para un edificio que está sometido a solicitaciones de cargas estáticas y dinámicas, ya que se puede tener una visualización rápida del grado de ductilidad y resistencia de un elemento estructural.

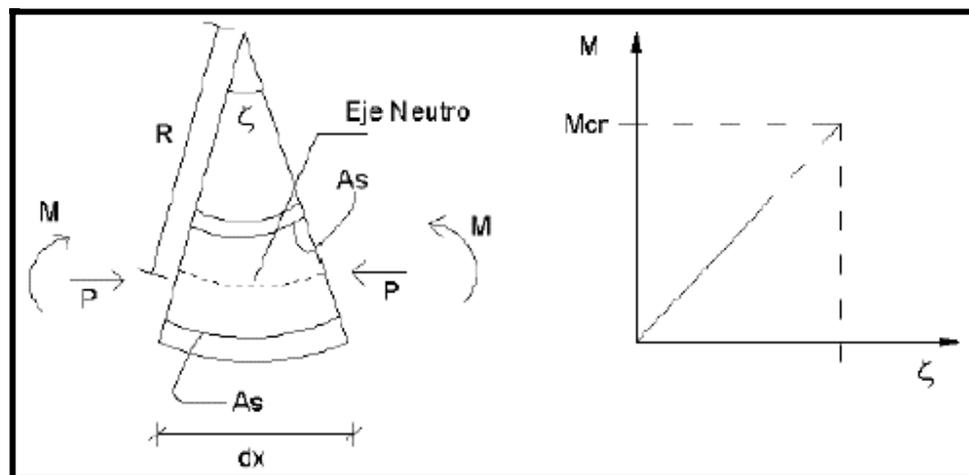


Figura 7: Modelo Momento-Curvatura.

Fuente: (Otazzi, 2003)

Una vez que la sección del elemento llega al agrietamiento, la relación momento-curvatura prosigue de forma lineal, pero con una ligera variación de la pendiente hasta el momento en que el acero se encuentre en el límite de la fluencia o el concreto alcance el agotamiento. A continuación, veremos en la siguiente figura la relación momento-curvatura a partir de la sección transversal de una viga en la cual primero el acero entra en fluencia y posteriormente el concreto llega a su agotamiento.

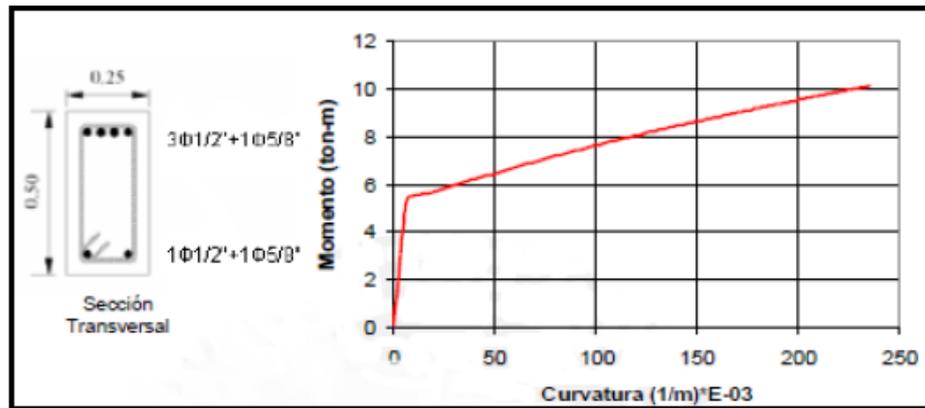


Figura 8: Diagrama Momento-Curvatura para una sección de viga

Fuente: (Otazzi, 2003)

2.2.6.1.1. Principales puntos que componen el diagrama momento-curvatura

Existen tres puntos notables en la gráfica momento-curvatura de todo elemento estructural de hormigón armado, los cuales pasaremos a denominar A, Y, U (Figura 9):

- **Punto A (primer agrietamiento):** Este punto se presenta en el momento en que el concreto alcanza su máximo esfuerzo a tracción y con ello comienzan a aparecer las primeras grietas en el elemento estructural. Se puede observar en la Figura 9 que la resistencia a flexión al llegar al punto A posee un valor muy bajo y por ello a menudo no es tomado en cuenta en el análisis, pero es importante resaltar que este punto marca el inicio del rango elástico del comportamiento de la sección.

- **Punto Y (fluencia del acero a tracción):** Este punto se origina cuando el acero a tracción alcanza la fluencia y marca el fin del comportamiento elástico de la sección. Diversos estudios consideran a la línea que conecta el punto Y con el origen de coordenadas como la rama de comportamiento elástico de una sección de concreto armado.

- **Punto U (Último):** Este punto se da en el momento en que el concreto alcanza la máxima deformación útil a compresión o cuando el acero alcanza

la falla. Cuando se llega a este punto no significa que la sección del elemento falle (Aguiar, 2003).

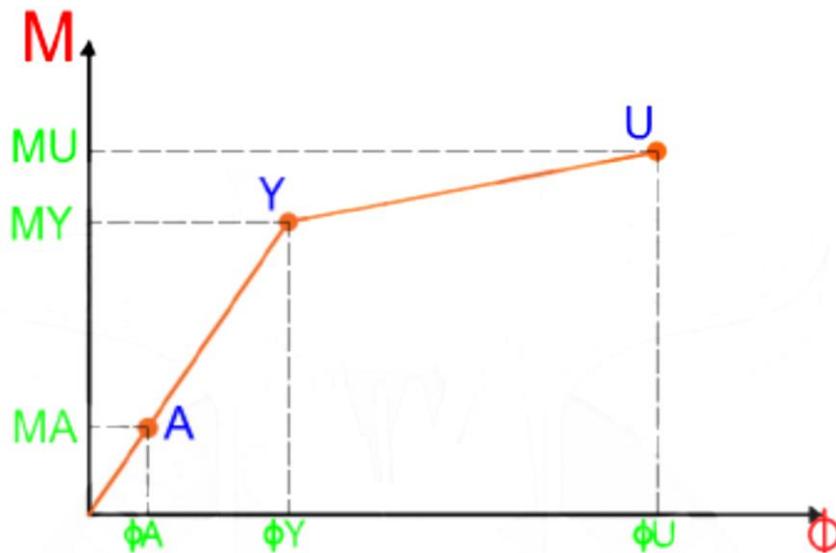


Figura 9: Diagrama Momento-Curvatura de una sección de concreto armado y la representación de sus puntos notables.

Fuente: (Aguiar, 2003)

Por cuestión de practicidad, esta relación (momento-curvatura), se suele idealizar utilizando una aproximación bilineal. Es así entonces, que la gráfica momento-curvatura consta de los puntos “Y” y “U” (Figura 10):

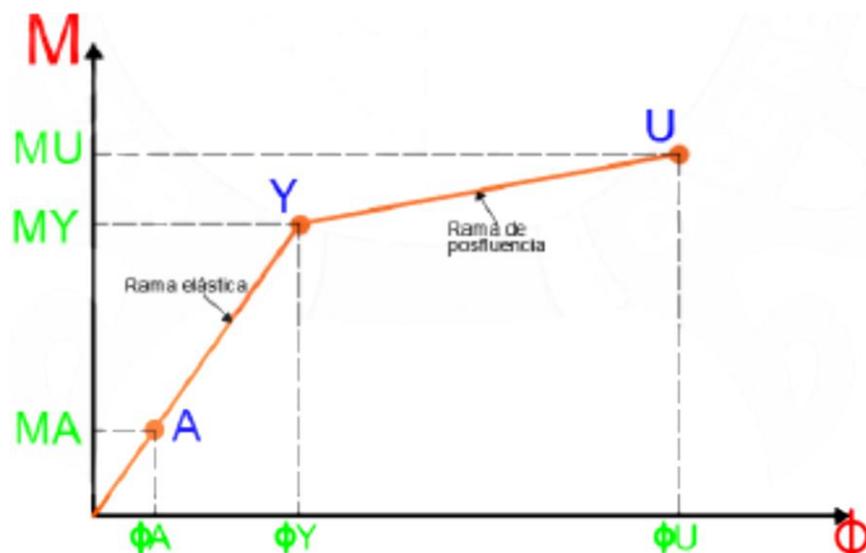


Figura 10: Puntos notables en el diagrama momento – curvatura e idealización a través de la curva bilineal.

Fuente: (Aguiar, 2003)

2.2.6.2. Diagrama momento-rotación

La gráfica momento-rotación representa los valores que se obtuvieron de la gráfica momento-curvatura de la sección de un miembro estructural, en donde la rotación se expresa como el producto entre los valores de curvatura y la longitud efectiva (L_p) de la rótula plástica (ATC-40, 1996).

En el análisis para el modelado tanto de vigas como para columnas, es necesario considerar un sector de daño equivalente en los extremos de los elementos, que es en donde se concentra la mayor deformación inelástica, es en esta región donde se formarán las denominadas rótulas plásticas y está representada por una longitud de desarrollo equivalente (L_p) que inicia en la unión viga-columna y se extiende longitudinalmente hasta parte de la viga, la cual es llamada longitud plástica. Se considera que la longitud L_p es menor que la longitud total de daño (L).

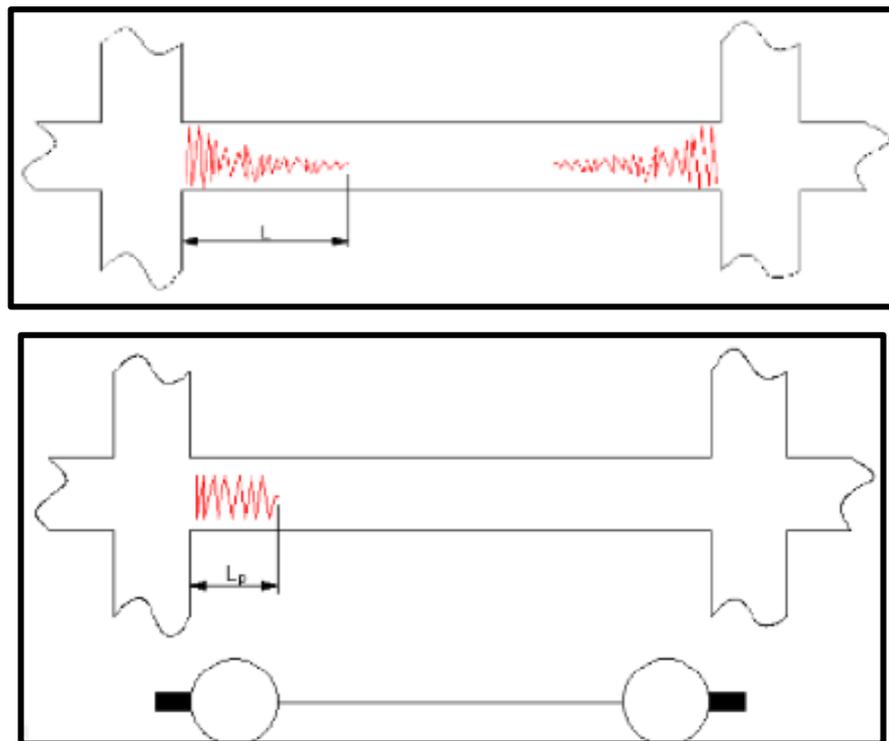


Figura 11: Formación de rótulas plásticas en vigas

Fuente: (Otazzi, 2003)

Para la conversión de una relación momento-curvatura en una relación momento-rotación, los valores de curvatura debe multiplicarse por la longitud efectiva de la rótula. La siguiente figura muestra el resultado de la multiplicación antes mencionada, lo cual la convierte en el diagrama momento-rotación:

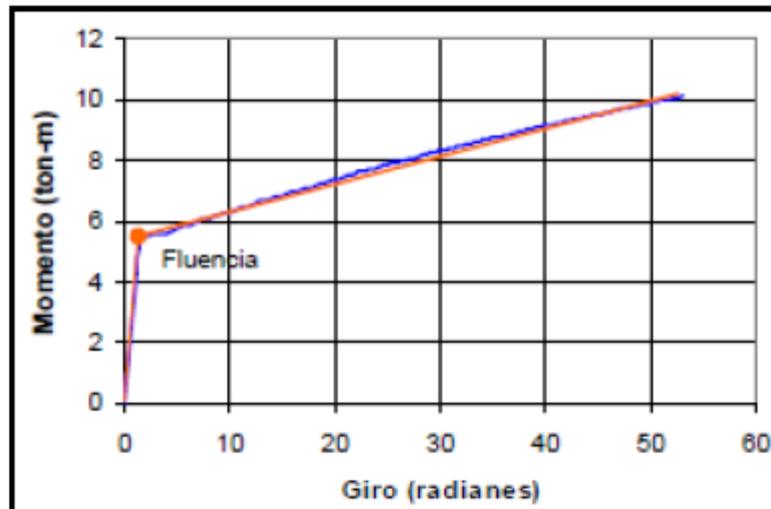


Figura 12: Diagrama de momento-rotación

Fuente: (Otazzi, 2003)

2.2.6.3. Rótula Plástica

En la Figura 13, la curva número 1 corresponde a una radical idealización del comportamiento de un miembro estructural de hormigón armado, asumiendo que este llega a alcanzar el punto A, en donde la resistencia a tracción del acero y su límite elástico son iguales, el miembro estructural llega a agotarse. Este agotamiento tiene dos implicaciones, ya que, por un lado, asume que la capacidad máxima que resulta del elemento es el momento M_A ; lo cual resulta un valor muy próximo. También se asume que la curvatura en ese mismo punto φ_A es el valor máximo posible del elemento, lo cual no es tan exacto. Sin embargo, debido a diversos fenómenos como el agrietamiento, la contracción y la fluencia, la estructura no posee un comportamiento lineal y tiene aspectos de mayor complejidad.



Figura 13: Diagrama momento-curvatura.

Fuente: (Aguiar, 2003)

La curva 2 de la Figura 13 muestra cómo se comporta típicamente una sección de concreto armado cuando se encuentra bajo esfuerzos flexión durante un aumento monótonico de carga. Se observa de forma clara que la ley lineal sólo es posible en cierta región, donde las deformaciones tienen restricciones. El punto B corresponde al agrietamiento de la sección y, aunque la curva continúa acercándose a la linealidad, esta tiene una pendiente menor, a causa de que en el producto de EI el valor de I se reducirá debido al agrietamiento del concreto. El límite elástico del acero se alcanza al llegar al punto C, es aquí donde la curva cambia drásticamente, pasando por el momento máximo y finalmente llegando al punto E que significa el agotamiento. La diferencia entre los valores máximos de M obtenidos entre las curvas número 1 y número 2 es mínima, pero, en cuestión de deformaciones la diferencia es alta y el valor la curvatura ψ_C puede ser con frecuencia mucho mayor al valor de la curvatura ψ_A (Aguiar, 2003).

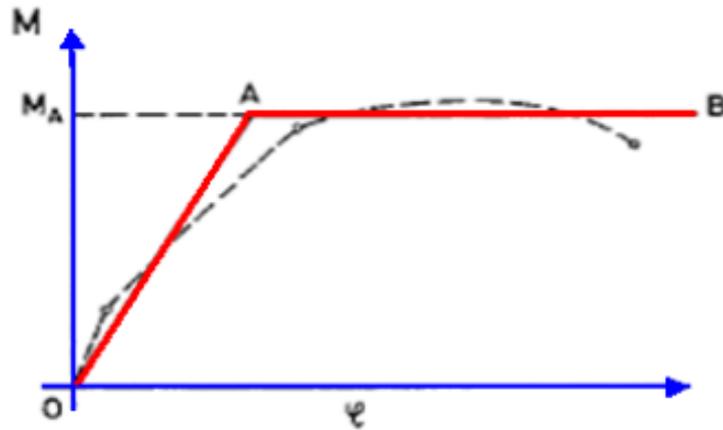


Figura 14: Modelo bilineal.

Fuente: (Aguiar, 2003).

En la Figura 14, observamos en la curva que a medida que aumenta el momento (M) que se aplica en una parte específica del miembro, la curvatura también aumenta en proporción al momento. Cuando se alcanza el valor de M_A en la sección, el valor del momento aplicado no se incrementa; sin embargo, la curvatura continúa aumentando, formando así la denominada rótula plástica. Entonces, si un elemento estructural es lo suficientemente dúctil como para alcanzar el momento máximo y seguir incrementando su deformación, también podrá redistribuir adecuadamente los momentos a los que esté sometido (siempre que el elemento sea componente de un sistema hiperestático). Entonces, en estos puntos de máximos momentos aparecerán las denominadas rótulas plásticas, las cuales a medida que van excediendo el grado de hiperestaticidad estructural, hacen que la estructura se vuelva inestable, alcance algún mecanismo de falla hasta que finalmente la estructura colapsa (Aguiar, 2003).

2.2.6.3.1. Modelos no-lineales en rótulas según FEMA-356

FEMA-356 nos presenta los parámetros o variables numéricas y criterios de aceptación en procedimientos no lineales para vigas y columnas en las tablas 6.7 y 6.8.

Tipo I: En esta gráfica, las deformaciones están representadas por esfuerzos, curvaturas o rotaciones plásticas. Las variables “a” y “b” se determinan en función a la deformación que se produce luego de alcanzada la fluencia o en otras palabras deformación plástica. La variable “c” representa la resistencia reducida lograda después de la caída de C a D. Las variables “a”, “b” y “c” se identifican de forma numérica en las tablas de la norma FEMA-356, pero también es posible calcularlas por justificación experimental (FEMA 356, 2000).

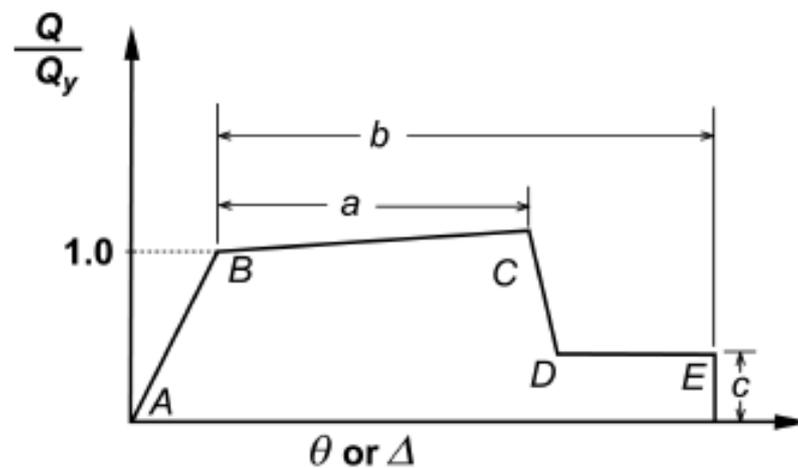


Figura 15: Parámetros para determinar la relación Momento - Curvatura en vigas.

Fuente: (FEMA 356, 2000)

Tipo II: En esta gráfica, la deformación se expresa como corte y desplazamiento relativo de entrepiso. Las variables “d” y “e” representan la deformación completa que se miden a partir el origen. Las variables “e”, “d” y “c” se identifican de forma numérica en las tablas de la norma FEMA – 356, pero también se pueden calcular experimentalmente. (FEMA 356, 2000).

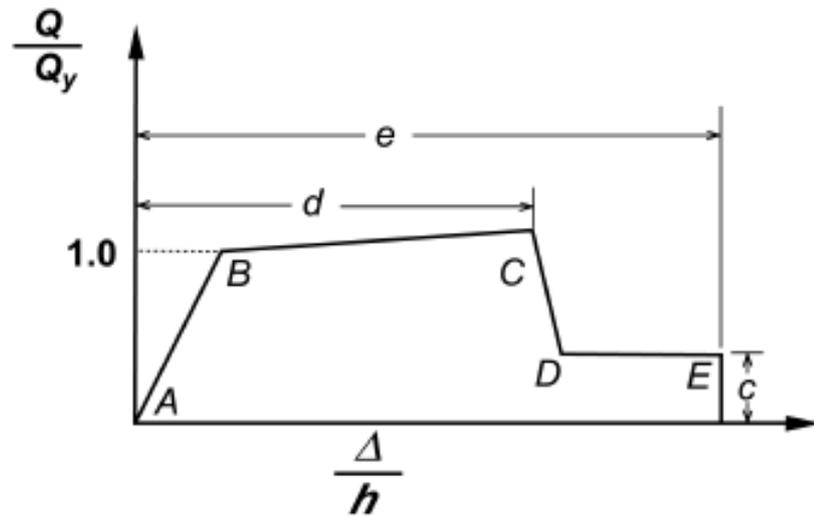


Figura 16: Parámetros para determinar la relación Momento - Curvatura en columnas.

Fuente: (FEMA 356, 2000)

Tabla 2: Parámetros No lineales para Vigas

Table 6-7 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams										
Conditions	Modeling Parameters ³					Acceptance Criteria ³				
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio			Plastic Rotation Angle, radians				
						Performance Level				
	IO	Component Type								
		Primary		Secondary						
LS		CP	LS	CP						
a	b	c								
i. Beams controlled by flexure¹										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
ii. Beams controlled by shear¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint¹										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03
<ol style="list-style-type: none"> When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_h) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted. 										

Fuente: (FEMA 356, 2000)

IO: Ocupación Inmediata

LS: Seguridad de vida

CP: Prevención de colapso

- Componente Primario: La deformación controlada por flexión
- Componente Secundario: La deformación controlada por otro tipo de fuerza.

Tabla 3: Parámetros No lineales para Columnas

Table 6-8 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions	Modeling Parameters ⁴					Acceptance Criteria ⁴				
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	IO		Plastic Rotation Angle, radians				
						Performance Level				
	a		b	c	Component Type					
					Primary		Secondary			
LS	CP	LS	CP							
i. Columns controlled by flexure¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008
ii. Columns controlled by shear^{1,3}										
All cases ⁵			—	—	—	—	—	—	.0030	.0040
iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^{1,3}										
Hoop spacing ≤ d/2			0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.02
Hoop spacing > d/2			0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01
iv. Columns with axial loads exceeding 0.70P_o^{1,3}										
Conforming hoops over the entire length			0.015	0.025	0.02	0.0	0.005	0.01	0.01	0.02
All other cases			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
<ol style="list-style-type: none"> When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming. To qualify, columns must have transverse reinforcement consisting of hoops. Otherwise, actions shall be treated as force-controlled. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted. For columns controlled by shear, see Section 6.5.2.4.2 for acceptance criteria. 										

Fuente: (FEMA 356, 2000)

IO: Ocupación Inmediata

LS: Seguridad de vida

CP: Prevención de colapso

- Componente Primario: La deformación controlada por flexión
- Componente Secundario: La deformación controlada por otro tipo de fuerza.

a. Modelado de vigas

Siguiendo los lineamientos del diseño por capacidad en donde el diseño estructural de los miembros de hormigón armado debe cumplir con la condición columna fuerte/viga débil y teniendo en cuenta que, frente a la ocurrencia de un movimiento sísmico para que la estructura tenga un desempeño adecuado, se debe diseñar bajo la condición ideal de que las vigas sean los primeros elementos en fallar y no las columnas, de esta forma se evita el colapso prematuro de la edificación. Para realizar el modelado de una rótula plástica se requiere cierta información, la cual está vinculada directamente al comportamiento inelástico de los miembros estructurales. Dicha información necesaria es la siguiente:

- Rigidez Inicial (Momento por unidad de rotación).
- Momento de fluencia efectivo.
- Rigidez Secundaria (Estado inelástico).
- Longitud de la rótula plástica tomando como base la cara de la columna.

b. Modelado de Columnas

Una columna es un elemento estructural que se encuentra bajo esfuerzos de flexo-compresión, por ello para este se debe seleccionar una rótula del tipo P-M2-M3, ya que este presenta un mecanismo que propicia la formación de rótulas originadas por esfuerzos de flexión y carga axial. La información que se requiere para el modelado es la siguiente:

- Rigidez Inicial (Momento por unidad de rotación, teniendo en cuenta una carga axial P).
- Momento de fluencia efectivo.
- Rigidez Secundaria (Estado inelástico)
- Longitud de la rótula plástica tomando como base la cara de viga.

2.2.6.4. Tipos de falla que ocasionan rótulas plásticas en muros de albañilería confinada

El comportamiento y desempeño de un muro de mampostería confinada se determina de acuerdo a distintos parámetros importantes al momento de su diseño y construcción como lo son la calidad de la unidad de albañilería, la cuantía de acero utilizada en los elementos de confinamiento, la esbeltez del muro y el uso de una cuantía adecuada de acero como refuerzo horizontal en el muro de albañilería si es necesario. El refuerzo tanto para las vigas como para las columnas de confinamiento deben ser diseñados para resistir las fuerzas de tracción generadas por los momentos flectores a causa de las solicitaciones actuantes en la dirección del muro tales como las fuerzas cortantes y flexionantes originados por las cargas en sentido perpendicular a la dirección del muro.

Por ello se recomienda que, en las zonas críticas de los elementos de confinamiento, que son áreas específicas por donde se suele extender el agrietamiento del paño de albañilería (*Figura 17*), se incorpore una mayor cantidad de acero de refuerzo por corte, para de esta forma evitar que las grietas atraviesen las columnas y vigas de confinamiento y se generen rótulas plásticas en los mismos.

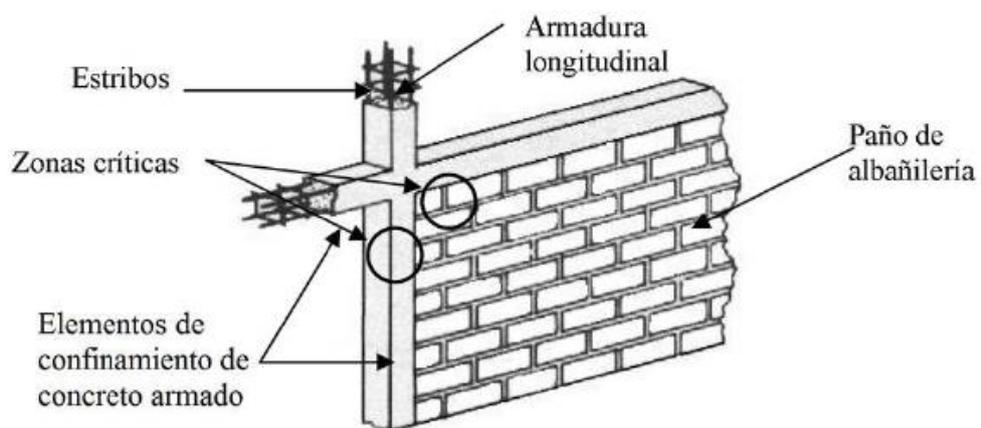


Figura 17: Configuración de un muro de albañilería confinada.

Los tipos de falla pueden ocurrir en muros de albañilería confinada, son los que se describen a continuación:

Falla por flexión: Esta falla ocurre generalmente en muros esbeltos, donde existe una tracción significativa en los elementos de confinamiento, lo que produce que el refuerzo longitudinal fluya y la parte baja comprimida o talón del muro falle a causa de compresión por flexión (Astroza & Schmidt, 2004).

Falla de corte por deslizamiento: Esta falla se da a causa del deslizamiento longitudinal del mortero en la junta horizontal como resultado de una falla de adherencia por corte en la junta. Como producto del desliz se crea un efecto de columna corta en las columnas confinadas. En la Figura 18 podemos apreciar este comportamiento (Astroza & Schmidt, 2004).

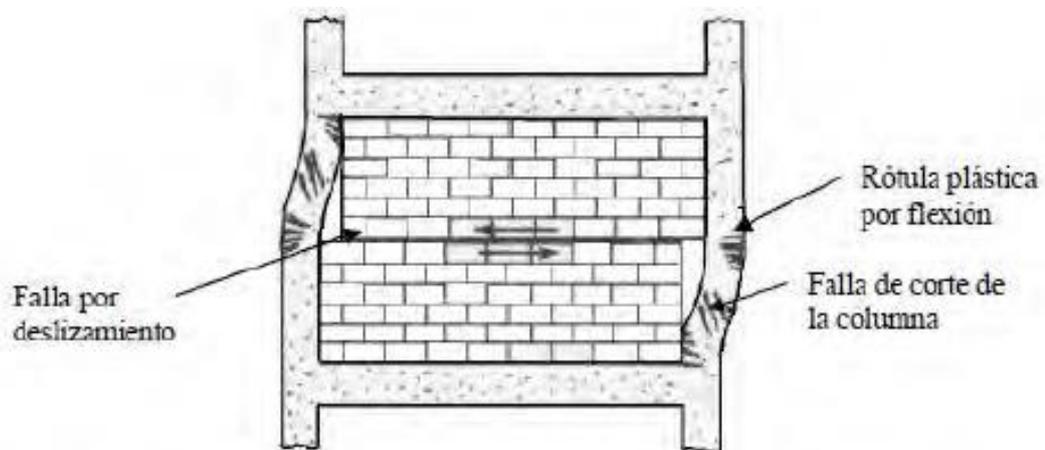


Figura 18: Falla de corte por deslizamiento

Fuente: (Astroza & Schmidt, 2004)

Falla por corte: Este modo de falla tiene como principal característica la formación grietas diagonales en el muro de albañilería y es el resultado de las tensiones de tracción diagonal en el muro, como se puede ver en la Figura 19. Para evitar que las grietas diagonales se extiendan hacia los elementos de confinamiento se necesita aplicar mayor refuerzo en las zonas críticas mostradas anteriormente, en especial si la calidad de la unidad de albañilería que se usa es buena y el muro tiene una gran longitud (Astroza & Schmidt, 2004).

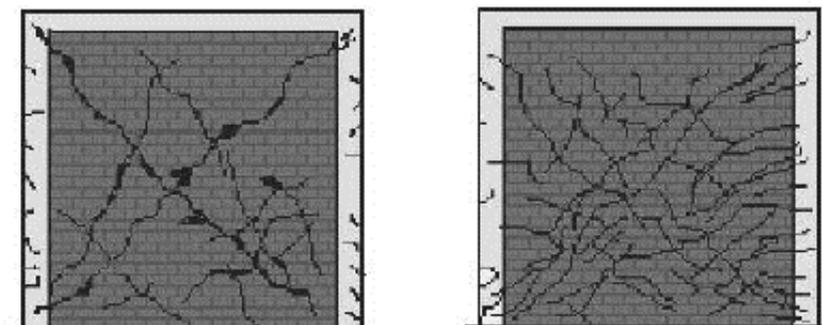


Figura 19: Falla por corte sin y con refuerzo horizontal en el muro.

Fuente: (Astroza & Schmidt, 2004)

Falla de aplastamiento por compresión diagonal: Este modo de falla se debe al efecto puntal originado cuando la mampostería se desacopla de los elementos de confinamiento, como podemos ver en la Figura 20, en cuyo caso se crean esfuerzos importantes de compresión en las esquinas del paño de albañilería que pueden provocar falla por aplastamiento en esa área si la unidad de albañilería usada no cuenta con las especificaciones adecuadas o si se emplean unidades huecas con poco espesor (Astroza & Schmidt, 2004).

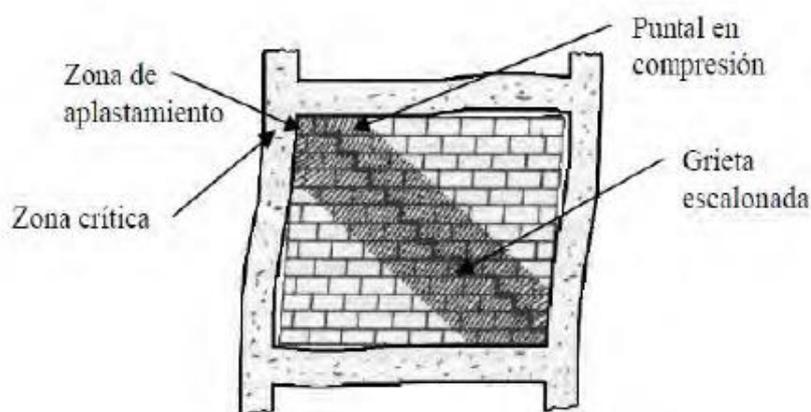


Figura 20: Falla de aplastamiento por compresión diagonal.

Fuente: (Astroza & Schmidt, 2004)

2.2.7. Métodos de Análisis Sísmico

2.2.7.1. Análisis sísmico Lineal y No- Lineal

El análisis sísmico de las estructuras se encuentra inmerso en el campo del análisis estructural y su fin principal es evaluar la respuesta de las

estructuras ante los distintos movimientos sísmicos que pudiesen ocurrir durante su vida útil.

Inicialmente la respuesta estructural estaba orientada hacia la resistencia, pero este criterio evolucionó y hoy en día solo se toma en cuenta aquellas respuestas que estén basadas en desplazamientos, ya que se concluyó que estos son los que causan mayor daño en las estructuras, además está comprobado que tenemos una mayor capacidad para poder predecir las demandas de resistencia (representada a través del cortante en la base) que para la predicción de los desplazamientos en una estructura, y esto es muy evidente cuando se observa la curva de capacidad estructural, en donde entendemos que cambios pequeños en la fuerza cortante pueden llevar a variaciones significativas en el desplazamiento (Portillo et al. 2011).

Si bien este estudio toma como base el análisis no lineal de la edificación propuesta, también es importante saber los tipos de análisis que existen para una estructura en el rango lineal, debido a que muchos métodos hoy en día usan este análisis por ser menos complejos que los métodos no lineales. Al igual que el análisis no lineal, estos métodos son 2 y están compuestos por el análisis estático lineal y análisis dinámico lineal. Posteriormente continuaremos nuestro estudio con los métodos de análisis no lineal.

Análisis Lineal:

Hoy en día, hay 2 principios de diseño importantes. El primero es el diseño por resistencia, y el segundo es el diseño para cargas de servicio.

La característica específica más relevante de un elemento estructural viene dada por su resistencia real, la cual tiene que ser lo más altamente posible para poder soportar las cargas previstas que actúen sobre la estructura durante su vida útil, sin que ocurra la falla o cualquier otro mecanismo indeseable. Por lo tanto, tiene sentido dimensionar los elementos estructurales considerando una cuantía de acero adecuada para lograr resistencias óptimas y así puedan resistir los esfuerzos que generan ciertas condiciones de sobrecarga, usando cargas de mayor magnitud que las cargas

que actúan realmente en el servicio. Este enfoque de diseño es conocido como diseño a la resistencia.

Una segunda opción al método de resistencia, es el diseño para cargas de servicio, que se basa en el hecho de que a veces es posible dimensionar los elementos de forma que los esfuerzos que resultan del concreto y el acero de cargas normales de servicio, se encuentren en el rango de unos límites específicos. Dichos límites son llamados esfuerzos admisibles, y son solo una pequeña fracción de los esfuerzos de falla de los materiales.

El hormigón se comporta elásticamente frente a esfuerzos de compresión que no superen el 50% de su resistencia, en tanto que el acero se comporta elásticamente hasta llegar prácticamente a alcanzar su esfuerzo de fluencia. Así, los miembros estructurales pueden ser diseñados de acuerdo a los métodos elásticos a condición de que, los esfuerzos para las cargas de servicio estén dentro de unos límites especificados (Nilson, 1999).

Análisis Estático Lineal:

Para este análisis, la estructura es modelada como un sistema de un grado de libertad, el cual tiene rigidez lineal elástica y un amortiguamiento viscoso equivalente para que, de esta forma se vayan aproximando a ciertos valores de carga que se esperan y nos acercan al punto de máximo rendimiento de la estructura. La demanda sísmica de diseño está expresada mediante fuerzas laterales estáticas las cuales sumadas dan un valor igual al del corte basal de la estructura, calculada de acuerdo a las especificaciones y parámetros que determina la Norma E.030 peruana para diseño sismorresistente. Para hallar las fuerzas, desplazamientos y giros internos de una estructura, estas se encuentran mediante un análisis estático lineal.

Este procedimiento es usado normalmente con fines de diseño y se restringe solo a estructuras regulares en las cuales se supone que predomina el primer modo de vibrar.

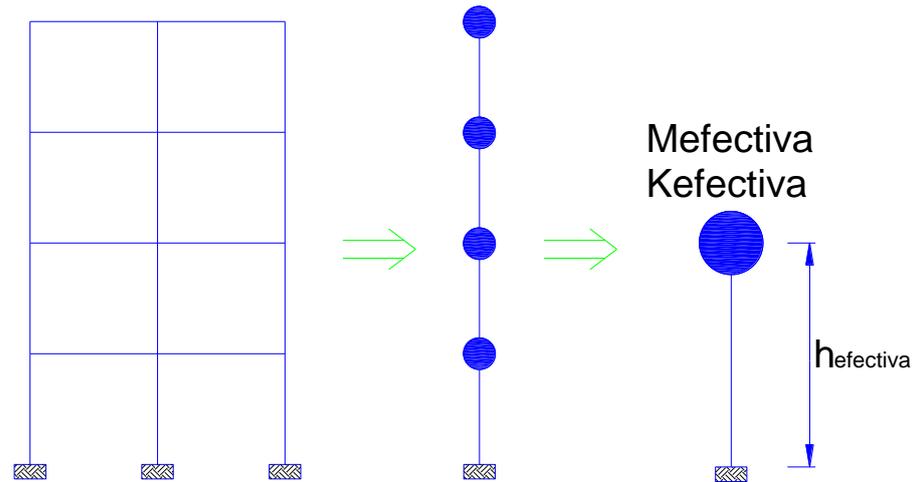


Figura 21: Diagrama equivalente de un grado de libertad de una estructura.

Análisis Dinámico Lineal:

Para este tipo de análisis se tiene que modelar la estructura mediante un sistema de múltiples grados de libertad, aplicando una matriz de rigidez elástica lineal y una matriz de amortiguamiento viscoso equivalente; el sismo se puede representar de dos formas, la primera es utilizando un análisis modal espectral y la segunda es usando un análisis temporal o tiempo-historia.

Para los dos casos anteriores, las fuerzas, desplazamientos y giros internos de la estructura se obtienen a través de un análisis dinámico lineal.

a) Tiempo-Historia: Este procedimiento utiliza registros de aceleración sísmica y se conoce la respuesta estructural mientras dura el evento sísmico.

b) Espectro de Respuesta: Procedimiento en donde se utilizan los espectros obtenidos de registros de aceleración sísmica que combinan las principales contribuciones de cada modo de vibración, con el objetivo de conseguir un valor que represente significativamente la respuesta.

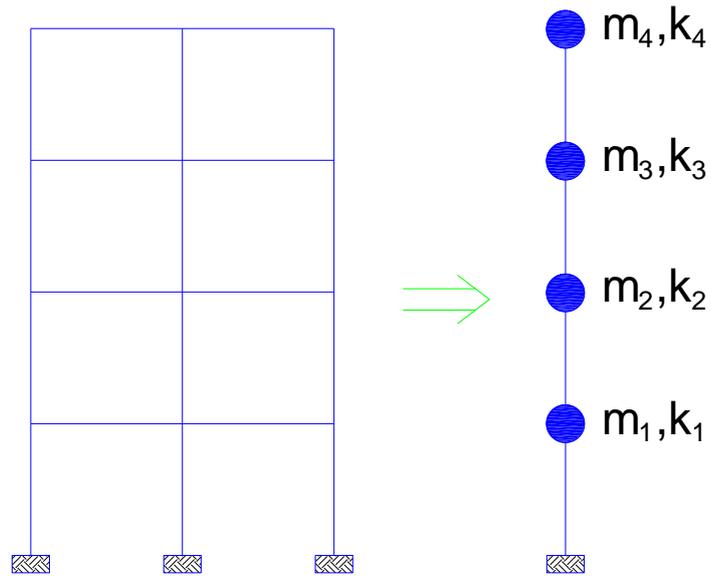


Figura 22: Diagrama equivalente de múltiples grados de libertad de una estructura.

Análisis No Lineal:

Basado en múltiples ensayos, pruebas y estudios, el análisis no lineal ha logrado grandes avances a lo largo del tiempo de manera conjunta con el avance tecnológico de la informática.

Usando este tipo de procedimiento, se puede predecir de forma bastante aproximada el desempeño real de un edificio frente a un evento sísmico, esto se debe a que los resultados con respecto al desempeño de las estructuras cuentan con mayor exactitud gracias a que los mecanismos de falla y el colapso gradual de la edificación pueden ser definidos conociendo las características tanto de los materiales como de los miembros estructurales que componen la edificación. De esta manera se puede analizar y tener conocimiento de forma precisa del comportamiento estructural de una edificación.

Actualmente existen dos métodos para aplicar un análisis no lineal, el primero es el análisis estático no lineal y el segundo es el análisis dinámico no lineal. Para la correcta aplicación de ambos métodos se requiere tener un

profundo conocimiento de las propiedades de los materiales con los cuales se construye el edificio, sobre todo de aquellos que su comportamiento guarda relación con las cargas dinámicas.

Para estructuras de concreto armado que estén sujetas a cargas máximas, próximas al fallo, el concreto, el acero o ambos materiales, se encontrarán en el rango inelástico de forma inevitable, es decir, en un miembro estructural el concreto consigue su máxima resistencia a compresión y posteriormente a la falla, donde los esfuerzos y deformaciones superan el rango elástico y son proporcionales entre sí de forma aproximada. Igualmente, en un elemento que se encuentre cerca a la falla o en esta, se encontrará esforzado por encima del rango elástico, más allá de la zona de fluencia (Nilson, 1999).

2.2.8. Diseño por desempeño Sísmico

El diseño de edificios que se basa en el desempeño posee un enfoque de diseño en el cual el comportamiento sísmico de una edificación se representa a través de selección de objetivos de desempeño, lo cual es distinto al diseño con los métodos tradicionales en donde los criterios estructurales están determinados por las exigencias que actúan sobre los elementos debido a cierto nivel de fuerza cortante que se aplica (ATC-40, 1996).

El diseño basado en el desempeño sismorresistente toma como base la selección de esquemas de evaluación, los cuales pueden determinar las dimensiones y detalles de los miembros estructurales, por lo que ante la ocurrencia de movimientos sísmicos de cierta magnitud, los daños estructurales no pueden exceder unos estados límite determinados (Bertero, 1997).

Según VISION 2000 (1995), la ingeniería que se basa en el desempeño sísmico no trata únicamente los temas obvios relevantes para el diseño, ya que toma en cuenta también a aquellas actividades que incluyen los procesos de construcción, los trabajos de mantenimiento, reforzamiento y reparación, que posibilitan que los edificios cuenten con un desempeño sismorresistente

predecible y controlable cuando estas se ven afectadas por eventos sísmicos de varios niveles.

El nivel de desempeño sismorresistente de una edificación se puede medir de acuerdo al grado de daño causado por un sismo, el cual está representado por estados de daño que corresponden a condiciones límites y son visibles en las consecuencias que estos traen posteriormente en cuanto a las actividades de reparación o reforzamiento que se deben realizar en la estructura una vez ocurrido el evento sísmico.

Teniendo en cuenta todos los aspectos tratados en los párrafos anteriores, se puede decir que la ingeniería sísmica que toma como base el desempeño atraviesa por todo un proceso desde los planteamientos preliminares de la estructura hasta llegar al fin de su vida útil.

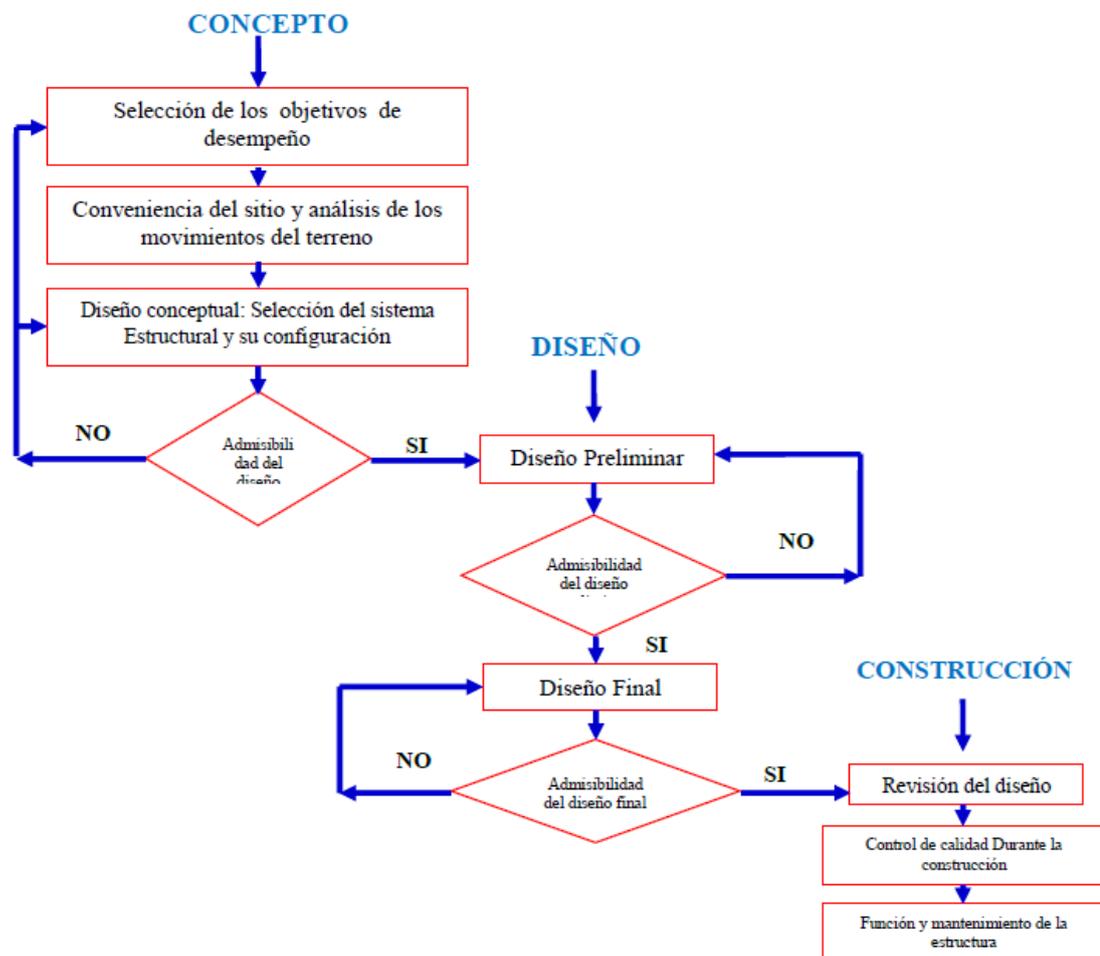


Figura 23: Diagrama del marco conceptual de la ingeniería basada en desempeño. Fuente:(SEAO, 1995)

2.2.9. Esquema de trabajo

El procedimiento a seguir en el diseño por desempeño sismorresistente de una edificación se resume en el siguiente esquema:

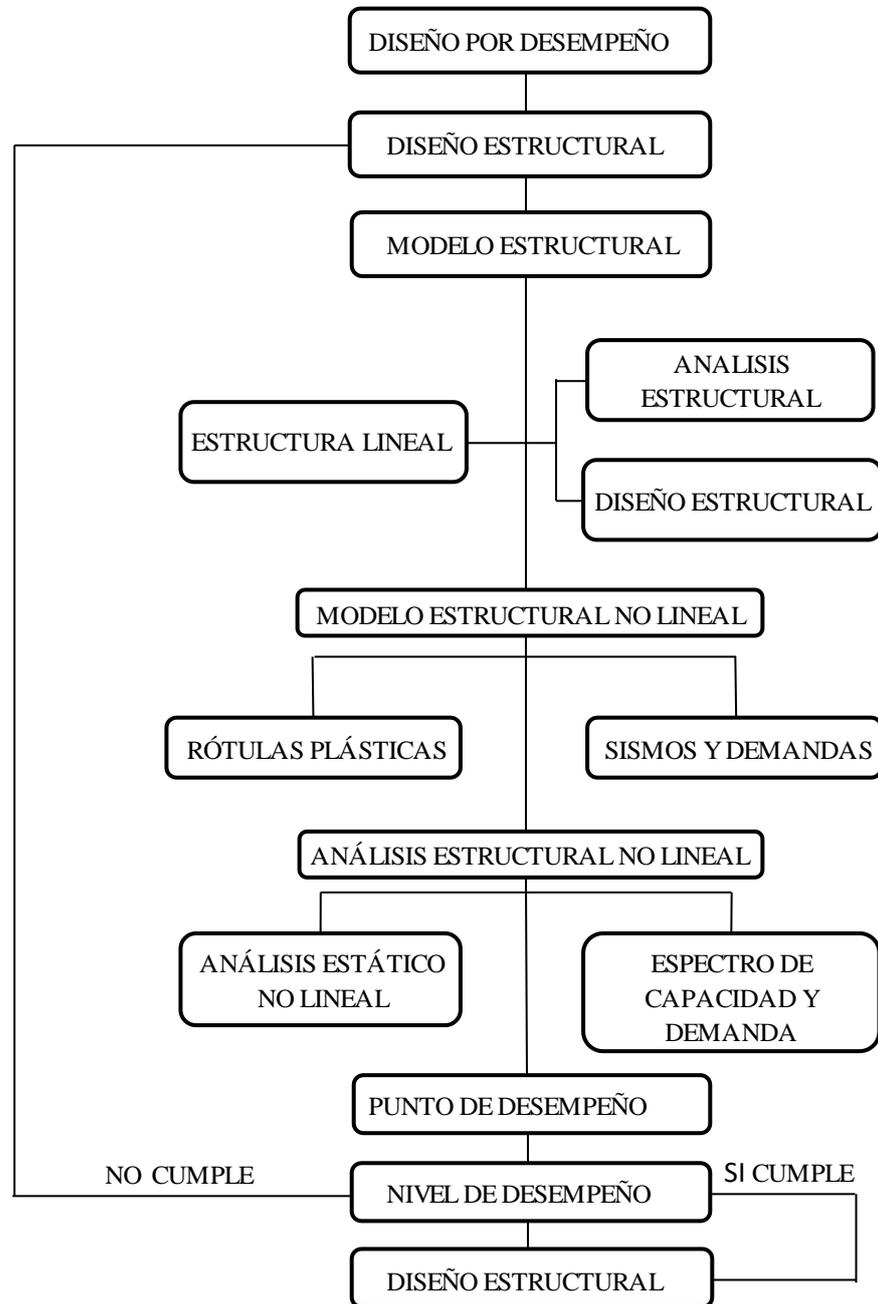


Figura 24: Esquema para el análisis y diseño por el método de análisis no lineal estático.

2.2.10. Niveles de desempeño

El nivel de desempeño estructural representa un estado límite de daño, el cual se mide tomando como referencia el daño físico que puede presentar una estructura después de haber sido afectada por un evento sísmico, también se mide por la seguridad de los ocupantes y el estado funcional del edificio después de ocurrido el terremoto.

El nivel de desempeño puede definirse entonces como una representación del daño máximo, que incluye el estado de los miembros estructurales, no estructurales y el equipamiento interno del edificio. Esta definición no es únicamente para edificaciones ya que también es aplicable a diversos tipos de estructuras y sus elementos.

Entonces, tomando como base todo lo anteriormente dicho, se incluyen aquí todas las metodologías que plantean que los criterios de diseño estructural se manifiestan de acuerdo a niveles de desempeño específicos que se esperan. Las formulaciones más importantes que promueven el desarrollo de estos conceptos vienen dadas de acuerdo a las recomendaciones o lineamientos que nos da el FEMA-356 y el ATC-40, que son normativas con las que se trabajó en el presente trabajo de investigación, pero antes de entrar a describir en detalle los procesos generales que se llevan a cabo según estas normativas nombraremos los distintos niveles de desempeño que propone el comité de sismología de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California:

2.2.10.1. Niveles de Desempeño según SEAOC

Según el planteamiento del SEAOC, se establecen 4 niveles de desempeño descritos en seguida:

Totalmente Operacional: En este nivel de desempeño el daño se considera insignificante o nulo. La seguridad estructural y la de sus ocupantes está garantizada. El contenido de la edificación, así como los servicios e instalaciones se mantienen en operación. No se necesita de reparaciones.

Operacional: De acuerdo a este nivel de desempeño la edificación presenta daños moderados en miembros no estructurales, así como en mobiliario interior, además algunos elementos estructurales podrían tener daños leves. La seguridad estructural no está comprometida, ya que los daños ocasionados son mínimos y no afecta ningún tipo de servicio. La edificación se mantiene disponible para operar normalmente luego de ocurrido el sismo, pero debido al daño en miembros no estructurales y el interior, ciertas funciones del edificio se pueden suspender temporalmente. Se puede llegar a requerir reparaciones de poca envergadura.

Seguridad: En este nivel de desempeño existe daño moderado en miembros estructurales, no estructurales, así como en el contenido de la edificación. Además, la rigidez lateral de la estructura se ve disminuida y existe pérdida de capacidad del sistema para soportar cargas laterales. Los servicios mecánicos, electrónicos y vías de escape del edificio sufren interrupciones. Las instalaciones no se encuentran disponibles y la edificación posiblemente necesitará de importantes reparaciones.

Pre-Colapso: Al alcanzar este nivel de desempeño, la rigidez lateral del edificio se ve afectada severamente y la capacidad del sistema para resistir cargas laterales pone en riesgo la estabilidad estructural, estando próximo al colapso de la estructura. Los servicios y las vías de escape se encuentran suspendidas totalmente. El edificio es completamente inseguro e inestable para las personas que lo ocupan y es posible que las reparaciones no sean técnica o económicamente viables.

A continuación, la Tabla 4 ofrece una breve descripción general de los niveles de desempeño:

Tabla 4: Estados de daño y Niveles de Desempeño según SEAOC

Estado de daño	Nivel de Desempeño	Características principales
Despreciable	Totalmente Operacional	Daño estructural y no estructural insignificante o inexistente. La infraestructura y sus servicios se mantienen operativos y funcionales posterior al evento sísmico.
Ligero	Operacional	Daños leves. La infraestructura y sus servicios básicos se mantienen operativos y los no básicos pueden tener intermisiones de rápida reparación.
Moderado	Seguridad	Daños moderados. Existen daños en la estructura, sin embargo, ésta se mantiene estable. Ocupantes seguros. Ciertos miembros no estructurales reciben daño.
Severo	Pre-Colapso	Daño severo, próximo al colapso estructural. Miembros no estructurales fallan. Ocupantes bajo peligro.
Completo	Colapso	Colapso estructural.

Fuente: (SEAOC, 1995)

2.2.10.2. Niveles de Desempeño según el ATC-40

El ATC-40 (1996) en su propuesta para niveles de desempeño estructural especifica independientemente el nivel de desempeño tanto para los elementos estructurales como para los elementos no estructurales, de tal forma que la conjugación entre estos dos niveles independientes nos lleva a determinar el nivel de desempeño global de la estructura.

A. Niveles de desempeño para los elementos estructurales

Especifican las condiciones límites de daño que se pueden presentar en una estructura. Para ello, se especifican 3 estados o límites de daño: inmediata ocupación, seguridad y estabilidad estructural. Los 3 estados de daño ayudan a determinar directamente los criterios técnicos para la evaluación y rehabilitación de edificios. Además, existen dos categorías intermedias que son daño controlado y seguridad limitada, los cuales se nombran con las siglas inglesas SP-n (Structural Performance, donde n adopta una calificación numérica entre 1 y 6). Estos niveles intermedios ayudan a definir el nivel de desempeño del edificio de manera útil y adecuada (ATC-40, 1996).

Estos seis niveles de desempeño mencionados anteriormente se describen a continuación:

SP-1. Inmediata ocupación: El daño estructural es limitado, por ello el sistema resistente a cargas laterales y verticales del edificio se mantiene en condiciones óptimas. No hay riesgo para las personas y la edificación se mantiene en funcionamiento de manera normal.

SP-2. Daño Controlado: Pertenece a una condición de daño en un rango ubicado entre los estados SP-1 y SP-3. Los habitantes pueden verse afectados, pero no corren riesgo.

SP-3. Seguridad: es posible que se presenten daños de gran magnitud en la estructura, a pesar de ello, la mayor parte de los componentes estructurales principales resisten adecuadamente y se mantienen estables. Pueden existir ocupantes heridos en la edificación. Posiblemente la estructura necesite ser reparada para volver a ocuparla, siempre que sea factible y rentable económicamente.

SP-4. Seguridad limitada: Esta condición límite de daño se encuentra comprendida entre los estados SP-3 (seguridad) y SP-5 (estabilidad estructural), en el cual existe un riesgo elevado para los ocupantes de la

edificación. Parte de la edificación puede requerir de reforzamiento por seguridad.

SP-5. Estabilidad estructural: Nivel de desempeño en el que se evidencia que el edificio se encuentra muy cerca al colapso parcial o total. La estructura presenta degradación excesiva de su rigidez y pérdida de resistencia en elementos estructurales. El peligro es elevado tanto para los habitantes como para los peatones, además existe un alto riesgo de colapso estructural en caso de réplicas. Se esperan reparaciones muy importantes para la estructura.

SP-6. No considerado: No está definido como un nivel de desempeño estructural, sin embargo, resulta una condición eficiente cuando se requiere una evaluación sísmica para los componentes no estructurales o plantear un refuerzo estructural.

B. Nivel de desempeño para los componentes no estructurales

Se definen cuatro niveles de desempeño los cuales corresponden al grado de daño en los miembros no estructurales, dichos niveles son: operacional, ocupación inmediata, seguridad y amenaza reducida. Dichos estados de daño se nombran mediante las siglas inglesas NP-n (Nonstructural Performance, donde n representa una letra variante entre A y E).

Operacional NP-A: Pasado el evento sísmico, los miembros no estructurales, sistemas y maquinarias pertenecientes a la edificación no han sufrido daño alguno, por lo que siguen operando normalmente.

Ocupación inmediata NP-B: Los sistemas, maquinarias y miembros no estructurales no tienen daño, pero pueden existir interrupciones mínimas que no limitan el funcionamiento de las mismas.

Seguridad NP-C: Existen daños de gravedad en algunos elementos no estructurales, pero sin posibilidad de que ocurra el colapso o la seguridad de los ocupantes se vea seriamente afectada. Los equipos y maquinarias

pueden quedar dañados, necesitando muchos de ellos reparación o su reemplazo.

Amenaza reducida NP-D: Los daños en miembros no estructurales, componentes y sistemas son muy severos, pero a pesar de esto no ocurre el colapso de elementos de gran dimensión como parapetos, muros de mampostería y otros que podrían representar peligro para la vida de los ocupantes.

No considerado NP-E: No se considera un estado de daño ya que solo es utilizado para señalar que los miembros no estructurales no han tenido evaluación, a no ser que estos influyan de manera notable en la respuesta de la edificación.

Así pues, podemos concluir que, el nivel de desempeño estructural de un edificio debe lograrse utilizando una adecuada combinación de los niveles de desempeño para los miembros estructurales y no estructurales. La tabla 5 muestra estas combinaciones planteadas, las cuales llegan a ser: Operacional, Ocupación inmediata, Seguridad de vida y Estabilidad estructural.

Tabla 5: Niveles de Desempeño estructural según ATC-40

	SP-1 Inmediata Ocupación	SP-2 Daño Controlado (rango)	SP-3 Seguridad	SP-4 Seguridad limitada (rango)	SP-5 Estabilidad Estructural	SP-1 No Considerado
NP-A Operacional	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Inmediata Ocupación	1-B Inmediata Ocupación	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Seguridad	1-C	2-C	3-C Seguridad	4-C	5-C	6-C
NP-D Amenaza	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E No Considerado	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	No Aplicable

Fuente: ATC-40, 1999

2.2.10.3. Niveles de Desempeño dados por el FEMA-356

Esta reglamentación se creó inicialmente con 2 propósitos fundamentales. El primer propósito estaba referido a promover ampliamente la aplicación de pautas para la rehabilitación sísmica de estructuras afectadas por terremotos, mientras que el segundo propósito fue el de suministrar los cimientos base para la creación de una norma nacional que fomentara los enfoques y técnicas de acuerdo a las principales prácticas de diseño y construcción en EE. UU (FEMA 356, 2000).

A menudo en la evaluación por desempeño, un objetivo posee múltiples metas, cada una de las cuales contiene un objetivo de desempeño principal para una intensidad específica de amenaza sísmica. Dichos objetivos se consideran: básicos, mejorados y limitados (Paredes, 2016).

De acuerdo al FEMA 356 los niveles sísmicos a ser utilizados son los siguientes:

50% de probabilidad de excedencia en un periodo de 50 años, para un periodo medio de retorno de 72 años.

20% de probabilidad de excedencia en un periodo de 50 años, para un periodo de retorno de 225 años.

10% de probabilidad de excedencia en un periodo de 50 años, para un periodo de retorno de 474 años.

2% de probabilidad de excedencia en un periodo de 50 años, para un periodo de retorno de 2475 años.

Los periodos de retorno se aproximan a 75, 225, 500 y 2,500 años. A continuación, la Tabla 6 muestra el intervalo de objetivos de desempeño:

Tabla 6: Objetivos de Desempeño según FEMA 356

Objetivos Principales de Desempeño en Edificios					
		Operacional (1-A)	Ocupación Inmediata (1-B)	Seguridad de Vida (3-C)	Prevención del Colapso (5-E)
Nivel de Peligro Sísmico	50%/50 años	a	b	c	d
	20%/50 años	e	f	g	h
	10%/50 años (BSE-1)	i	j	k	l
	2%/50 años (BSE-2)	m	n	o	p

Fuente: Adaptación de FEMA 356

2.2.10.4. Niveles de desempeño para estructuras de albañilería confinada

Los diferentes estados límites o niveles de desempeño que hoy en día plantean para las edificaciones de albañilería confinada fueron propuestos en un principio por Astroza y Schmidt (2004), en estos niveles de desempeño existe un patrón de daños definido para cada estado que experimentan los muros de albañilería, en el que el nivel de daño se identifica de acuerdo al grado de deformación (deriva o distorsión angular) que pueden llegar a experimentar estos elementos estructurales en un evento sísmico.

A continuación, se describen los diferentes estados límite para los muros de mampostería confinada:

Estado Límite de Servicio (ELS): En este estado comienza el agrietamiento del paño de albañilería, el cual es visible y donde el nivel de respuesta elástico del muro llega a su fin (Astroza & Schmidt, 2004).

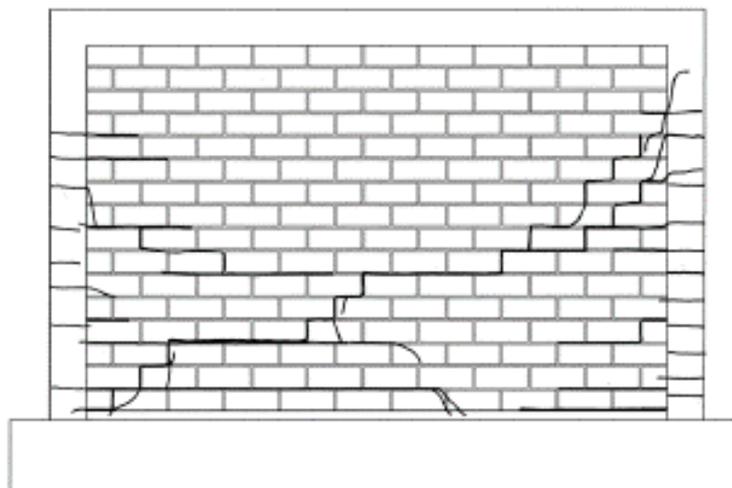


Figura 25 : Estado de daño ELS.

Fuente:(Astroza & Schmidt, 2004)

Estado Límite Operacional (ELO): Condición en la que se inicia el agrietamiento diagonal del muro. El daño del muro es casi nulo, aún conserva parte significativa de su resistencia y rigidez. Los ocupantes de la edificación no corren riesgo (Astroza & Schmidt, 2004).

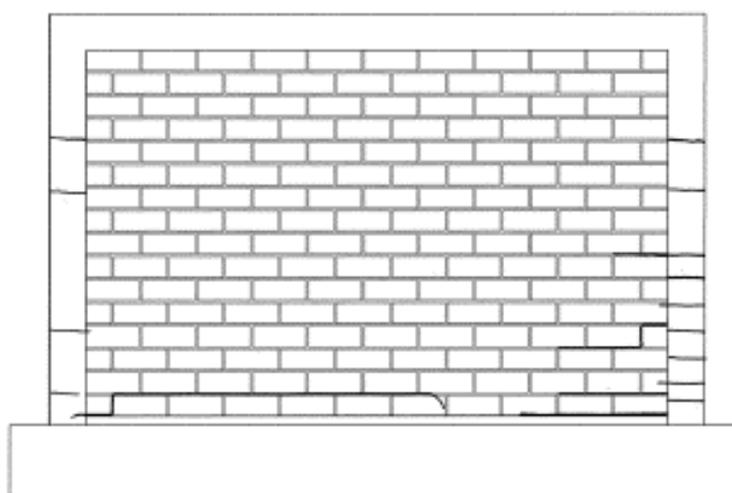


Figura 26: Estado de daño ELO.

Fuente:(Astroza & Schmidt, 2004)

Estado Límite de Daño controlado (ELDC): En este estado se produce agrietamiento diagonal del muro a través de un patrón definido. Dependiendo del estado de daño de cada muro, por lo general las reparaciones se pueden realizar en un periodo de tiempo razonable. No existe peligro para los habitantes ni el contenido del edificio (Astroza & Schmidt, 2004).

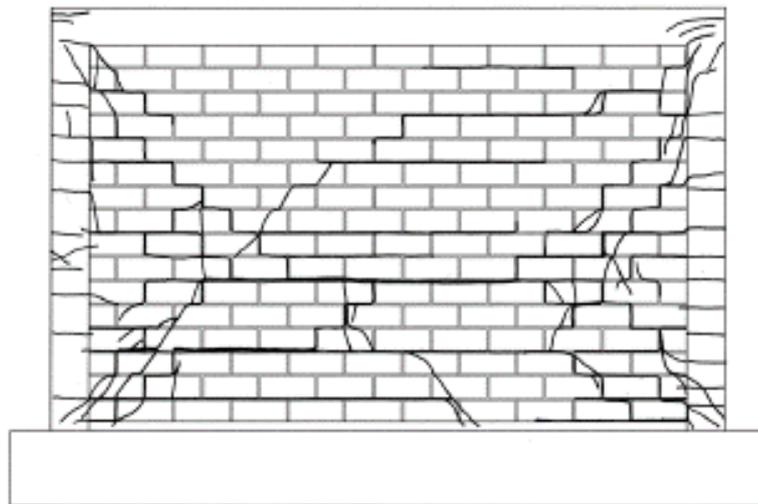


Figura 27: Estado de daño ELDC.

Fuente:(Astroza & Schmidt, 2004)

Estado Límite de Resistencia (ELR): Condición en donde el muro ha alcanzado su capacidad de carga máxima. El daño en el muro es significativo, pero existe un cierto margen de seguridad contra el colapso parcial o total (Astroza & Schmidt, 2004).

Estado Límite Último nominal (ELU): Condición en la que no se asegura que no ocurra el colapso del edificio. De hecho, se considera que se alcanza esta condición en el momento en que el muro experimenta un 20% del daño de la fuerza máxima que resiste a lo largo la prueba. En esta condición el muro presenta daño severo con grietas de gran espesor (10 mm o más) que hacen que la reparación sea muy difícil. Además de la reducción

de su resistencia (20%) la rigidez también se ve reducida de forma significativa (Astroza & Schmidt, 2004).

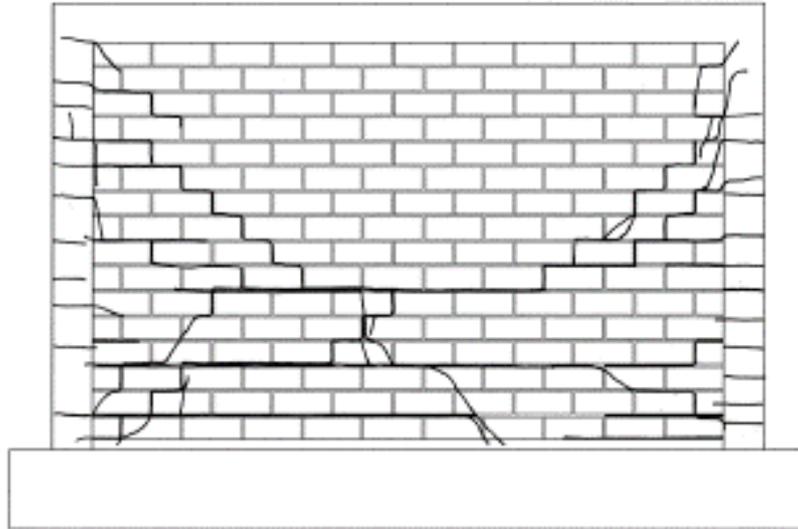


Figura 28: Estado de daño ELU.

Fuente:(Astroza & Schmidt, 2004)

2.2.11. Nivel Sísmico

La sacudida del terreno a causa de un movimiento sísmico de determinado nivel, se puede combinar con el nivel de desempeño elegido para la edificación que diseñamos y así formar un objetivo de desempeño. Los terremotos se pueden expresar con probabilidades de ocurrencia (propuesta probabilística) o tomando como base el movimiento máximo que se espera de una fuente de falla en particular (propuesta determinista). Los niveles sísmicos se expresan en terminología técnica de ingeniería para emplearlos en el diseño estructural (Delgadillo, 2005).

2.2.11.1. Propuesta del ATC-40

La normativa ATC-40 (1996) define 3 niveles de amenaza sísmica identificados como sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo. Las abreviaturas S, D y M significan servicio, diseño y máximo respectivamente,

en tanto que la sigla E representa la palabra inglesa Earthquake. A continuación, se describen las características de dichos niveles sísmicos:

Sismo de servicio (SE); Este nivel sísmico refiere a movimientos de magnitudes bajas a moderadas, con un intervalo de ocurrencia frecuente, y en términos probabilísticos posee un 50% de probabilidad de excedencia en 50 años, con un periodo de retorno medio aproximado de 72 años. A menudo se considera que este sismo es la mitad del sismo de diseño considerado en las normas de construcción y pueden ocurrir muchas veces alrededor de la vida útil de la edificación.

Sismo de diseño (DE); Este movimiento sísmico tiene un intervalo de ocurrencia poco frecuente y representa magnitudes sísmicas entre moderadas y severas, posee probabilísticamente un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años, con un período medio de retorno aproximado de 475 años y su ocurrencia puede darse por lo menos una vez en el tiempo de vida útil del edificio. Este nivel sísmico suele ser el comúnmente establecido en los códigos de construcción para el análisis y diseño de edificaciones convencionales.

Sismo Máximo (ME); Este nivel de sismo refiere al máximo que se puede esperar en el lugar de emplazamiento de la edificación, su magnitud corresponde a una intensidad entre severo y muy severo, ya que su ocurrencia es muy rara. Posee un 5% de probabilidad de excedencia en 50 años, con un período de retorno medio aproximado de 975 años. A menudo, este nivel sísmico es usado en las normas de construcción para establecer criterios de diseño en estructuras esenciales y su valor se encuentra entre 1.25 a 1.5 veces del sismo de diseño.

2.2.11.2. Propuesta del Comité VISION 2000

El comité VISION 2000 expresa los niveles de sismo con respecto a intervalos de recurrencia media (periodo de retorno) o de probabilidades que se exceden en un tiempo determinado. Por ejemplo, el intervalo de ocurrencia de 475 años, es la representación del tiempo medio que transcurre desde que

ocurre de un evento sísmico que ocasiona daños severos con una magnitud similar o más alta que una específica. La probabilidad de ser excedido, para este caso de 10% en un tiempo de 50 años, representa de manera estadística la probabilidad de que la intensidad de sismo supere un grado de daño específico en un período determinado de tiempo que se expresa en unidades anuales.

Tabla 7: Niveles sísmicos establecidos por VISION 2000.

Movimiento sísmico de diseño	Intervalo de ocurrencia	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: (SEAOC, 1995)

2.2.12. Objetivos del diseño por desempeño sísmico

Lo primero a tener en cuenta en el diseño basado en el desempeño consiste en la elección adecuada de los objetivos de desempeño sísmico, los cuales tendrán mucha incidencia y definirán el diseño de la edificación. Los objetivos del diseño por desempeño se determinan combinando los niveles de desempeño sísmico requeridos con los niveles de movimiento sísmico que se esperan para la estructura.

2.2.12.1. Propuesta de Comité VISION 2000

VISION 2000 clasifica a las estructuras en 3 clases, teniendo en cuenta su significancia en el momento en que ocurre un sismo y después de haber ocurrido el mismo:

- Estructuras críticas: Estas estructuras albergan materiales peligrosos en gran cantidad, por ello son consideradas estructuras de mucho riesgo para gran parte de la comunidad.

- Estructuras esenciales: Aquí se engloban a todas las estructuras las cuales deben seguir operativas y en funcionamiento después de ocurrido un evento sísmico, ya que tienen la función de brindar ayuda como parte de operativos post-sismo, entre estas estructuras tenemos a los hospitales, estación de bomberos, estación de policía, etc.
- Estructuras básicas: Son todas las estructuras que no pertenecen a ninguno de los dos grupos antes mencionados.

En la tabla 8 podemos observar la matriz planteada por el comité VISION 2000 para determinar los objetivos de desempeño de una edificación.

Tabla 8: Objetivos del desempeño sísmico recomendado para estructuras.

Nivel de movimiento sísmico	Nivel de desempeño estructural			
	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad	Próximo al Colapso
Frecuente (43 años)	1	0	0	0
Ocacional (72 años)	2	1	0	0
Raro (475 años)	3	2	1	0
Muy raro (970 años)	-	3	2	1

Fuente: (SEAOC, 1995)

- 0: Desempeño inaceptable
- 1: Estructuras básicas
- 2: Estructuras esenciales/riesgosas
- 3: Estructura de seguridad crítica

Tabla 9: Objetivos de desempeño sísmico recomendado para estructuras básicas.

Movimiento sísmico de diseño	Nivel de desempeño
Frecuente	Totalmente Operacional
Ocasional	Operacional
Raro	Seguridad
Muy raro	Próximo al colapso

Fuente: (SEAOC, 1995)

2.2.12.2. Propuesta del ATC-40

El ATC-40 considera que los objetivos de desempeño estructural se determinan de la combinación entre los niveles de desempeño y los movimientos sísmicos esperados. Dichos objetivos se pueden aplicar a diversos tipos de estructuras teniendo en cuenta sus características.

La tabla 10 presenta los objetivos de desempeño planteados por el ATC-40 para edificios de tipo convencional. En esta observamos que, para un nivel como el sismo de diseño, el edificio tiene que comportarse de acuerdo al nivel de seguridad, en tanto que, frente a la ocurrencia de un sismo máximo, el desempeño estructural debe corresponder al nivel de estabilidad estructural.

Tabla 10: Objetivos de desempeño para estructuras convencionales.

Movimiento sísmico	Nivel de desempeño del edificio			
	Operacional	Ocupación inmediata	Seguridad	Estabilidad estructural
Sismo de servicio	-	-	-	-
Sismo de diseño	-	-	√	-
Sismo máximo	-	-	-	√

Fuente: (ATC-40, 1996)

2.2.12.3. Objetivos de desempeño en edificaciones de albañilería confinada

Utilizando los niveles de sismo propuestos por el ATC-40 se proponen los objetivos de desempeño para edificaciones de mampostería confinada con el fin de poder determinar los objetivos de desempeño del edificio en estudio.

Tabla 11: Objetivos de desempeño en edificaciones de albañilería confinada.

Sismo de Diseño	Servicio	Operacional	Daño controlado	Resistencia	Último Nominal
Servicio	√	√	NA	NA	NA
Diseño	-	-	√	√	NA
Máximo	-	-	-	√	√

NA: No Aplicable

2.2.13. Evaluación de los objetivos de desempeño para edificaciones de albañilería confinada

2.2.13.1. Grado de daño para estructuras de Albañilería Confinada

La finalidad del método de evaluación por desempeño es determinar la extensión o grado de daño que poseen los miembros estructurales del edificio de acuerdo a sus exigencias de deformación tanto de forma local como global. Una opción es determinar las distorsiones máximas de los muros de albañilería causados por la demanda. Estas distorsiones para análisis no lineal se determinan en base al desplazamiento de techo o nivel superior de la edificación. En la tabla 12 podemos observar los estados de daño en los muros, los cuales determinaremos tomando como base la distorsión de techo (Ruíz-García & Miranda, 2003).

Tabla 12: Estado y grado de daño en muros de albañilería confinada.

Estado de daño observado	Distorsión (%)	Grado de daño
Fisuras horizontales por flexión. Fisuras verticales por flexión cerca a las columnas de confinamiento.	0.04	Ligero (I)
Inicio del agrietamiento por tracción diagonal de la albañilería.	0.13	Moderado (II y III)
Comienzo de la penetración por fisuración inclinada en los extremos de las columnas de confinamiento.	0.20	Fuerte (III)
Formación de grietas en "X" en todos los paños de albañilería.	0.23	Fuerte (IV)
Aplastamiento del concreto, grietas horizontales a lo largo de la altura columnas de confinamiento.	0.32	Fuerte (V)
Acumulación de grietas diagonales en los extremos de las columnas.	0.42	Grave (V)
Desconchamiento del tarrajeo del concreto.		
Acumulación del daño en los extremos	0.50	Grave (no se clasifica)

inferiores de las columnas. Pandeo de la armadura longitudinal (Distorsión en "S").

Fuente: (Ruíz-García, Sánchez , & Alcocer, 1998)

2.2.13.2. Estados Límite de Edificaciones de Albañilería Confinada

Astroza y Schmidt (2004) en su estudio denominado "*Capacidad de Deformación de Muros de Albañilería Confinada para Distintos Niveles de Desempeño*", lograron establecer distintos grados de distorsión en muros de mampostería confinada, los cuales a su vez están relacionados a distintos estados límite. Se hicieron varios ensayos para poder precisar la capacidad de deformación que corresponde a cada estado límite de los 5 estudiados. En estos ensayos los muros de mampostería confinada estaban sometidos a distintas cargas laterales de forma alterna, donde el desempeño de cada muro estaba inspeccionado por la falla a corte y de estos ensayos realizados se logró recoger información de 52 muros de mampostería confinada. Estos ensayos se llevaron a cabo en 3 países de Latinoamérica los cuales fueron México, Venezuela y Chile. Los resultados obtenidos de las distorsiones angulares para los niveles de desempeño, son mostrados en seguida en la Tabla 13.

Tabla 13: Niveles de desempeño para muros de albañilería confinada.

Niveles de desempeño	Distorsión (%)
Estado Límite De Servicio	0.05
Estado Límite Operacional	0.10
Estado Límite De Daño Controlado	0.17
Estado Límite De Resistencia	0.22
Estado Límite Último	0.44

Fuente: (Astroza & Schmidt, 2004)

2.2.14. Capacidad estructural

La capacidad estructural de un edificio viene definida por su habilidad de resistir cargas que son impuestas por una demanda sísmica determinada, esta capacidad se basa en la resistencia y deformación máxima que experimentan sus miembros estructurales. La determinación de las capacidades de la edificación al superar su límite elástico demanda el uso de un análisis del tipo no lineal, como podría ser el AENL. El procedimiento para efectuar este análisis toma como base la utilización de un conjunto de análisis elásticos en secuencia, los cuales se sobreponen para tratar de acercarse a la curva de capacidad estructural, que está ligada de forma directa con las fuerzas de corte (V) que actúan en la base del edificio y los desplazamientos (D) monitoreados en el techo o azotea de la edificación.

Inicialmente se cuenta el modelo matemático del edificio, que debe ser modificado para poder tener en cuenta la disminución de rigidez y resistencia de los miembros que van entrando en cedencia. Para lograr esto se aplica sobre la edificación un patrón de fuerza lateral que va incrementando progresivamente de forma monótonica hasta el momento en que el edificio llegue a alcanzar su máxima capacidad.

Generalmente la curva de capacidad estructural es utilizada para mostrar la respuesta del primer modo de vibración del edificio, que se basa en la suposición que el modo fundamental de vibración está ligado con la respuesta que predomina en el edificio.

2.2.15. Análisis Estático no Lineal Pushover

Este método de análisis se conoce comúnmente como Pushover, que es su nombre en inglés, y su metodología se basa en emplear sistemas equivalentes de un grado de libertad, para representar el modelado de una estructura que posee múltiples grados de libertad. Este tipo de estudios no lineales nos permiten solamente obtener respuestas en forma global de la estructura que se estudia.

Para este análisis, el modelado estructural integra de forma directa las propiedades no lineales de los materiales con respecto a la relación fuerza-deformación de los miembros estructurales y no estructurales. Este análisis

se ve representado generalmente en la curva de capacidad estructural que muestra la relación existente entre la fuerza cortante y el desplazamiento lateral en el tope de la edificación (Portillo et al. 2011).

El AENL es un instrumento eficaz para la evaluación sísmica. Se puede utilizar para evaluar las demandas que se imponen a una estructura a causa de los movimientos sísmicos (Scott, 1994).

El AENL tiene como fin determinar el rendimiento esperado de un sistema estructural a través del cálculo de sus demandas de resistencia y deformación para un diseño sismorresistente con el uso de un análisis estático inelástico. Posteriormente se realiza la comparación de estas demandas con las capacidades que se disponen en los distintos niveles de desempeño que nos interesen. La evaluación toma como base la calificación de parámetros de desempeño importantes, que incluyen la deriva global, derivas de entrepiso, deformación inelástica de elementos estructurales y fuerzas en las conexiones de los elementos (Krawinkler & Seneviratna, 1998).

Conocer la capacidad de una estructura frente a alguna demanda sísmica específica es de mucha importancia, especialmente si la estructura está ubicada en un área de peligro altamente sísmico que la hace muy vulnerable. Las fallas que surgen prematuramente se deben al nivel de cedencia que experimentan ciertos miembros estructurales cuando la demanda sísmica supera la capacidad estructural, y esto es evidencia clara de que en hoy en día todavía no se usan métodos de diseño adecuados, ya que no se aplica específicamente este tipo de análisis en los proyectos para evaluar el comportamiento estructural. Por ello, surgen y se plantean nuevas técnicas de diseño que se basan en la evaluación del comportamiento sismorresistente más allá del rango elástico de la estructura ya que son métodos más confiables. De la misma forma, podemos ver al AENL como una metodología útil para evaluar y conocer la respuesta estructural, en reemplazo de un análisis dinámico no lineal que posee una metodología demasiado compleja y no resulta como un método práctico de oficina. El AENL, es considerado como un avance muy ventajoso si comparamos la

metodología de análisis que usa nuestra norma sismorresistente, la cual usa como base la teoría del análisis lineal.

El propósito de aplicar un AENL a una estructura es precisar las características de respuesta sísmica y utilizar estas propiedades para la evaluar la estabilidad global de la estructura (Scott, 1994).

Actualmente los métodos que existen para llevar a cabo este análisis fueron planteados por el ATC-40 y FEMA 356. El fin de ambos métodos está enfocado en obtener la curva de capacidad estructural frente a una demanda sísmica determinada, esta curva de capacidad estructural asocia el cortante en la base del edificio con el máximo desplazamiento lateral en el techo de la edificación. El desplazamiento máximo que la estructura alcanza durante un sismo específico se calcula utilizando una familia de espectros de respuesta inelásticos.

El AENL es una fuente informativa sobre diversas características de la respuesta estructural de una edificación, las cuales no se obtienen normalmente de un análisis estático o dinámico lineal. Las características más relevantes acerca de la respuesta son: (Krawinkler & Seneviratna, 1998)

- a)** Las demandas reales de fuerza en elementos estructurales con posible comportamiento frágil como la fuerza axial en columnas, la fuerza en diagonales, los momentos flectores en las uniones viga-columna, la fuerza cortante en vigas de concreto armado, etc.
- b)** La evaluación de las demandas de deformación para miembros estructurales que deben deformarse de forma inelástica para poder disipar la energía aplicada al edificio por los movimientos del suelo.
- c)** Los resultados a causa de la pérdida de resistencia en miembros individuales sobre el comportamiento sísmico del sistema estructural.
- d)** Determinación de las áreas críticas en los elementos estructurales que se espera que la demanda de deformación sea mayor.
- e)** Determinación de las irregularidades de rigidez, en planta y elevación del edificio.

- f) Cálculo de las distorsiones de entrepisos que tienen en cuenta la irregularidad de resistencia o rigidez y que se pueden utilizar para el control de daños y la evaluación de los efectos P-delta.

Básicamente el análisis Pushover toma como fundamento que la respuesta de una estructura de varios grados de libertad se puede relacionar con la respuesta de un sistema equivalente de un grado de libertad. Esto indica que la respuesta estructural es dominada por 1 modo de vibrar, y que mantiene su forma constante en el tiempo. Esto nos quiere decir que ambas hipótesis están equivocadas, sin embargo, otros estudios de investigadores han demostrado que estas hipótesis son buenos predictores de la respuesta sísmica máxima de las estructuras de varios grados de libertad, los cuales suponen la respuesta sísmica está dominada por un modo de vibrar.

El Pushover es uno de los métodos no lineales que más se usan, su metodología se basa en tratar de inducir a una edificación al colapso progresivamente a través de la aplicación de un patrón de carga lateral que incrementa de forma monótonica, o sea en una dirección, para lo cual se debe tener en cuenta inicialmente las cargas gravitacionales de la estructura.

El AENL es un método simple y eficaz que nos ayuda a precisar el comportamiento sismorresistente de un edificio, que se basa en diversos estudios realizados sobre los elementos estructurales, a los cuales se les aplicaba cargas laterales incrementales que permitían observar y analizar la formación progresiva de rótulas plásticas hasta llevar a dichos elementos a su condición última.

En la siguiente figura podemos observar una descripción gráfica del Pushover:

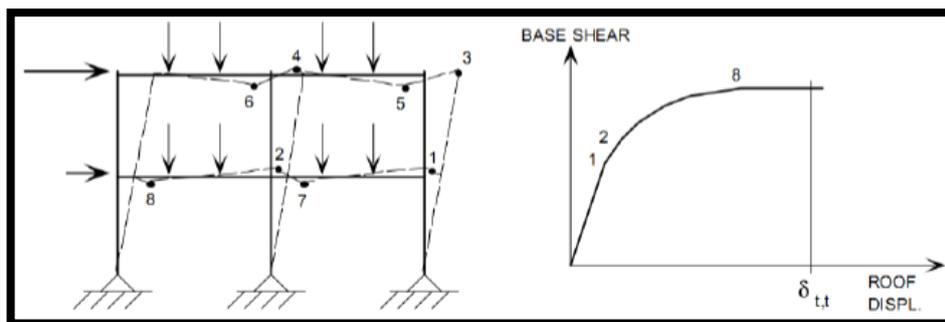


Figura 29: Ilustración del Análisis estático no lineal Pushover

Fuente: (Toledo, 2011)

La curva de capacidad que se obtiene como producto del análisis estático no lineal Pushover se genera a medida que empiezan a aparecer de forma progresiva las rótulas plásticas en la estructura, que a su vez se generan como efecto directo del empuje lateral monotónico que se impone a la estructura tal y como podemos observar en la Figura 29.

El AENL representa una gran ventaja comparado con los métodos tradicionales de análisis lineales usados actualmente, ya que con este método podemos incorporar y tener en cuenta de forma directa la respuesta no lineal de los materiales que conforman nuestra estructura, mientras que en un análisis lineal esta suposición es aproximada ya que se hace a través del factor R que reduce la respuesta espectral. Es por eso que, el análisis no lineal hace que la determinación de los esfuerzos internos y desplazamientos sean mucho más precisos cuando se evalúan durante un evento sísmico.

La predicción de las fuerzas sísmicas para un análisis estático no lineal debe realizarse estimando un desplazamiento máximo que se impone al sistema estructural y seleccionando un patrón de cargas laterales. Este último causará deformaciones de una manera similar a la que se produciría en un diseño sísmico estructural (Krawinkler & Seneviratna, 1998).

Para evaluar el desempeño sismorresistente de una edificación, es de gran importancia poder establecer un patrón de carga lateral que nos ayude a

obtener el desplazamiento objetivo. Los patrones de carga representan la distribución de las fuerzas inerciales del análisis sísmico.

La distribución de la fuerza inercial variará con la magnitud del sismo que se evalúe (hasta que se alcance la deformación inelástica) (Krawinkler & Seneviratna, 1998).

Al aplicar esta técnica, se puede determinar el proceso de agrietamiento, cedencia y fallo de los miembros estructurales de la edificación, así como identificar los estados límites de servicio en los muros de mampostería confinada, además podremos ver el historial de deformaciones y cortes a los que la estructura estuvo sometido en el proceso hasta llegar a su máximo rendimiento. Todo lo mencionado se reflejará en la curva de capacidad estructural.

2.2.15.1. Procedimiento de análisis del Pushover

El método del Pushover tiene como fin inducir al colapso a una estructura que ya se ha diseñado o una que ya existe, de la cual se tiene el conocimiento de las dimensiones de todos sus elementos estructurales, así como del refuerzo para cada uno de ellos. El colapso estructural se consigue mediante la aplicación de las cargas gravitacionales propias del edificio y un patrón de carga lateral que incrementa monotónicamente hasta que los elementos estructurales alcancen su resistencia última. Dichas cargas se aplican en el mismo sentido hasta que el edificio colapse o alcance un determinado valor de carga (Portillo et al. 2011).

En este tipo de análisis se requiere que el modelo elaborado para el análisis de la estructura integre directamente las propiedades de no linealidad con respecto a la relación fuerza-deformación de los miembros estructurales que conforman la estructura a causa del comportamiento inelástico de los materiales.

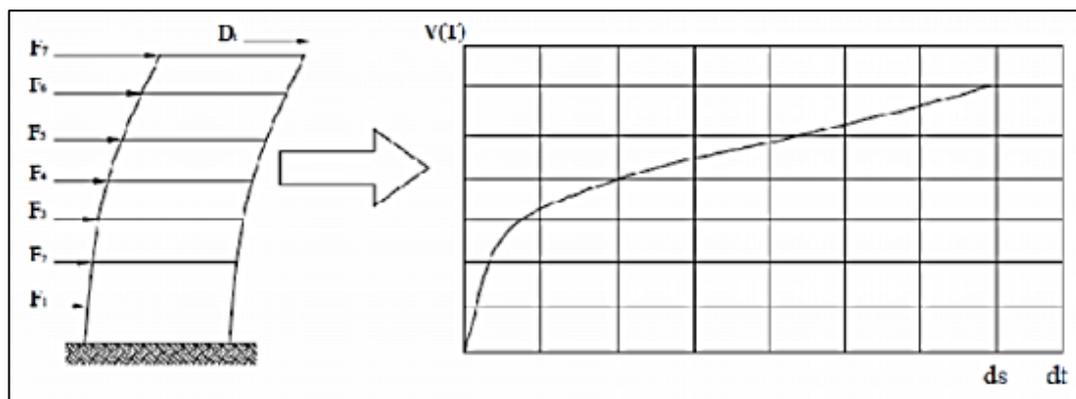


Figura 30: Modelo esquemático del Pushover

Fuente: (Portillo, Rodríguez, & Martínez, 2011)

La Figura 30 muestra las fuerzas que se distribuyen en cada nivel (F_i), llegando ser la suma de todas estas igual al corte basal V que actúa en la base del edificio. A causa del empuje progresivo de las fuerzas laterales, se llega a alcanzar en la estructura un máximo desplazamiento lateral (D_t), que es posible calcular a través de la aplicación de la teoría estructural. Este proceso es repetitivo por lo que las cargas aplicadas inicialmente aumentan gradualmente hasta que la estructura llegue al colapso o hasta su desplazamiento último fijado (D_{tf}).

En el análisis Pushover las cargas que actúan inicialmente son las gravitacionales permanentes de la edificación, las cuales hacen que se produzcan las primeras deformaciones a nivel estructural, después de ello actúan las cargas laterales incrementales, producto del patrón de cargas laterales aplicado al edificio, las cuales aumentan de forma monótonica y son aplicados en un sentido hasta la aparición de la primera rótula plástica. El origen de las rótulas plásticas genera una redistribución de la rigidez estructural, y así un proceso incremental iterativo que continúa hasta que el edificio llegue al colapso. De la misma forma se procede con la carga lateral orientada en la otra dirección (Calcina Peña, 2017).

El patrón de cargas establecido para la estructura tiene que estar relacionado con las fuerzas inerciales que se esperan durante el evento sísmico. No obstante, es importante considerar la variación de las fuerzas

inerciales reales con respecto a la magnitud del sismo que se imponga; además el patrón establecido para el análisis Pushover debe ser constante.

El Pushover se realiza por lo general incrementando la carga progresivamente, este incremento se calcula en aproximadamente en 0.1 toneladas cuando se usa un software computacional.

Comúnmente los grupos de distribución lateral de carga usados para el AENL son los planteados por el FEMA (Agencia Federal para el Manejo de Emergencias) y el ATC (Consejo de Tecnología Aplicada). A continuación, se describen estos patrones de carga: (Portillo et al. 2011)

- Un patrón de carga uniforme que toma como base la fuerza lateral y se representa proporcionalmente a la masa de cada nivel, sin considerar la altura.
- Un patrón de carga que se distribuye de forma proporcional a la multiplicación de la masa con la deformación modal para el primer modo de vibrar de la edificación. Este consiste en un modelo de distribución modal configurado numéricamente con suficientes modos de vibrar.

Finalmente, luego de aplicar el Pushover a una estructura se obtienen las curvas de desempeño de la misma, las cuales nos arrojan los resultados finales acerca de la evaluación sísmica, es decir nos muestran la capacidad y comportamiento inelástico de la estructura frente a una demanda sísmica específica impuesta. La capacidad y desempeño estructural varía en función al nivel de detalle que se brinde al software acerca de las propiedades no lineales de los materiales que forman parte de los miembros estructurales del edificio.

La capacidad estructural se debe comparar con la demanda si se tratara de la evaluación de estructuras existentes y en base a ello se analizará si la estructura requiere o no algún tipo de reforzamiento.

Los pasos para ejecutar un AENL se explican a continuación:

1. Realizar el modelamiento computacional de la estructura.
2. Ingresar al software las propiedades de los materiales integrantes de la edificación.
3. Colocar los datos geométricos de las secciones de los miembros estructurales, en los cuales debemos especificar la cantidad usada de acero de refuerzo longitudinal y transversal.
4. Seleccionar un punto de control que se ubique en el tope del edificio, el cual nos servirá para verificar el desplazamiento lateral de la edificación. Este punto de preferencia debe ubicarse en el centro de masa u otro punto que se desee controlar.
5. Determinar la resistencia última real de vigas y columnas.
6. Definir en donde se ubicarán los posibles puntos críticos donde se formarán las rótulas plásticas en los elementos estructurales.
7. Aplicar la fuerza lateral mediante un patrón de carga definido anteriormente, el cual debe ser aplicado en el centro de masa del edificio y deberá incluir las cargas gravitatorias.
8. Incrementar de forma monotónica la carga lateral en el edificio para inducir la creación de rótulas plásticas en los miembros estructurales.
9. Graficar los valores del corte en la base y los desplazamientos en la parte superior de la edificación que se van registrando para cada incremento de carga.
10. Revisar y comparar los criterios de aceptación en los miembros estructurales de acuerdo a la normativa usada.
11. Aplicar nuevos incrementos de carga hasta que los elementos que no hayan alcanzado la fluencia, lleguen a hacerlo.
12. Adicionar los nuevos valores obtenidos tanto del cortante como del desplazamiento en el nivel superior del edificio a los resultados obtenidos anteriormente y graficarlos.
13. Volver a realizar los pasos indicados en los ítems 11 y 12 hasta que la estructura llegue a fallar totalmente o al colapso.

2.2.15.2. Patrón de distribución de carga lateral

Hay muchos modelos de distribución lateral de fuerzas que pueden ser aplicados en una edificación para conseguir su curva de capacidad. Hasta ahora no hay un modelo de cargas único mundialmente aceptado (Moreno, 2006). El patrón de fuerza lateral aplicada finalmente a la estructura, es obtenido de las fuerzas del análisis lineal sísmico estático.

$$F_i = \frac{P_i h_i}{\sum_{j=1}^n P_j h_j} * V$$

2.2.15.3. Curva de Capacidad

La curva de capacidad estructural se expresa a través de una gráfica, que correlaciona las fuerzas cortantes en la base del edificio con el desplazamiento lateral en la parte superior de la edificación, de la forma en que apreciamos en la Figura 33. Esta representación gráfica nos dará una comprensión clara y objetiva del comportamiento sismorresistente de la edificación.

La relación existente entre el cortante en la base y el desplazamiento lateral en la parte superior de la edificación se traza en el gráfico de la curva de capacidad estructural, que se representa para cada incremento de carga. Por lo general esta curva expresa la respuesta del primer modo de vibración del edificio fundamentándose en el supuesto de que el modo de vibración fundamental es el modo de respuesta que prevalece en la estructura. Dicha hipótesis es comúnmente acertada para aquellos edificios que poseen un periodo de vibración de aproximadamente 1 segundo. En estructuras flexibles con periodos fundamentales de vibración mayores a 1 segundo, se debe tener en cuenta para el análisis, los resultados de los modos de vibración más elevados (ATC-40, 1996).

La capacidad estructural de un edificio se basa principalmente en la resistencia y capacidad de deformación que tengan los miembros estructurales, así como de las propiedades de los materiales por los que están compuestos estos elementos tales como el concreto, el acero y la combinación de los dos. De manera similar, el propósito de obtener la curva

de capacidad es poder analizar el comportamiento inelástico del edificio después de la fluencia y posteriormente el estudio hasta llegar a su capacidad última (Paredes, 2016).

Hay 2 maneras de conseguir la curva de capacidad estructural de una edificación que se encuentra sometida a un sismo de nivel determinado en un AENL. La primera trata de la aplicación de cargas incrementales en un solo sentido y dichas cargas aumentan de forma monotonía hasta que el edificio alcance la falla o llegue al colapso (Método del Pushover). La segunda forma se basa en que la estructura se encuentra sometida a una historia de aceleraciones a través de un acelerograma y este aumenta progresivamente hasta que la estructura llegue al colapso. El método más utilizado es el del Pushover, también llamado análisis incremental del colapso. La curva de capacidad es el pilar fundamental del análisis por desempeño sísmico (Viera, 2004).

Es posible obtener la curva de capacidad una vez que se cuente con la geometría totalmente definida de la edificación, además es importante tener conocimiento de la calidad de los materiales a usarse, así como el detallado específico de la cuantía de acero de refuerzo a emplearse para cada elemento estructural. También se debe conocer acerca de las curvas de comportamiento del concreto y el acero.

En un análisis Pushover, la estructura es sometida a un patrón de cargas laterales que aumenta monotoníamente hasta que se consigue llegar al desplazamiento lateral máximo del edificio. El modelo de distribución de cargas laterales o patrón de cargas puede estar conformado por un patrón de fuerzas o por un patrón de desplazamientos (Chunque, 2013).

Los modelos o patrones de carga lateral pueden tener una distribución uniforme, triangular, parabólica, etc. No hay un patrón ampliamente aceptado. Lo que se suele hacer es usar por lo menos un par de distribuciones distintas y determinar la curva de capacidad estructural con respecto a la envolvente de resultados que se obtuvieron (Moreno, 2006).

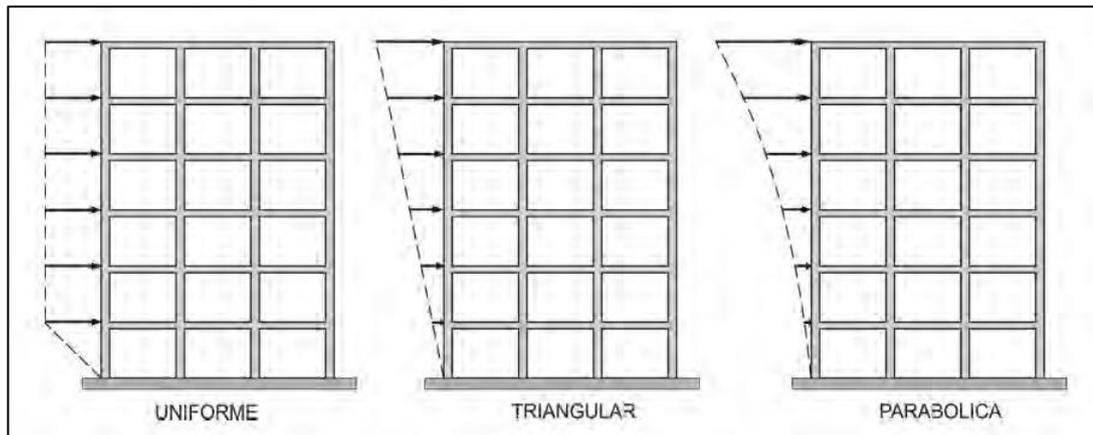


Figura 31: Patrones de Carga Lateral.

Fuente: (Bonnet, 2003)

Si optamos por usar un modelo de distribución de desplazamientos, se hace referencia a un conjunto de desplazamientos determinados con anterioridad que incrementan de forma progresiva. Por lo general los desplazamientos que se utilizan provienen de los modos de vibrar más importantes del edificio (Bonnet, 2003).

El procedimiento del análisis Pushover debe ser controlado por un nodo definido inicialmente, este nodo por lo general corresponde con el centro de masa del nivel superior. Antes de dar inicio al análisis se debe fijar el valor de desplazamiento máximo aproximado hasta el cual deberá alcanzar la estructura con los incrementos de fuerza. Posteriormente se da inicio al análisis, que comienza a partir de un estado de esfuerzos y deformaciones debido a las cargas gravitacionales (vivas y muertas) del edificio.

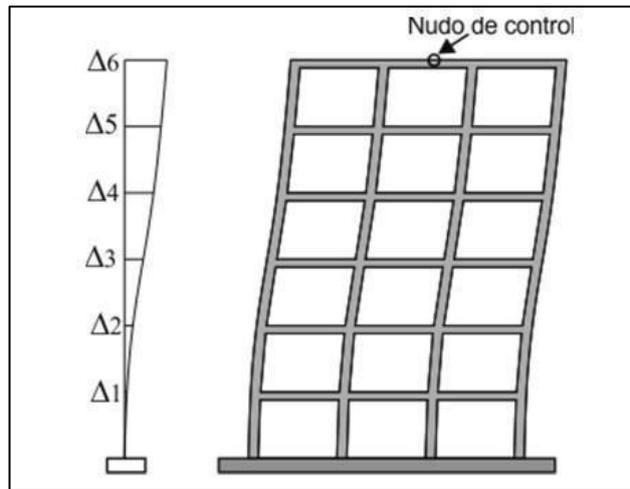


Figura 32: Patrones de Desplazamientos y Nudo de Monitoreo en una estructura.

Fuente: (Bonnet, 2003)

Mientras se lleva a cabo el proceso de incremento gradual de carga, el desplazamiento en el tope de edificio (D_t) aumenta y el valor del cortante basal (V) de la estructura se va registrando para cada incremento de carga hasta que el edificio logre desarrollar el máximo desplazamiento lateral que se ha definido. Finalmente, el resultado que obtenemos del análisis incremental es el gráfico de la curva de capacidad estructural, compuesta por algunos puntos notables como observamos en la siguiente figura: (Chunque, 2013)

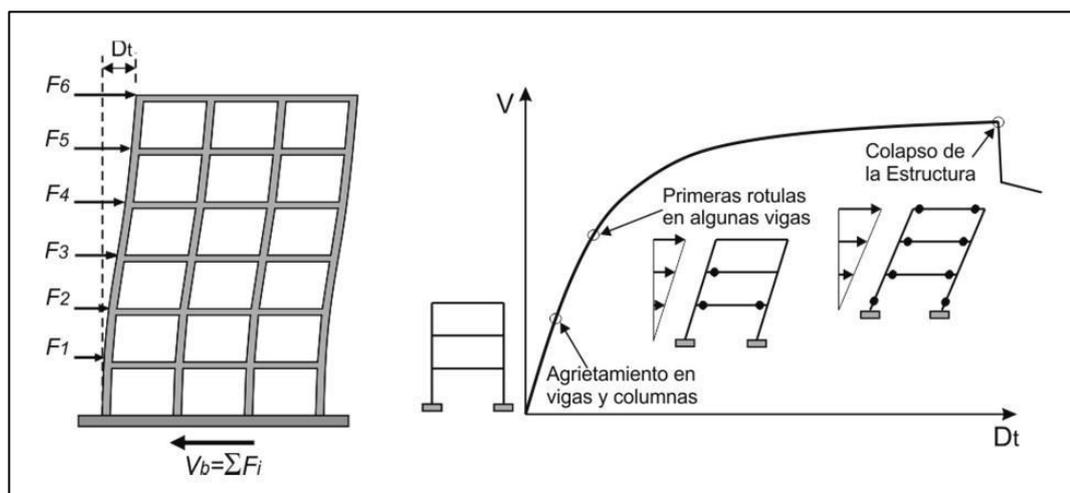


Figura 33: Representación del Análisis Estático No Lineal y Curva de Capacidad.

Fuente: (Fernández, 2006)

La curva de capacidad y su estudio pertenece a una filosofía de diseño la cual se denomina “Diseño por Capacidad”, el cual tiene como fin conseguir el diseño definitivo de una estructura con un comportamiento demasiado tolerante a las deformaciones y desplazamientos que esta podría experimentar al momento de la ocurrencia de un sismo severo, lo cual nos guía a una metodología de diseño para evitar el colapso, incluso después de que la estructura haya superado su resistencia en el rango inelástico.

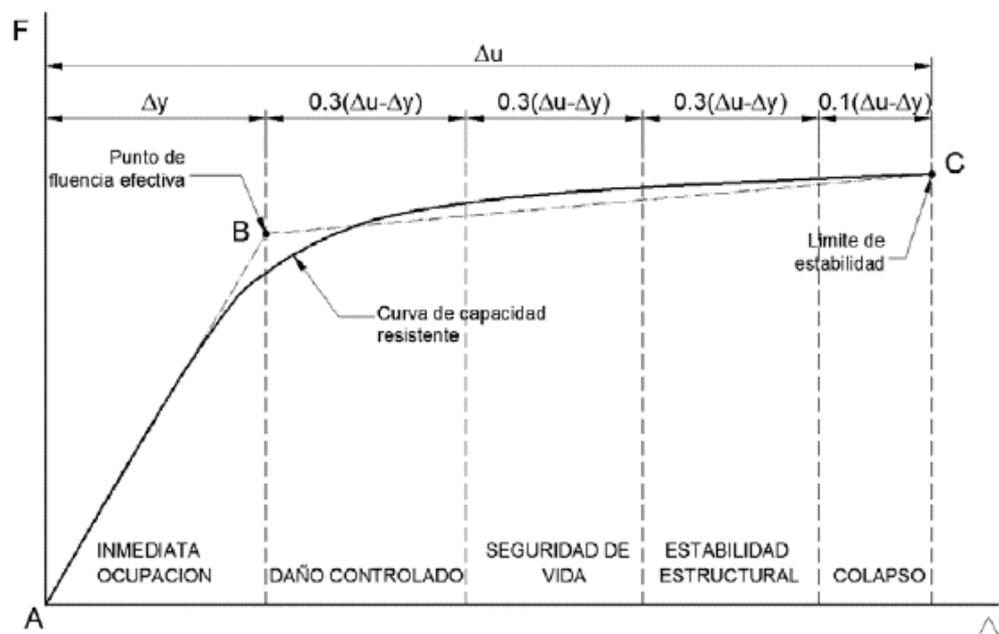


Figura 34: Sectorización de la curva de Capacidad de acuerdo a los niveles de desempeño establecidos por el ATC-40 (adaptado de la sectorización de la curva de capacidad propuesta por el SEOAC).

2.2.15.4. Desplazamiento esperado

El desplazamiento lateral que puede experimentar un edificio que se encuentra sometido a acciones sísmicas se logra usando un adecuado espectro de respuesta elástico, el cual represente las propiedades del suelo sobre el que está construido la estructura y su respectiva curva de capacidad estructural, idealizada mediante una representación bilineal.

Utilizando un modelo equivalente de un grado de libertad se puede obtener el desplazamiento esperado de la edificación y su curva de capacidad representada a manera de idealización como una curva bilineal.

Determinando el nivel de la demanda sísmica representado mediante un espectro de respuesta elástico, es posible determinar el valor del desplazamiento esperado en una estructura conformada por un sistema de un grado de libertad, y asimismo es posible determinar el máximo desplazamiento que se espera para un sistema conformado por varios grados de libertad a través del factor de participación de masas (Guevara et al. 2006).

2.2.15.5. Modelo de Cálculo

El modelo usado para los cálculos numéricos del AENL se basa en el planteamiento en el que cada pórtico es considerado como un componente estructural de un edificio que posee un diafragma rígido con 3 grados de libertad, es decir 2 desplazamientos laterales en los sentidos X e Y, y un giro rotacional en torno al eje Z.(Aguiar, 2003).

El vector q comprende a los desplazamientos y rotaciones en coordenadas de piso, mientras que Q representa al vector de cargas aplicadas, compuesta por la fuerza lateral en la dirección x , F_x ; la fuerza lateral en la dirección y , F_y ; y alrededor del eje z se encuentra el momento torsor. Para conseguir la curva de capacidad en el sentido del eje x , solo F_x posee un valor y el resto de valores de Q son iguales a cero. Si se intenta encontrar la curva de capacidad en el sentido del eje y , el que tendrá un valor distinto a cero será F_y . El vector de cargas Q se encuentra relacionado con el vector de coordenadas q a través de la matriz KE de la forma a continuación mostrada: (Portillo et al. 2011)

$$\boxed{Q = KEq} \quad (1.1)$$

Por otro lado, el nexo existente entre el vector de coordenadas de piso q y el desplazamiento lateral del pórtico t , está dada por el vector de compatibilidad de deformación A con respecto al pórtico i . Dicha relación se expresa como: (Portillo et al. 2011)

$$\boxed{dt = Aq} \quad (1.2)$$

La Figura 35 muestra una estructura espacial que consta de 4 pórticos. El ángulo formado con respecto al eje x posee una orientación positiva del pórtico y se denomina α . Por otro lado, r representa el espacio que existe entre el centro de masas y el pórtico, que será positivo si la dirección del marco gira en sentido antihorario con respecto al centro de masas. Un pórtico tendrá orientación positiva siempre que exista paralelismo con los ejes x e y (Portillo et al. 2011).

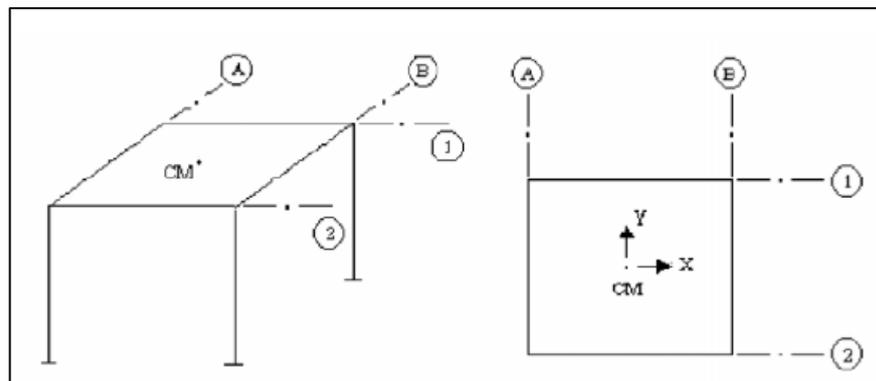


Figura 35: Gráfica del Pushover.

Fuente: (Portillo, Rodríguez, & Martínez, 2011)

La ecuación del vector de compatibilidad de deformaciones A para el pórtico i, se representa así:

$$A^{(i)} = [\text{Cosa} \ \text{Sena} \ r] \quad (1.3)$$

La matriz de rigidez KE, se puede obtener a partir del producto de las tres matrices:

$$KE = \sum_{i=1}^n A^{(i)T} K^{(i)} A^{(i)} \quad (1.4)$$

Donde n representa la cantidad numérica de pórticos que componen la estructura. El desplazamiento lateral de cada pórtico hace que la matriz KE varíe. En un principio, los marcos operan con una rigidez elástica similar, pero

a medida que incursionan en el rango inelástico, la rigidez elástica cambia a una rigidez plástica (Portillo et al. 2011).

Los cálculos se ejecutan paso a paso de manera incremental, aplicando en el centro de masa estructural un patrón de carga lateral, hasta que el edificio colapse. Para obtener la curva de capacidad estructural en el sentido X, la carga lateral debe ser aplicada en la dirección X. Asimismo, para obtener la curva capacidad estructural en el sentido del eje Y, esta se calculará aplicando las cargas laterales en el sentido Y (Aguiar, 2003).

2.2.15.6. Obtención de la curva de Capacidad estructural

La capacidad de una edificación se puede representar mediante una curva Pushover, la cual nos indica la correlación existente entre la fuerza cortante basal del edificio y el desplazamiento lateral que ocurre en el techo del mismo. Normalmente se utiliza un patrón cargas laterales, el cual es aplicado de forma longitudinal con respecto al eje vertical de la estructura, que corresponde al primer modo de vibración (Fajardo, 2012). De forma independiente al método usado para calcular la demanda sísmica, la aplicación de todo este procedimiento brinda información muy importante al ingeniero estructural.

El modelo matemático estructural se modifica para considerar la pérdida de resistencia estructural que se origina por la cedencia de ciertos miembros estructurales. El patrón de cargas laterales se vuelve a aplicar con cierto incremento, hasta que se produzca una fluencia significativa del resto de elementos estructurales. Dicho procedimiento es ejecutado iterativamente hasta el momento en que la edificación presente inestabilidad o alcance los límites predefinidos (Aguiar, 2003).

La metodología y el proceso aplicativo del Pushover se ha expuesto de diferentes formas y variedades para uso. Como sugiere su nombre, este proceso consiste en la aplicación de una secuencia de empujes horizontales a través de un patrón de cargas laterales definidas que aumentan monotónicamente hasta llegar al estado límite del edificio. Hay diversos

niveles de complejidad que se pueden utilizar para un análisis Pushover. En seguida se describen algunas opciones de análisis: (Fajardo, 2012)

- Aplicar una fuerza horizontal concentrada en el nivel superior del edificio. Esto tiene sentido, normalmente para estructuras de un nivel.
- Aplicar la fuerza lateral en cada entrepiso y en relación a lo que establece el procedimiento normalizado de la normativa respectiva, obviando la fuerza concentrada en el nivel superior del edificio.
- Aplicar una fuerza lateral todos los entrepisos, en relación a su masa y la forma modal del modelo elástico estructural.
- Del mismo modo que el anterior caso, pero hasta que se presente la primera cedencia considerable que muestre una variación significativa en la rigidez del sistema. Posteriormente, en cada paso siguiente, el patrón de carga lateral que se aplicará se recalcula según la forma modal que corresponda al nuevo sistema de rigidez con cierta degradación.

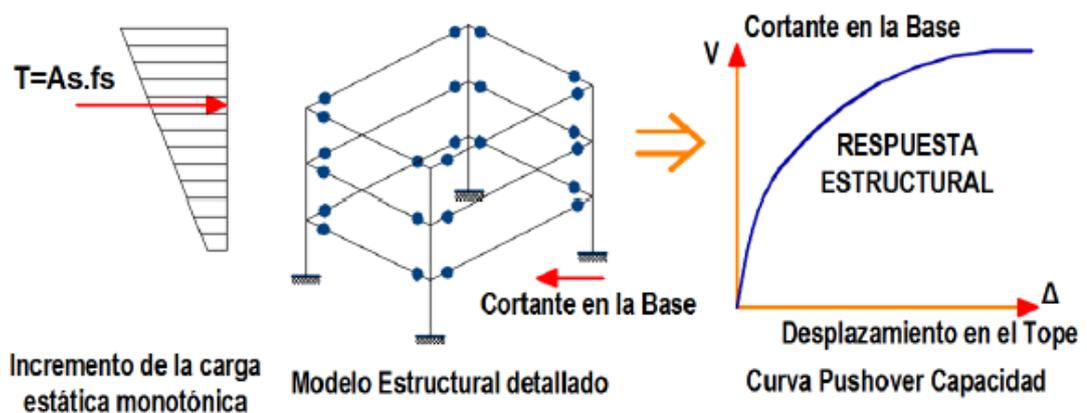


Figura 36: Procedimiento para encontrar la curva de capacidad de una estructura.

Fuente: (Calcina Peña, 2017)

2.2.15.7. Espectro de Capacidad

El espectro de capacidad es una metodología que nos permite encontrar el punto de desempeño estructural de una edificación que está

sujeta a acciones sísmicas de distinta magnitud. A través de un proceso de representación gráfica, la capacidad estructural se compara con la demanda sísmica, que se expresa a través un espectro de respuesta inelástico o reducido (Freeman, 1990).

Para conseguir el espectro de capacidad de una edificación, es necesario realizar la conversión de cada punto que compone la curva de capacidad a un formato ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectra), es decir de aceleración espectral (S_a) y desplazamiento espectral (S_d).

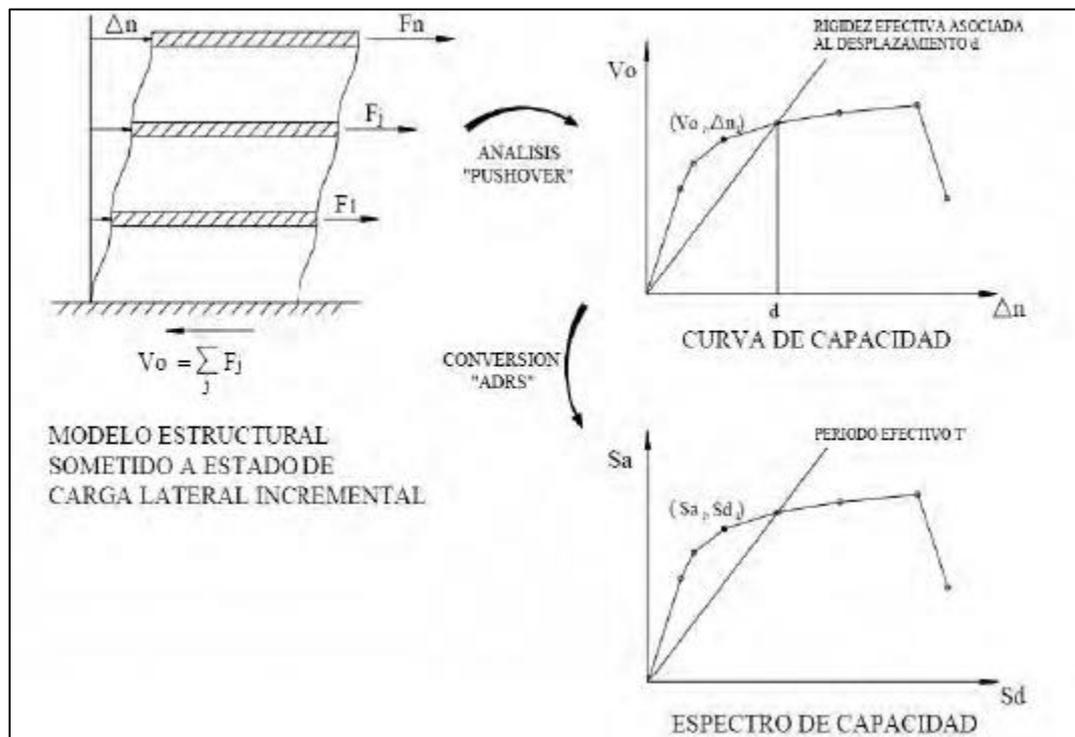


Figura 37: Espectro de Capacidad

Fuente: (Moreno, 2006)

2.2.15.8. Transformación de la Curva de Capacidad a un Espectro de Capacidad

Si usamos el método del “Espectro de Capacidad” lo primero que se requiere es realizar la conversión de la curva de capacidad que en un principio

se encuentra expresada en relación al corte en la base y al desplazamiento en el tope del edificio (V y d), a un espectro de capacidad, que se expresa en valores relacionados a una aceleración y desplazamiento espectral (S_a y S_d), de la manera en que se puede observar en la Figura 38: (ATC-40, 1996)

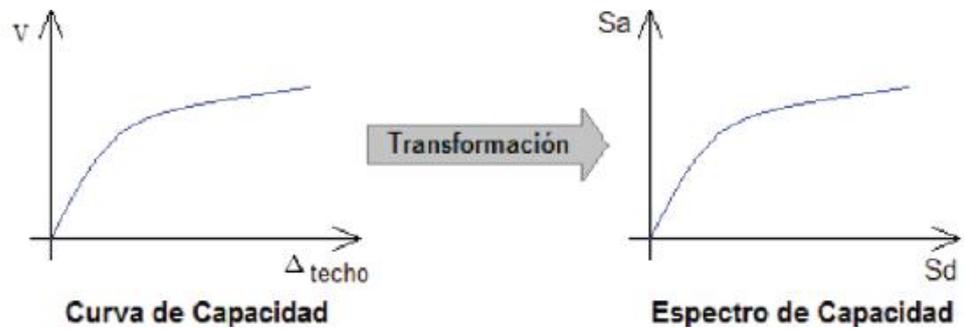


Figura 38: Transformación de la Curva Capacidad a un Espectro Capacidad

Fuente: (Fajardo, 2012)

Las ecuaciones que se requieren para realizar la transformación de la curva capacidad a un espectro de capacidad son detalladas en seguida:

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N (W_i \Phi_{i1}) / g}{\sum_{i=1}^N (W_i \Phi_{i1}^2) / g} \quad (1.5)$$

$$\alpha_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N (W_i \Phi_{i1}) / g]^2}{[\sum_{i=1}^N W_i / g][\sum_{i=1}^N (W_i \Phi_{i1}^2) / g]} \quad (1.6)$$

$$S_{ai} = \frac{V_i / w}{\alpha_1} \quad (1.7)$$

$$S_{di} = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \Phi_{techo,1}} \quad (1.8)$$

Donde:

PF1 = Factor de participación modal para el primer modo de vibración.

α_1 = Coeficiente modal de masa para el primer modo de vibración.

W_i/g = Masa del nivel i

Φ_{i1} = Amplitud del modo 1 en el nivel i

N = Número de niveles del edificio

V = Cortante basal

W = Peso del edificio

Δ_{techo} = Desplazamiento del techo

S_a = Aceleración espectral

S_d = Desplazamiento espectral

Las ecuaciones planteadas anteriormente (1.5 a 1.8) nos servirán de ayuda en la transformación de la curva de capacidad a un espectro de capacidad.

2.2.15.9. Espectro de Demanda

Un espectro de demanda nos muestra los típicos espectros de aceleración y desplazamiento de forma simultánea en una sola gráfica. En el eje horizontal se ubica el valor del desplazamiento espectral y en el eje vertical se encuentra el valor de la aceleración espectral. En la gráfica, los periodos se representan a través de líneas inclinadas (Chunque, 2013).

El espectro de demanda es el pilar fundamental con el que el ATC-40 o cualquier modelo de reducción del espectro elástico utiliza para la obtención del máximo desplazamiento lateral de la edificación que además trabaja con el espectro de capacidad y demanda (Viera, 2004).

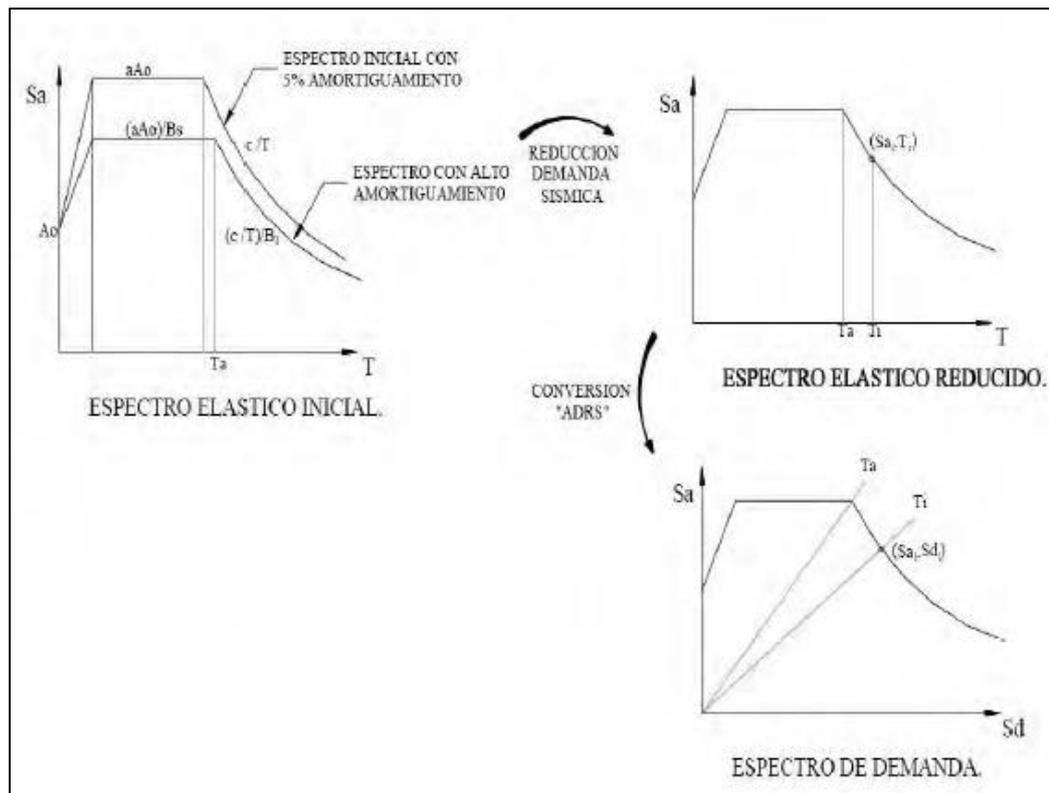


Figura 39: Espectro de Demanda Sísmico.

Fuente: (Moreno, 2006)

2.2.15.10. Obtención del Espectro de Demanda

La acción sísmica es expresada a través de un espectro de demanda y este a su vez toma como base el espectro de respuesta de diseño, el cual se determina de acuerdo al lugar o zona donde se realiza el estudio. El espectro elástico de diseño por lo general se construye considerando un 5% de amortiguamiento, y se considera reducido cuando existen niveles de amortiguamiento efectivo mayores. La reducción del espectro de respuesta tiene como fin tratar de simular la energía que disipa una estructura como resultado de la respuesta inelástica que experimenta al momento del evento sísmico. Esta respuesta inelástica provoca que exista un incremento de amortiguamiento, el cual se considera como un amortiguamiento efectivo adicional que puede definirse como una combinación entre amortiguamiento viscoso e histerético.

Con base en el entendimiento de las condiciones de sitio se pueden instaurar variables representativas de las condiciones anteriores para luego elaborar el espectro de demanda que corresponda al área donde se realiza la evaluación estructural. Inicialmente espectro de demanda debe ser elaborado sin considerar reducción alguna, es decir un espectro de respuesta elástico donde solo consideramos un amortiguamiento elástico inherente del sistema del 5%. Posteriormente se pasará a elaborar una familia de espectros reducidos que toman como base el espectro elástico inicial y nos ayudarán a conseguir el punto de desempeño de la edificación. El espectro elástico se puede reducir de acuerdo a diversos criterios que se usan actualmente (ATC-40, 1996).

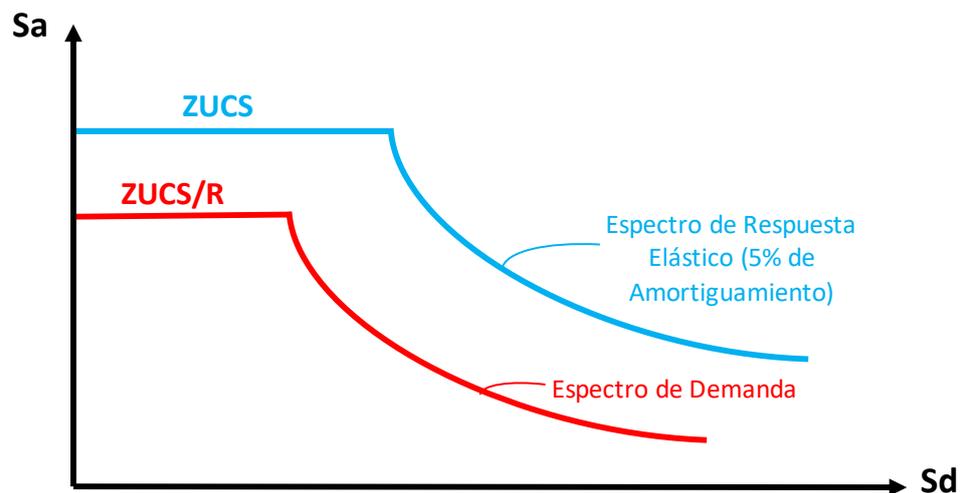


Figura 40: Espectro de demanda sísmica Según Norma Peruana E 0.30.

2.2.15.11. Limitaciones del Análisis Astático No Lineal

Entre las limitaciones que existe en esta clase de análisis es cuando se supone que el primer modo de vibración de la edificación es el que predomina, lo cual no es válido cuando se cuenta con edificaciones asimétricas y de gran altura. Asimismo, este tipo de análisis se basa en fuerzas estáticas y por ello no es posible evaluar el comportamiento para cargas que actúan de forma cíclica en una estructura.

El daño estructural ocurre como producto del estado de deformación límite de los miembros estructurales cuando disipan la energía sísmica que actúa sobre la estructura. El procedimiento usado en un AENL supone de forma implícita que los daños estructurales son únicamente producto de la deformación lateral del edificio, ignorando las consecuencias del tiempo duradero y disipación de la energía que se va acumulando en la edificación. La aplicación de este tipo de valoración del daño es por tanto muy simple, especialmente para aquellos edificios con poca ductilidad que poseen ciclos histeréticos inelásticos con alto estrechamiento y forma errática (Bonnet, 2003).

2.2.16. Punto de desempeño

El punto de desempeño de una edificación está representado por el desplazamiento lateral máximo esperado para una demanda sísmica específica. Lo que busca el método del espectro de capacidad es obtener un espectro de demanda reducido que intersecte la curva de capacidad expresada en términos de coordenadas espectrales y obtener el punto de desplazamiento en la intersección d_i , que determinará el punto de desempeño. Si el valor del desplazamiento que se ubica en la intersección (d_i) entre el espectro de demanda y el espectro de capacidad se encuentra en un rango del 5% del valor del desplazamiento del punto de desempeño tentativo ($0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi}$), entonces el punto de desempeño tentativo a_{pi} , d_{pi} será denominado como el punto de desempeño de la estructura. Por el contrario, si el punto de desplazamiento en la intersección (d_i) del espectro de demanda y el espectro de capacidad no está en el rango tolerado aceptable mencionado antes, entonces se escoge un punto nuevo y todo el proceso se vuelve a repetir (Solis, 2016).

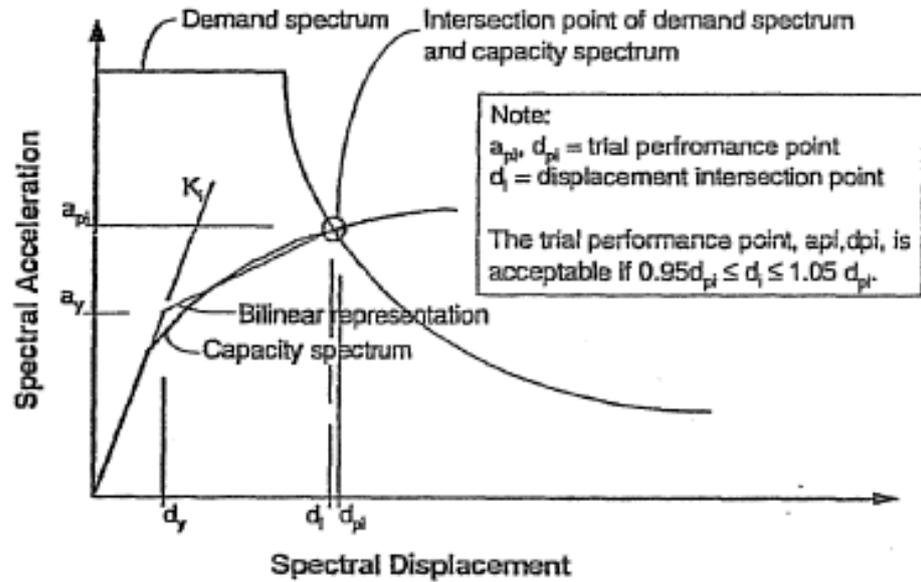


Figura 41: Punto de intersección entre el Espectro de Capacidad y el Espectro de Demanda.

Fuente: (ATC-40, 1996)

Observación:

- a_{pi}, d_{pi} = Punto de desempeño tentativo.
- d_i = Desplazamiento en el punto de intersección de los espectros de demanda y capacidad.

Si el punto de desempeño tentativo a_{pi}, d_{pi} se encuentra dentro del rango $:0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi}$, entonces este es aceptado como el punto de desempeño del edificio.

Entonces podemos decir que la identificación del punto de desempeño de un edificio nos sirve para definir si el grado de diseño es óptimo o no para estructuras nuevas, así como para determinar si las estructuras existentes requieren algún tipo de reforzamiento. Además, nos ayuda a realizar un análisis adecuado de vulnerabilidad y daño sísmico en las estructuras. El punto de desempeño estructural nos sirve para tener un mejor entendimiento acerca del comportamiento sismorresistente de un edificio frente a acciones sísmicas de variada magnitud, lo que puede ser tomado como una gran

ventaja a largo plazo para mejorar el nivel de seguridad de un edificio a un costo relativamente bajo.

2.2.16.1. Obtención del Punto de desempeño

Para conseguir la máxima respuesta de una estructura se realiza un procedimiento en donde el espectro de demanda se superpone sobre el espectro capacidad y el punto de intersección entre ambos determina la respuesta máxima estructural. Este punto se denomina punto de desempeño y expresa el desplazamiento lateral máximo que experimenta la edificación para un nivel sísmico específico (Figura 42) (Moreno, 2006).

Bilinearización de la curva de capacidad según ATC-40

Para poder tener de forma práctica parámetros que se puedan medir en torno al comportamiento estructural, la curva de capacidad del edificio es idealizada mediante una representación bilineal. La Figura 42 nos muestra la curva de capacidad (curvada en todo su recorrido), la cual se consigue como efecto de la aplicación de un análisis estático no lineal y la curva que se encuentra superpuesta a ésta es la idealización de la misma representada por una curva bilineal (compuesta por dos líneas rectas con diferente pendiente cada una). Podemos observar en la imagen que se definen dos puntos muy importantes a destacar, los cuales definen el final de cada línea en la curva, estos puntos se denominan punto de cedencia (Δ_y, V_y) y punto de capacidad última (Δ_u, V_u) respectivamente. La identificación de estos puntos nos permite evaluar y comprender de una mejor manera la respuesta sísmica del edificio.

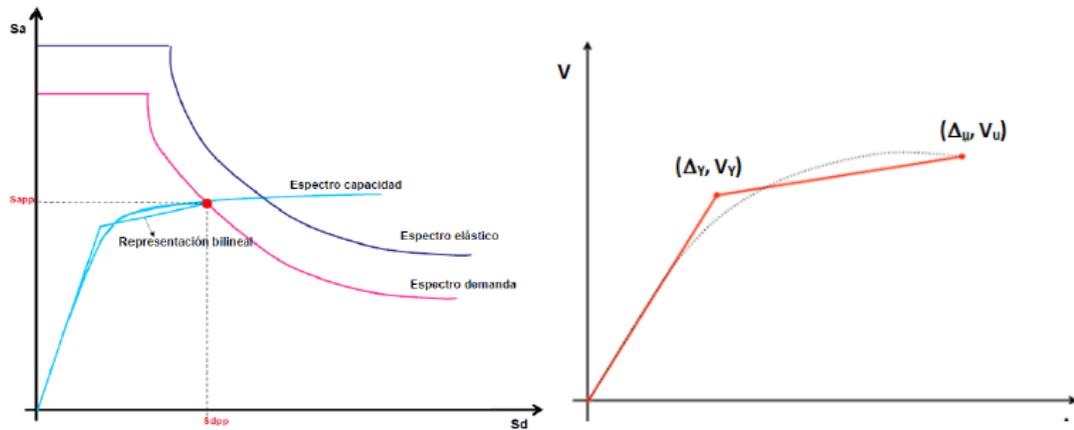


Figura 42: Espectro de Capacidad, Demanda y Punto de Desempeño.

Fuente: (Moreno, 2006)

El punto cedente o de cedencia ocurre en el desplazamiento en el que el edificio inicia su incursión en la zona inelástica. Este punto está compuesto por 2 pares ordenados: en el componente de las abscisas se encuentra el desplazamiento cedente (Δy) y en el componente de las ordenadas tenemos al cortante cedente (V_y).

El punto de capacidad última nos indica la resistencia máxima del edificio tras superar el estado de plastificación de los miembros estructurales y significa que la estabilidad del sistema se encuentra muy comprometida, ya que a partir de aquí las deformaciones ocurrientes en la estructura no cuentan con resistencia lateral alguna. Este punto, como el anterior, está compuesto por 2 pares ordenados: en las abscisas encontramos al desplazamiento último (Δu) y en el componente de las ordenadas al cortante último (V_u).

Además, en la Figura 42 podemos observar que el factor de reducción espectral está en función al grado de incursión inelástica con el que la estructura se comporta, mismo que también se determina en base a la intersección del espectro de demanda con el espectro de capacidad. Esto nos lleva a entender que para obtener el punto de desempeño estructural se necesita de todo un procedimiento de cálculo iterativo.

Existen diferentes métodos para calcular el punto de desempeño. El proceso que se debe seguir para la obtención del espectro de demanda y el punto de desempeño, de acuerdo con el procedimiento A del ATC-40 (1996) se describe a continuación.

El método para el cálculo del punto de desempeño está basado en un procedimiento repetitivo y programable. Para realizar este procedimiento se deben de aplicar los siguientes pasos: (Álcantara & Nalvarte, 2016).

1. Calcular el espectro de respuesta elástico típico con un 5% de amortiguamiento.
2. Convertir la curva de capacidad a un espectro de capacidad.
3. Elegir un punto de ensayo (a_{pi} , d_{pi}) que será el punto de desempeño tentativo. Es recomendable escoger como punto inicial d_{pi} , aquel que corte al espectro de respuesta con respecto al recorrido de la pendiente inicial de la curva de capacidad. La ordenada a_{pi} será la que corresponda al punto d_{pi} en la curva de capacidad.
4. Elaborar la bilinearización del espectro de capacidad que permitirá el cálculo del amortiguamiento efectivo y así obtener espectro de demanda con su reducción de manera adecuada. Para elaborar la representación bilineal del espectro de capacidad, esta tiene que hacerse de modo que el área por debajo y por encima de la curva de capacidad sean las mismas.
5. Realizar el cálculo los factores de reducción de respuesta SR_a y SR_v . Luego graficar los espectros de demanda y los espectros de capacidad en una misma ilustración.
6. Determinar si d_{pi} se encuentra en el rango de aceptabilidad recomendado. El ATC-40 (1996), sugiere un rango de: $0.95d_{pi} \leq d_{pi} \leq 1.05d_{pi}$. El espectro de demanda y el espectro de capacidad deberían intersectarse en un punto que se mantenga dentro de este rango, de lo contrario, se deberá elegir un punto de prueba nuevo y repetir el proceso de manera iterativa hasta que d_{pi} se encuentre dentro del rango explicado anteriormente.

Actualmente muchas propuestas están orientadas a conseguir un valor adecuado del factor de reducción de respuesta. Entre estas propuestas tenemos la planteada por Miranda y Bertero (1994), utilizada en el método N2 de Fajfar, el cual plantea que los valores del factor de reducción se fijan en base al periodo de evaluación T:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad ; \quad S_d = \mu \frac{T^2}{4.\pi^2} \cdot S_a$$

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \quad \dots \dots \dots \text{si } T < T_c$$

$$R_\mu = \mu \quad \dots \dots \dots \text{si } T \geq T_c$$

Donde:

Ru = Factor de reducción por ductilidad

Sae = Aceleración espectral elástica

Tc = Periodo de transición entre el dominio de aceleración y velocidad constante.

u = Factor de ductilidad

2.3. Definiciones Conceptuales

Acción Sísmica: Comportamiento accidental del suelo a causa de los sismos, la cual combina los efectos de traslación y rotación alrededor de un eje vertical.

Capacidad estructural: Es la representación de la capacidad resistente que una edificación posee frente a una demanda sísmica específica. La capacidad estructural está en función a la resistencia y capacidad de deformación de los distintos miembros estructurales del edificio (Chávez et al. 2013).

Curva de Capacidad: Se denomina así a la curva que expresa la capacidad estructural, determinada por la relación existente entre el cortante en la base y el desplazamiento lateral en el tope del edificio. La curva de capacidad

representa por lo general la respuesta del primer modo del edificio asumiendo que es predominante en la respuesta estructural (Del Re Ruíz, 2008).

Análisis lineal: Análisis en el que las propiedades de la estructura como la rigidez y el amortiguamiento se consideran continuas y no se alteran con el tiempo. Los desplazamientos, esfuerzos y reacciones se dan en proporción a la magnitud de las fuerzas que se aplican (Chávez et al. 2013).

Análisis no lineal: Análisis en el cual se toma en cuenta las variaciones que pueden tener las propiedades estructurales con respecto al tiempo, la deformación y la carga. Debido a que las propiedades estructurales tienden a cambiar, la respuesta a menudo no es proporcional a las cargas que se aplican (Chávez et al. 2013).

Análisis estático No Lineal “Pushover”: Metodología que se basa en inducir al colapso a una estructura prediseñada, cuyo refuerzo en los elementos estructurales se conoce. Esto se logra aplicando un modelo de distribución de carga lateral que aumenta monotónicamente y junto con las cargas gravitatorias que actúan constantemente se aplican en un solo sentido hasta que la edificación alcance el colapso o un valor de carga específico. Este método es utilizado para la evaluación del desempeño sísmico de la edificación a través del cálculo de las fuerzas y deformaciones en el diseño sísmico.

Demanda (desplazamiento esperado): Para un edificio que se encuentra sujeto a acciones sísmicas de determinada magnitud, la demanda de desplazamiento llega a ser una estimación de la respuesta máxima que se espera del edificio durante el sismo (Chávez et al. 2013).

Análisis Dinámico. - Es un análisis de superposición modal que tiene como fin encontrar la respuesta estructural frente a las acciones dinámicas en un sistema elástico. En un sistema inelástico, es un análisis que nos permite obtener la historia en el tiempo de la respuesta estructural a las acciones dinámicas.

Desempeño esperado: Expresa el comportamiento esperado o el desempeño objetivo que la estructura debe lograr bajo una determinada intensidad de sismo.

Desempeño estructural: Especifica el comportamiento general de una edificación con respecto a temas clave relacionados con la protección de la vida de sus habitantes y la posibilidad de daños en la edificación.

Niveles de desempeño: Son niveles que muestran cómo debe desempeñarse una edificación para garantizar la seguridad de los habitantes durante y después de un terremoto.

Desempeño Sismorresistente: Hace referencia al comportamiento que se desea o el desempeño objetivo que debe lograr una edificación que está sometida a una magnitud específica de acción sísmica. Es posible determinar varios niveles de desempeño de un edificio para cada nivel de sismo determinado. Su selección se puede dar con respecto a las características ocupacionales del edificio, la importancia funcional de sus ambientes, la importancia económica por las reparaciones que se necesitarán a causa del daño, la suspensión de servicios, el valor del edificio en el aspecto cultural e histórico (SEAOC, 1995).

Comportamiento elástico (Lineal): Se refiere a la primera recta de la relación bilineal entre la carga y la deformación de un miembro estructural o una edificación, que ocurre entre la condición descargada y el punto de fluencia. Dicha recta posee una pendiente que representa la rigidez elástica inicial de la estructura o elemento estructural (ATC-40, 1996).

Ductilidad: Es la capacidad que tienen los elementos de un sistema estructural de incursionar en el rango no lineal sin tener pérdidas significativas de su resistencia.

Objetivo de rendimiento: Nivel esperado de rendimiento sísmico en un edificio, generalmente determinado con la identificación del daño estructural máximo permisible que nos ayudará a precisar el nivel de riesgo sísmico (ATC-40, 1996).

Punto de Desempeño: Es el punto ubicado en la intersección entre el espectro de capacidad y el adecuado espectro de demanda dentro del método del espectro de capacidad (ATC-40, 1996).

Rótula plástica: Se considera así a la región de daño equivalente en donde se centra la mayoría de la deformación inelástica. Cada rótula plástica posee una longitud de daño L_p que es aproximadamente de 0.4 a 0.5 veces la altura del miembro estructural (Paulay & Priestley, 1992).

Diagrama Momento-Giro: Es la gráfica en donde se representan los valores que se obtienen de la relación entre el momento y la curvatura de un elemento estructural, en donde el giro se expresa como el producto entre el valor de la curvatura y la longitud (L_p) de la rótula plástica (ATC-40, 1996).

Espectro de Diseño: Es el espectro que integra el factor de reducción de respuesta con respecto al sistema estructural utilizado.

Espectro de Demanda: Este es el espectro de respuesta que posee cierta reducción y es usado para representar la acción sísmica en la metodología del espectro de capacidad (ATC-40, 1996).

Espectro de Respuesta: Este espectro expresa la máxima respuesta de osciladores de un grado de libertad y amortiguamiento determinado ante una historia de aceleraciones sísmicas específicas que se expresan en torno al período.

Espectro de Capacidad: Es un método que nos ayuda a obtener a través de un procedimiento el punto de desempeño estructural de un edificio cuando está expuesto a acciones sísmicas de magnitud variable. Utilizando un proceso de representación gráfica, la capacidad de resistencia a fuerzas laterales se compara con la demanda sísmica que está expresada a través de un espectro de respuesta con cierta reducción (Freeman, 1990).

Punto de fluencia (Fluencia efectiva): Es el punto que se ubica en la curva del espectro de capacidad en el cual la estructura llega a su capacidad última y la relación de comportamiento elástico fuerza- deformación llega a su fin, además es también donde la rigidez efectiva inicia con su disminución. Para un sistema estructural completo que consta de varios elementos estructurales, el punto de fluencia efectivo es aquel en el que un número suficiente de miembros estructurales han cedido y el edificio comienza a deformarse de manera inelástica (ATC-40, 1996).

Efecto P- Δ : Es el efecto que producen las cargas axiales y desplazamientos laterales sobre los momentos flectores en los elementos estructurales.

Norma ATC-40: Es una normativa estadounidense que establece los procedimientos para evaluar y rediseñar edificios con base en el desempeño estructural.

Factor de Reducción de Respuesta: Es el factor de división del espectro de respuesta elástico que nos ayuda a obtener el espectro de diseño.

Fuerzas Sísmicas: Son aquellas fuerzas externas que pueden representar los máximos valores de los desplazamientos y los esfuerzos internos provocados por los movimientos sísmicos.

Zona Sísmica: Área geográfica en donde se supone que la magnitud máxima de actividad sísmica esperada durante un período de tiempo predeterminado es idéntica en todos sus puntos.

2.4. Hipótesis

Hipótesis General

- Si se aplica el Método de Análisis Estático No Lineal Pushover en una edificación de 4 niveles en la Ciudad de Huánuco, entonces se podrá evaluar el desempeño sismorresistente de la estructura.

Hipótesis específicas

- Si se realiza el análisis sísmico lineal en una edificación de 4 niveles en la ciudad de Huánuco usando ETABS 2016, entonces se podrá verificar el cumplimiento de los requisitos mínimos que establece la Norma E.030 de diseño sismorresistente en el Perú.
- Si se efectúa el Análisis Estático No Lineal Pushover en una edificación de 4 niveles en la ciudad de Huánuco usando ETABS 2016, entonces se podrán obtener las curvas de capacidad y el punto de desempeño de la estructura.

2.5. Variables

2.5.1. Variable Dependiente

- Evaluación del desempeño Sismorresistente.

2.5.2. Variable Independiente

- Análisis Estático No lineal Pushover

2.6. Operacionalización de variables (Dimensiones e indicadores)

VARIABLE	DIMENSIONES	INDICADORES	INSTRUMENTO
INDEPENDIENTE Análisis Estático No lineal Pushover	Rótula plástica	-Factores y criterios técnicos de modelamiento. -Sistema estructural de la edificación -Uso de la edificación	Norma ATC -40 FEMA 356 Norma E.030 RNE
	Rendimiento de la Edificación	-Nivel de desempeño de la estructura. -Uso de niveles sísmicos.	Norma ATC -40
	Adecuada Configuración Horizontal-Vertical	-Diagramas momento-rotación, Curvas de capacidad y Espectro de respuesta	Norma ATC -40 y

	No Linealidad del material		FEMA 356 Análisis Pushover.
DEPENDIENTE Evaluación del desempeño Sismorresistente	Niveles de Desempeño	<ul style="list-style-type: none"> - Operacional - Ocupación inmediata - Seguridad de vida - Estabilidad estructural 	<p>Análisis computarizado (ETABS 2016)</p> <p>Norma ATC -40 FEMA 356</p> <p>Norma E. 030</p>
	Intensidad del sismo	Niveles sísmicos	
	Aplicación de la Norma Sismorresistente	-Curvas de capacidad de la estructura.	

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1. Tipo de Investigación

Este estudio es una investigación de tipo aplicada; puesto que se quiere brindar solución al problema planteado, que es evaluar el desempeño sismorresistente de una edificación de 4 niveles en la ciudad de Huánuco usando la metodología del Análisis Estático No Lineal, partiendo de un marco teórico y normativo que aplica la norma peruana E.030, la norma internacional FEMA 356 y ATC-40 para finalmente determinar las zonas críticas y en falla de la edificación ante un posible evento sísmico. Es importante resaltar que este tipo de análisis en las edificaciones y/o proyectos en la ciudad de Huánuco no se llevan a cabo, ya que solo se toma en cuenta el análisis y diseño las estructuras con la metodología tradicional, es decir con el análisis estático y dinámico lineal, es por ello que los diseños de estos proyectos no son tan realistas como cuando se realiza un análisis preciso con el método que se desarrolla en este trabajo de investigación.

Según SAMPIERI (2014): El propósito de la investigación de tipo aplicada es resolver problemas prácticos inmediatos para cambiar las condiciones de producción y mejorar la calidad del producto.

Desde el punto de vista de la metodología de la investigación, este estudio pertenece a una investigación de tipo Descriptiva, ya que describe la relación entre el Análisis estático no lineal y la evaluación del desempeño sismorresistente de la estructura.

3.1.1. Enfoque

Cuantitativo, porque nos ha permitido cuantificar el grado óptimo que se requiere, al haber aplicado un análisis estático no lineal a una edificación de 4 niveles. Con ello se ha evaluado el desempeño y los daños posibles que se producirán en la estructura, para poder tomar acciones inmediatas y prevenir cualquier tipo de peligro ante un sismo de determinada magnitud.

De acuerdo a este enfoque es importante determinar una muestra apropiada, que tenga representatividad en el tamaño y refleje la misma estructura existente en la población. A causa de que este estudio tiene como medio principal la medición y el cálculo de datos para reflejarlos a la realidad, empezaremos con la selección del programa estadístico, examinar los datos y visualizarlos por variable de estudio para su análisis; ya que, esto nos permitirá probar nuestra hipótesis planteada (Sampieri, 2014).

3.1.2. Alcance o Nivel

Esta investigación ha tenido un nivel Descriptivo, porque refiere de las características y cualidades del objeto en estudio.

Las investigaciones descriptivas tratan de identificar las propiedades, características y perfiles de personas, grupos, comunidades, procesos, objetos u otros fenómenos que requieran un análisis. En otras palabras, sólo se procura medir o recolectar datos acerca de los conceptos o variables que tratan, ya sea de manera independiente o colectiva, o sea, su fin no es precisar cómo existe relación entre éstas (Sampieri, 2014).

3.1.3. Diseño

Se ha utilizado un diseño no experimental transeccional o transversal, dado que, la variable independiente no posee manipulación intencional.

Los diseños transeccionales investigan la influencia de las modalidades, categorías o niveles de una o más variables en una población. Estos estudios son puramente descriptivos (Sampieri, 2014).

Los diseños no experimentales transeccional o transversal recolectan información en un tiempo específico. Tienen como fin describir a las variables y analizar su influencia e interrelación en un momento determinado (Sampieri, 2014).

3.2. Población y Muestra

A. Población

En este estudio la población estuvo compuesta por todas aquellas edificaciones de concreto armado, que cuentan con un sistema estructural de albañilería confinada y han sido destinadas como uso a departamentos. Además, las edificaciones que conformaron nuestra población fueron también aquellas que cuentan con 4 niveles a más y se encuentran ubicadas en el Departamento de Huánuco.

Definido de acuerdo a página web: Define que la población es diferente y remite, generalmente a grupos de población estudiados porque algunas de sus características han sido definidas previamente como objeto de estudio, y la población se entiende como objeto de análisis o simple volumen poblacional contabilizado en un determinado momento, pueden ser finitas o infinitas (<https://es.wikipedia.org/wiki/Poblaci%C3%B3n>).

3.2.1. Variables incluidas en el estudio de la muestra

- Material de la edificación: Concreto armado.
- Sistema estructural: Albañilería confinada.
- Uso de la edificación: Departamentos.
- N° de niveles: 4 niveles a más.

3.2.2. Metodología para la obtención de la muestra

3.2.2.1. Muestreo:

Para conformar la muestra, el tipo de muestreo que se ha utilizado en este trabajo de investigación es de tipo no probabilístico; ya que, no se contó con forma de muestreo, la técnica de muestreo fue accidental, la unidad de análisis: Edificación de concreto armado que cuenta con 4 niveles, construida mediante un sistema estructural de albañilería confinada, además el uso de la misma está destinado a departamentos y se encuentra ubicada en la Provincia de Huánuco.

Define según página web: En el muestreo no probabilístico, no todas los elementos que forman parte de la población tienen posibilidad de ser elegidos, también es llamado muestreo por conveniencia, no es aleatorio, por lo cual no se conoce la probabilidad de elegir cada unidad o elemento de la población (http://www.scielo.org.bo/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1815-02762004000100012#:~:text=En%20este%20tipo%20de%20muestreo,o%20elemento%20de%20la%20poblaci%C3%B3n%22.).

3.2.2.2. Obtención de la muestra:

La selección y/o obtención de la muestra se realizó de acuerdo al tipo de muestreo empleado. En el presente estudio el tipo de muestreo que se ha utilizado es no probabilístico, por lo cual se procedió a seleccionar la muestra de forma intencional o deliberada, de tal forma que esta cumpliera con las especificaciones requeridas para el desarrollo de este estudio.

Además, la selección de la muestra se realizó, teniendo en cuenta la accesibilidad para la obtención del expediente técnico de la edificación y otros materiales informativos necesarios para la etapa de recolección de datos.

3.2.2.3. Descripción de la muestra:

La muestra que fue seleccionada de la población bajo investigación en este estudio, fue una de tipo no probabilístico, en el que se escogió única y exclusivamente a una edificación de concreto armado que cuenta con 4 niveles, construida mediante un sistema estructural de albañilería confinada y que además tiene un uso destinado a departamentos y se encuentra ubicada en la Provincia de Huánuco.

Según Sampieri (2014): En el caso de las muestras no probabilísticas, la selección de las unidades no es en base a la probabilidad, esta se da basándose en factores relacionados con las peculiaridades que busca el investigador o del creador de la muestra. El proceso aquí no es automático ni basado en fórmulas probabilísticas, se da en función al procedimiento de toma de decisiones de un individuo o grupo de individuos. La ventaja de una muestra no probabilística es su utilidad para un diseño de estudio específico.

Esto necesita una selección rigurosa y controlada de sujetos con determinadas características antes mencionadas en el planteamiento del problema, en lugar de una representatividad de elementos de una población.

B. Muestra

Se procedió a elegir como muestra a una edificación de albañilería confinada que cuenta con 4 niveles, además, su uso está destinado a departamentos y se encuentra ubicada en el Psje. Los Fresnos Lote 12B en la Urbanización Los Portales, en el Distrito de Amarilis, Provincia de Huánuco.

Esta edificación de 4 niveles fue elegida porque cumple con todas las especificaciones y características que posee nuestra población, por lo que ha sido una muestra que representa a toda ella. Además, se pudo obtener el expediente técnico y demás material informativo de la edificación, ya que estos materiales han sido determinantes en la etapa de recolección de datos y nos ayudaron a realizar el presente estudio.

En este proyecto de investigación se ha optado por aplicar la fórmula para la población finita ya que se eligió trabajar como muestra por las características antes mencionadas con una edificación de concreto armado que cuenta con 4 niveles, construida mediante un sistema estructural de albañilería confinada, además su uso está destinado a departamentos y se encuentra ubicada en la Provincia de Huánuco, Distrito de Amarilis, Urbanización Los Portales.

Del universo poblacional que se ha determinado para este estudio hemos seleccionado una muestra de una edificación de 4 niveles que está construida mediante un sistema estructural de albañilería confinada. Además, su uso está destinado a departamentos y se encuentra ubicada en la Provincia de Huánuco, Distrito de Amarilis, Urbanización Los Portales.

Define según página web: La muestra se puede definir como una porción o artículo que representa la calidad del todo. Es así que, una muestra puede considerarse como un subconjunto de casos o individuos de una población en particular

<https://books.google.com.pe/books?id=Ym0EnWd0W6cC&pg=PA2&dq=definicion+de+muestra&hl=es&sa=X&ved=0ahUKEwiJ9vPg9aTMAhUBcyYKHWiTcP4Q6AEIGzAA#v=onepage&q=definicion%20de%20muestra&f=false>).

$N = n$ (Población es igual que la muestra)
Tamaño de la muestra $n = 1$

3.3. Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos

La recolección de datos en cualquier estudio es el paso de mayor relevancia en todo el proceso, ya que es la fuente que nos servirá para poder llevar a cabo la investigación, además gracias a esta se logró definir el problema de investigación, su planteamiento, la prueba de hipótesis, la formulación del marco teórico y los resultados obtenidos en el informe final.

Según Méndez (2001) las técnicas e instrumentos de recolección de datos son:

“La información obtenida de las fuentes, así como de su tabulación, ordenamiento, procesamiento y presentación” (pág. 249).

3.3.1. Para la recolección de datos

Para esta investigación la principal fuente de obtención de los datos ha sido el expediente técnico de la estructura presentada, la cual fue materia de análisis en este estudio. Las técnicas de recolección de datos usadas fueron: observación directa, análisis documentario y modelamiento virtual de la edificación, por lo cual se elaboraron diferentes hojas de cálculo en las que se han registrado las características del edificio según el expediente técnico y de esta forma se pudieron realizar los cálculos necesarios para el análisis de la estructura.

Según Méndez (2001) la observación directa:

Es un proceso mediante el cual ciertos rasgos existentes en la realidad se reconocen intencionalmente a través de un diagrama conceptual previo y basado en propósitos específicos, generalmente definido por una conjetura que se quiere investigar.

Mediante la observación se pudo conocer cuál es el comportamiento que tiene la estructura en el momento de ocurrencia del evento sísmico, además ha permitido seleccionar, organizar y vincular la información referente a nuestro problema planteado.

Los datos recolectados y procesados en las hojas de cálculo fueron posteriormente ingresados mediante una computadora al software de análisis estructural ETABS 2016, luego se siguió con el modelado virtual del edificio, para posteriormente culminar con el análisis y evaluación final del mismo.

Los instrumentos utilizados para cumplir con el fin de este trabajo de investigación fueron los siguientes:

- Computadora portátil Core i7
- Software de ingeniería ETABS 2016
- Bibliografía relacionada con el tema de investigación
- Papeles y lapiceros
- Movilidad

Técnicas Bibliográficas

- Análisis documental
- Fuentes bibliográficas
- Hemerográficas.

3.3.2. Para la presentación de datos

Los datos y resultados se han presentado mediante gráficos y tablas, que han sido cotejados con las normativas del ATC-40 (ATC-40, 1996) y el FEMA 356 (FEMA 356, 2000).

3.3.3. Para el análisis e interpretación de los datos

Para el análisis e interpretación de datos se han utilizado distintas herramientas como: Reglamento Nacional de Edificaciones (Norma E.060 Concreto Armado y Norma E.0.70 Albañilería), el empleo del programa ETABS 2016 y bibliografía sobre Análisis no lineal en edificios de hormigón armado y albañilería. Además, se han utilizado también distintas hojas de

cálculo de Microsoft Office Excel 2016 y Mathcad Prime 5.0.0, elaboradas para los cálculos y verificaciones necesarias en la presente investigación.

En esta tesis el análisis de los datos se ha realizado usando las bases teóricas expuestas en esta investigación, y con ellos se ha determinado el comportamiento sísmico del edificio estudiado. Para iniciar con el análisis, primeramente, se obtuvieron las características tanto arquitectónicas como estructurales de la edificación mediante la revisión y estudio del expediente técnico. Se han evaluado tanto las características estructurales de la edificación como las características de los materiales con respecto a lo dispuesto en la Norma E0.30 de diseño sismorresistente y posteriormente se continuó con el modelado de la edificación con la ayuda del software ETABS 2016. Después se ha procedido a aplicar el Análisis dinámico lineal de la estructura para verificar si se cumplía con los parámetros establecidos por la normativa peruana en cuanto al diseño de la edificación. Finalmente se aplicó a la edificación el Análisis Estático No Lineal con el que se ha determinado la capacidad estructural del edificio, resistencia – deformación, para lo cual se ha debido someter a la estructura a un modelo de distribución de fuerzas laterales incrementales para que así la estructura llegue a alcanzar su máxima capacidad. Por esa razón se dice que este tipo análisis es simple y efectivo para determinar la capacidad estructural, así como para conocer el proceso de agrietamiento, cedencia y fallo de cada uno de los miembros estructurales, los estados límites de servicio, la historia de deformaciones y cortantes de la edificación para con ello obtener la curva de capacidad y el punto de desempeño estructural. Por último, se hace el análisis de los resultados.

Las técnicas que se han utilizado para el procesamiento de los datos fueron las siguientes:

- A.** Establecer el marco teórico y elaborar el instrumento
- B.** Validar el instrumento (software ETABS 2016)
- C.** Aplicar el instrumento en la muestra de estudio.

D. Análisis y digitalización de los resultados mediante software (Microsoft Excel 2016, Mathcad Prime 5.0.0)

3.3.3.1. Análisis Estático No Lineal – Pushover

Tomando como base la información que se ha recolectado sobre la edificación (planos arquitectónicos, planos estructurales, estudio de suelos y especificaciones técnicas) se ha procedido a realizar el modelado de la edificación y posteriormente se realizó el análisis, para lo cual se ha empleado el software ETABS 2016.

En el desarrollo del modelado se ha considerado los criterios de modelado estructural y otras exigencias fijadas en el ASCE7-10 (ASCE 7-10), SEAOC – Libro Azul (SEAOC 1999), ATC-40 (ATC-40 1996), FEMA 356, la NTP E.030 (RNE 2016) y los modelos constitutivos de Martinelli et. al (2015) en los macromodelos puntal tirante, para el caso de muros de albañilería confinada. Estos lineamientos ayudaron a definir el modelo matemático adecuado a usarse para el análisis de la estructura en estudio y son los siguientes:

- Para poder determinar las cargas sísmicas a las que estará sujeta la edificación, se puede asumir que esta se encuentra empotrada en la base (ASCE 7-10, 2010).
- El peso del edificio debe calcularse sumando a la carga permanente y la carga total del edificio, cierto porcentaje correspondiente a la carga viva que varía con la categoría y uso que tenga la estructura. Para este caso en particular se ha usado el 25% de la carga viva y el 25% de la carga viva de techo (RNE, 2016).

$$P = PP + CM + 0.25 CV + 0.25 CVT$$

- Para las estructuras de hormigón armado y albañilería, la rigidez de los miembros estructurales tiene que considerar la influencia de las secciones agrietadas (SEAOC Blue Book, 1999).

Para este estudio han sido empleadas en los elementos estructurales las rigideces efectivas que recomienda el ATC-40 (1996). En la siguiente tabla podemos observar las rigideces efectivas usadas en la estructura.

Tabla 14: Valores para la rigidez efectiva empleadas en la Estructura.

Componente	Rigidez a Flexión	Rigidez a Corte	Rigidez Axial
Vigas	0.50 $E_c I_g$	0.40 $E_c I_w$	$E_c A_g$
Columnas	0.70 $E_c I_g$	0.40 $E_c I_w$	$E_c A_g$

Fuente: ATC-40, 1996

- Cuando se utiliza un modelado 3D, cada nivel de la estructura deberá considerar al menos 3 grados de libertad dinámicos que constan en 2 desplazamientos en las direcciones X e Y en planta y una rotación en torno al eje Z (ASCE 7-10, 2010).
- Las losas de hormigón que poseen forma regular, se pueden idealizar como diafragmas rígidos; es decir, con rigidez infinita en su plano (ASCE 7-10, 2010).
- Para obtener el comportamiento de Columna-Fuerte/Viga-Débil, las vigas y las columnas se modelarán como sigue: la viga con 0% de rigidez en la intersección y la columna con 100% de rigidez (Palomino, 2014, pág. 4).

CAPÍTULO IV

RESULTADOS

4.1 Características arquitectónicas

La estructura que ha sido analizada es una edificación de cuatro niveles, concebida con un sistema resistente de albañilería confinada en ambas direcciones de análisis. En cuanto al aspecto arquitectónico se puede comentar que la estructura en mención fue ideada para servir como un edificio de viviendas multifamiliares, o en terminología más reciente un edificio de departamentos. La edificación tiene un departamento por piso, contando cada uno de ellos con una sala, comedor, cocina y dos dormitorios.

Algunas de las características más interesantes de esta estructura incluyen el hecho de que solo se tiene salida por una de los linderos del terreno, por lo que eso ha sido aprovechado para la colocación de muros de mampostería confinada en el perímetro. Es importante comentar que este es un diseño característico en este tipo de edificaciones, y de práctica muy extendida en el Perú. Estos hechos provocan que la rigidez estructural en una dirección sea muy grande comparada con la rigidez transversal, que, en este caso, aunque está caracterizada por muros de albañilería, también tiene un importante componente de pórticos de concreto armado.

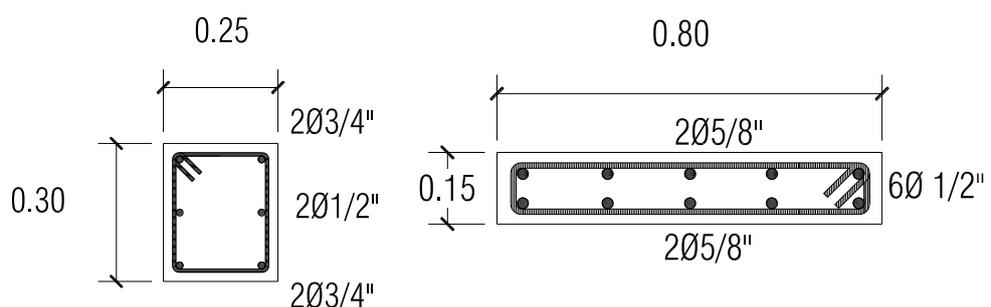


Figura 43: Secciones de concreto armado típicas presentes en la estructura.

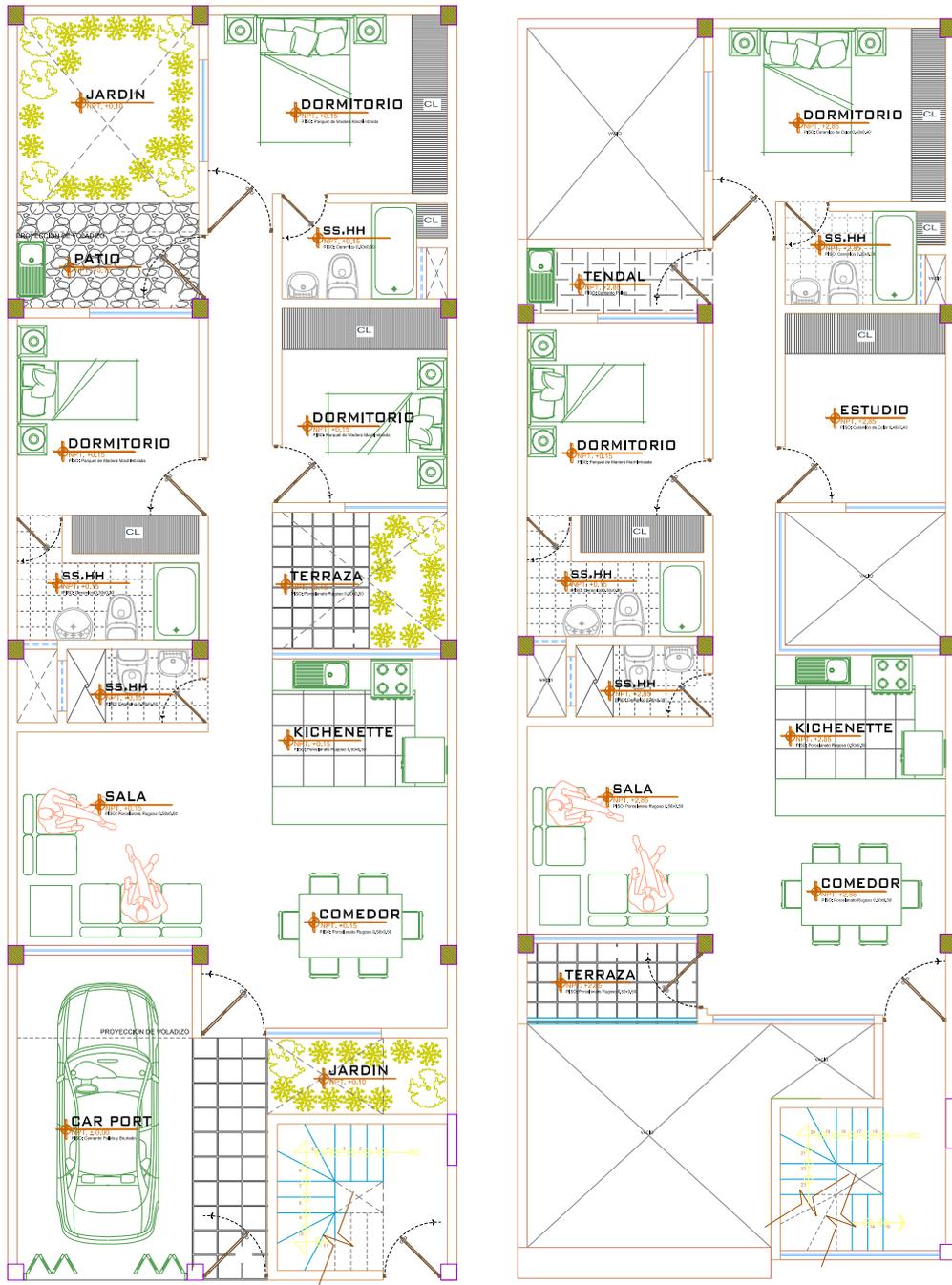


Figura 44: Distribución arquitectónica de la estructura analizada.

4.2 Evaluación del sistema estructural existente

A continuación, se muestran algunas de las fotografías obtenidas de la evaluación del sistema resistente. Como se puede apreciar de las fotografías, se trata de un sistema estructural basado en albañilería confinada.



Figura 45: Vista frontal de la estructura existente.



Figura 46: Vista lateral de la estructura existente.

4.3 Modelo matemático generado en ETABS

El modelamiento de la estructura se realizó en el software de análisis estructural ETABS. Para esto se detallaron las propiedades de los materiales, las secciones de los elementos estructurales, las cargas actuantes entre otras.

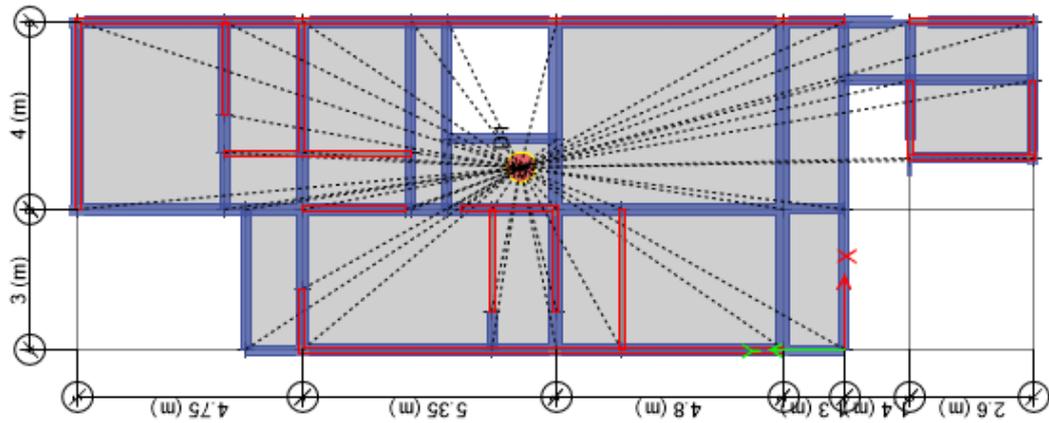


Figura 47: Planta típica del modelo tridimensional desarrollado en ETABS.

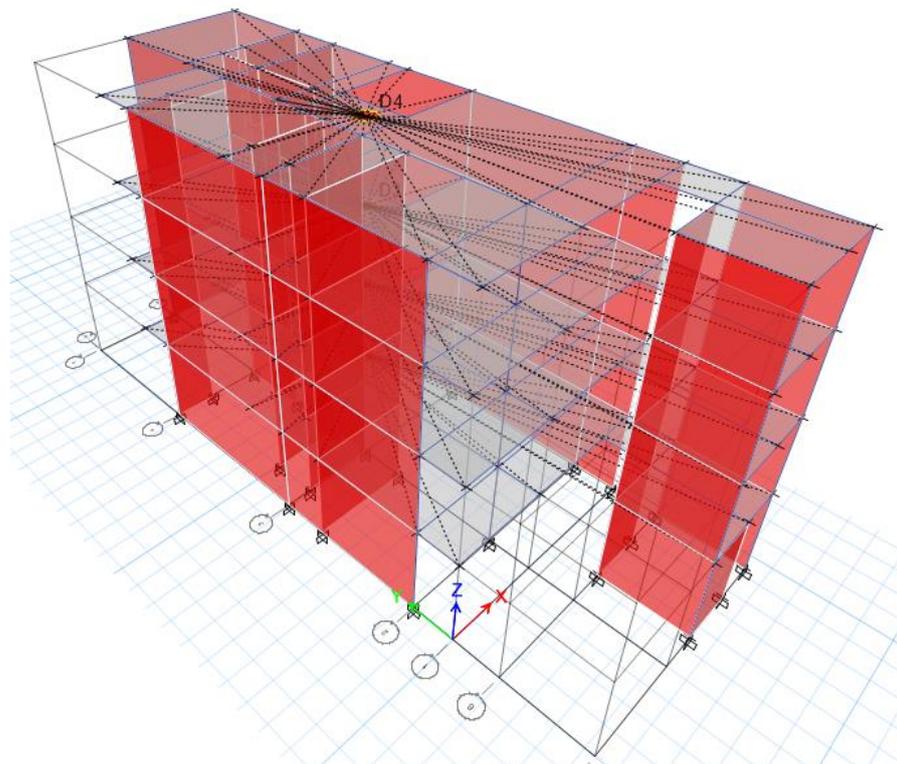


Figura 48: Modelo tridimensional desarrollado en ETABS.

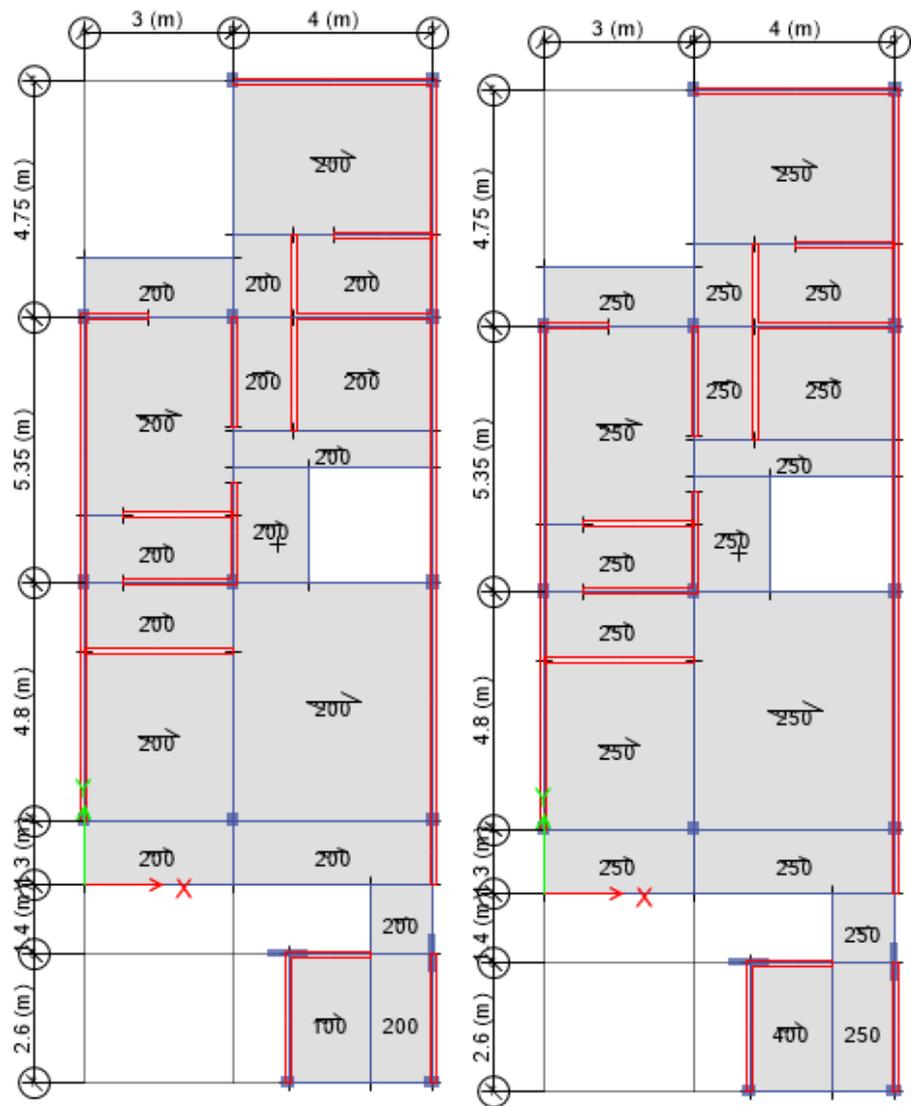


Figura 49: Cargas muertas y vivas consideradas para el análisis sísmico.

4.4 Determinación de la demanda sísmica

La demanda sísmica es la cuantificación del sismo esperado en cierta zona y en el campo de la ingeniería estructural esta cuantificación es realizada a través de espectros de aceleración o registros sísmicos. En este trabajo de investigación la cuantificación de la demanda sísmica se da mediante espectros de diseño y se han obtenido según las especificaciones de la normativa peruana de diseño sismorresistente. De acuerdo con esta norma, la demanda sísmica depende de cuatro parámetros, denominados factor de zona, factor de uso, factor de suelo y coeficiente de amplificación sísmica.

Z	0.25	Factor de zona
S	1.20	Factor de suelo
Tp	0.60	Periodo corto
Tl	2.00	Periodo largo
U	1.00	Factor de uso e importancia
Ro	3.00	Coeficiente de reducción básico
Ia	1.00	Irregularidad en altura
Ip	1.00	Irregularidad en planta
R	3.00	Coeficiente de reducción $R=Ro.Ia.Ip$

El factor de zona estuvo directamente vinculado con la ubicación espacial del emplazamiento de la estructura. En el caso de estudio el factor de zona es de 0.25 pues este edificio se ubica en el departamento de Huánuco, Provincia de Huánuco, Distrito de Amarilis. Un resumen de los parámetros sísmicos considerados se muestra en la tabla anterior.

En seguida, se presentan los espectros de aceleración y desplazamiento del terreno analizado. Es importantes mencionar que estos resultados se muestran en unidades del sistema internacional, es decir, la aceleración se mide en m/s^2 y los niveles de desplazamiento en m.

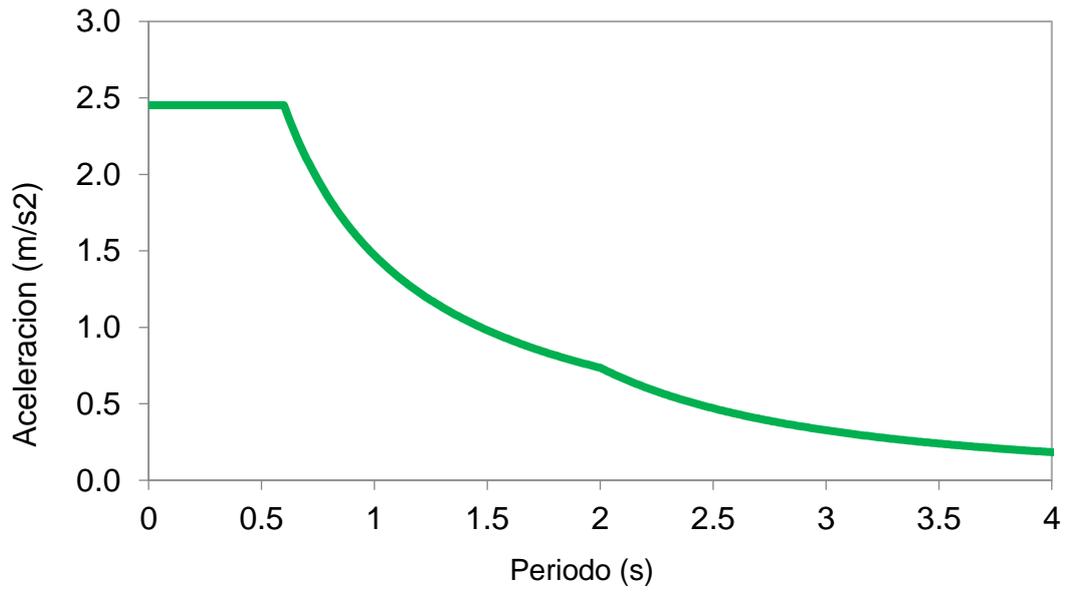


Figura 50: Espectro de aceleración determinado de acuerdo con la normativa E030 (2018).

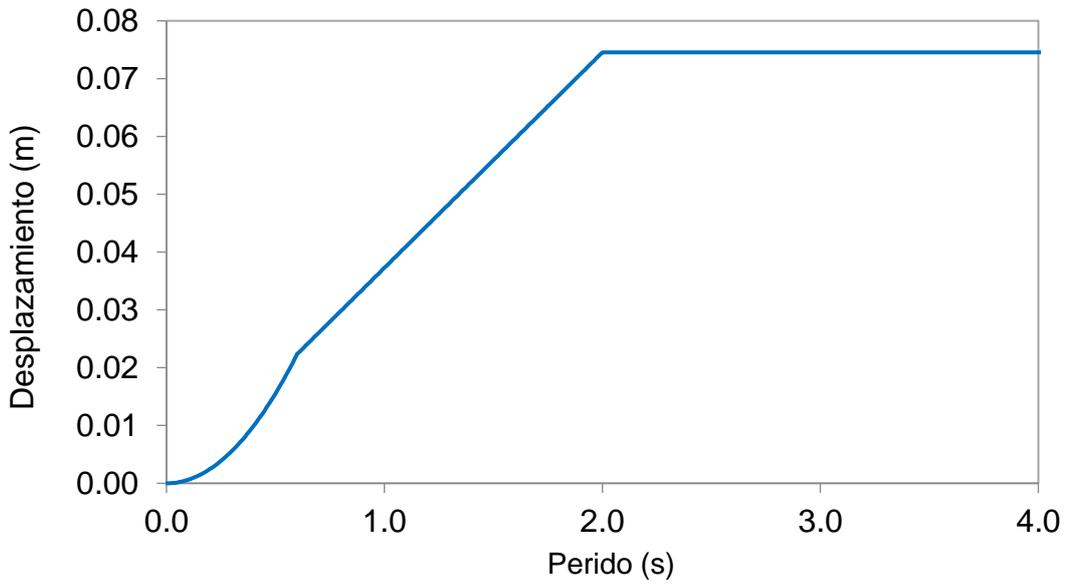


Figura 51: Espectro de desplazamientos determinado de acuerdo con la norma E030 (2018).

4.5 Densidad de muros de albañilería

Con el fin de evaluar la influencia de la albañilería se ha procedido a la evaluación de la densidad de muros. En este sentido conviene comentar que la longitud de muros necesaria para ser considerado sistema de albañilería confinada fue de 17 m, mientras la longitud de muros instalada estuvo ligeramente por debajo de este valor.

Evaluación de la densidad de muros	
Area por piso	$A_p := 100 \cdot m^2$
Espesor de los muros	$t := 13 \cdot cm$
Número de niveles	$N := 4$
$L_x := \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot N \cdot A_p}{56 \cdot t} = 16.484 \text{ m}$	

4.6 Características dinámicas de la estructura

Las propiedades dinámicas de una estructura son de gran importancia pues tienen un impacto directo en la respuesta sísmica. Algunas de las más importantes y las que se presentan aquí son las formas de modo, y los periodos asociados.

Tabla 15: Pesos y masas acumuladas.

Story	D tonf	L tonf	D+0.5L tonf	Masa tonf.s2/m
Story4	97.76	12.14	103.83	10.58
Story3	205.73	39.35	225.41	22.98
Story2	313.69	66.57	346.98	35.37
Story1	426.81	93.79	473.71	48.29

Tabla 16: Masas por piso consideradas para el análisis sísmico.

Story	UX tonf-s ² /m	UY tonf-s ² /m	UZ tonf-s ² /m
Story4	8.78	8.78	8.78
Story3	12.4	12.4	12.4
Story2	12.4	12.4	12.4
Story1	12.66	12.66	12.66
Base	2.08	2.08	2.08

Tabla 17: Formas de modo y periodos asociados.

Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	Circular Frequency rad/sec	Eigenvalue rad ² /sec ²
Modal	1	0.29	3.41	21.41	458.32
Modal	2	0.18	5.52	34.69	1203.67
Modal	3	0.15	6.81	42.81	1832.85
Modal	4	0.11	9.34	58.67	3441.81
Modal	5	0.11	9.47	59.50	3540.31
Modal	6	0.11	9.53	59.87	3584.90
Modal	7	0.10	10.45	65.68	4313.29
Modal	8	0.09	10.93	68.66	4713.55
Modal	9	0.07	13.43	84.38	7119.22
Modal	10	0.07	13.62	85.55	7319.35
Modal	11	0.07	13.66	85.85	7369.74
Modal	12	0.07	15.00	94.23	8878.99
Modal	13	0.07	15.25	95.82	9180.99
Modal	14	0.07	15.45	97.08	9425.37
Modal	15	0.06	15.55	97.72	9548.89

Tabla 18: Factores de participación modal y su impacto en la respuesta sísmica.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0.293	68.8%	0.4%	68.8%	0.4%
Modal	2	0.181	11.3%	9.0%	80.1%	9.5%
Modal	3	0.147	0.2%	76.1%	80.2%	85.4%
Modal	4	0.107	0.0%	0.2%	80.3%	85.6%
Modal	5	0.106	0.0%	0.0%	80.3%	85.6%
Modal	6	0.105	0.0%	0.0%	80.3%	85.7%
Modal	7	0.096	0.2%	0.0%	80.5%	85.7%
Modal	8	0.092	13.0%	0.3%	93.4%	86.0%
Modal	9	0.074	0.0%	0.2%	93.5%	86.2%
Modal	10	0.073	0.0%	0.0%	93.5%	86.2%
Modal	11	0.073	0.0%	0.0%	93.5%	86.2%
Modal	12	0.067	0.1%	0.2%	93.6%	86.5%
Modal	13	0.066	0.1%	0.4%	93.7%	86.9%
Modal	14	0.065	0.0%	0.0%	93.7%	86.9%
Modal	15	0.064	0.0%	0.0%	93.7%	86.9%
Modal	16	0.061	1.9%	1.1%	95.7%	87.9%
Modal	17	0.059	0.06%	0.05%	95.7%	88.1%
Modal	18	0.054	0.02%	0.62%	95.8%	88.7%
Modal	19	0.054	0.0%	1.65%	95.8%	90.3%

4.7 Respuesta dinámica de la estructura

4.7.1 Desplazamiento del centro de masas

Tabla 19: Desplazamiento del centro de masas debido al sismo en X.

Story	UX m	UY m	RZ rad	Point	X m	Y m	Z m
Story4	0.019	0.002	0.0015	122	3.88	6.81	10.3
Story3	0.015	0.002	0.0012	123	3.88	6.87	7.8
Story2	0.01	0.001	0.0008	165	3.88	6.87	5.3
Story1	0.004	0.00042	0.0003	166	3.89	6.84	2.8

Tabla 20: Desplazamiento del centro de masas debido al sismo en Y.

Diaphragm	UX m	UY m	RZ rad	Point	X m	Y m	Z m
D4	0.002	0.005	0.0005	122	3.88	6.81	10.3
D3	0.002	0.004	0.0004	123	3.88	6.87	7.8
D2	0.001	0.003	0.0003	165	3.88	6.87	5.3
D1	0.0005	0.002	0.0001	166	3.89	6.84	2.8

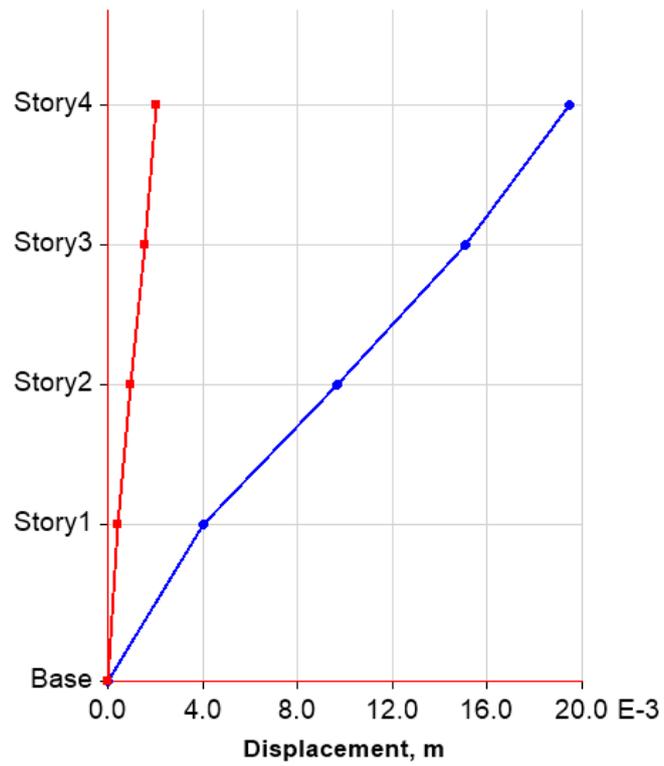


Figura 52: Desplazamientos del centro de masas de la estructura en dirección X.

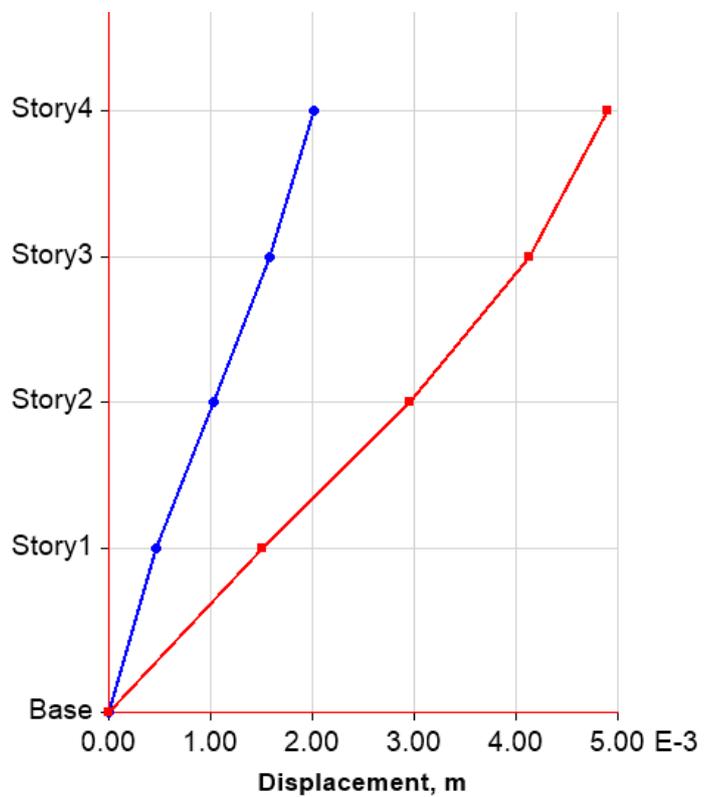


Figura 53: Desplazamientos del centro de masas en dirección Y.

4.7.2 Máximos desplazamientos laterales

Los desplazamientos laterales máximos de la estructura se calcularán tomando en cuenta las dos direcciones del sismo considerado. Los resultados del análisis son presentados a continuación.

Tabla 21: Máximos desplazamientos de entrepisos debidos al sismo en dirección X.

Story	Elevation m	X-Dir m	Y-Dir m
Story4	10.3	0.035	0.008
Story3	7.8	0.027	0.006
Story2	5.3	0.018	0.004
Story1	2.8	0.007	0.002
Base	0	0	0

Tabla 22: Máximos desplazamientos de entrepisos debidos al sismo en dirección Y.

Story	Elevation m	X-Dir m	Y-Dir m
Story4	10.3	0.006	0.006
Story3	7.8	0.005	0.005
Story2	5.3	0.003	0.003
Story1	2.8	0.002	0.002
Base	0	0	0

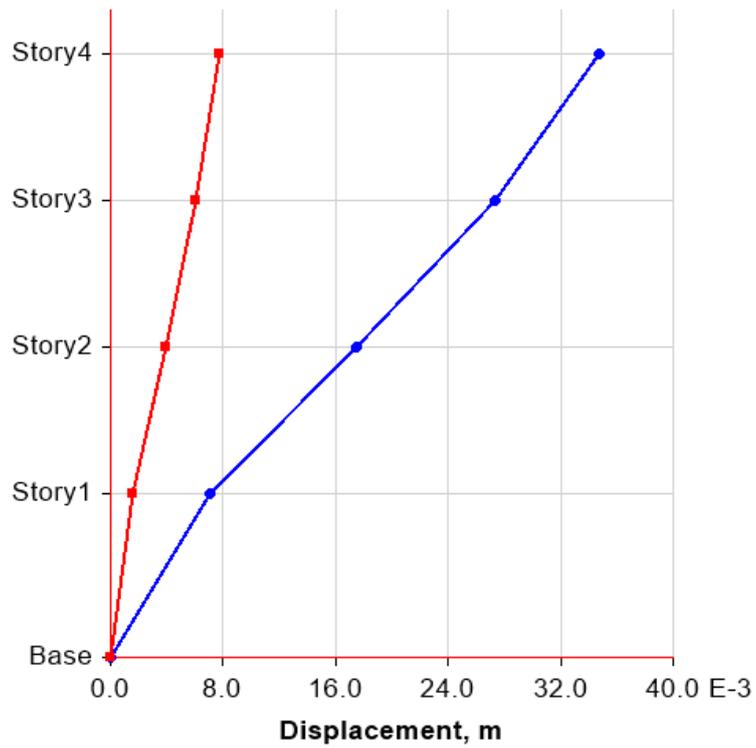


Figura 54: Máximos desplazamientos laterales debidos al sismo en dirección X.

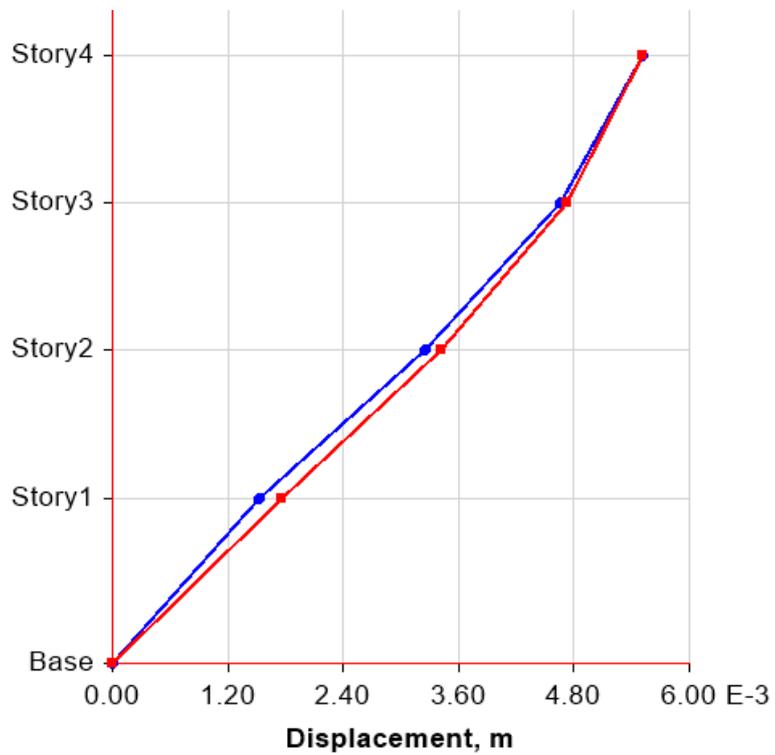


Figura 55: Máximos desplazamientos laterales debidos al sismo en dirección Y.

4.7.3 Máximas distorsiones de entrepiso

Uno de los parámetros más importantes del análisis sísmico son las máximas distorsiones de entrepiso. De hecho, la norma de diseño sísmico indica que las máximas distorsiones permitidas en ambas direcciones tienen un valor de 7/1000.

Tabla 23: Máximas distorsiones de entrepiso debidos al sismo en dirección X.

Story	Elevation m	X-Dir	Y-Dir
Story4	10.3	0.003001	0.000668
Story3	7.8	0.003958	0.000883
Story2	5.3	0.004195	0.000938
Story1	2.8	0.002525	0.000569
Base	0	0	0

Tabla 24: Máximas distorsiones de entrepiso debidos al sismo en dirección Y.

Story	Elevation m	X-Dir	Y-Dir
Story4	10.3	0.000404	0.000361
Story3	7.8	0.000587	0.000529
Story2	5.3	0.000715	0.000669
Story1	2.8	0.000542	0.000626
Base	0	0	0

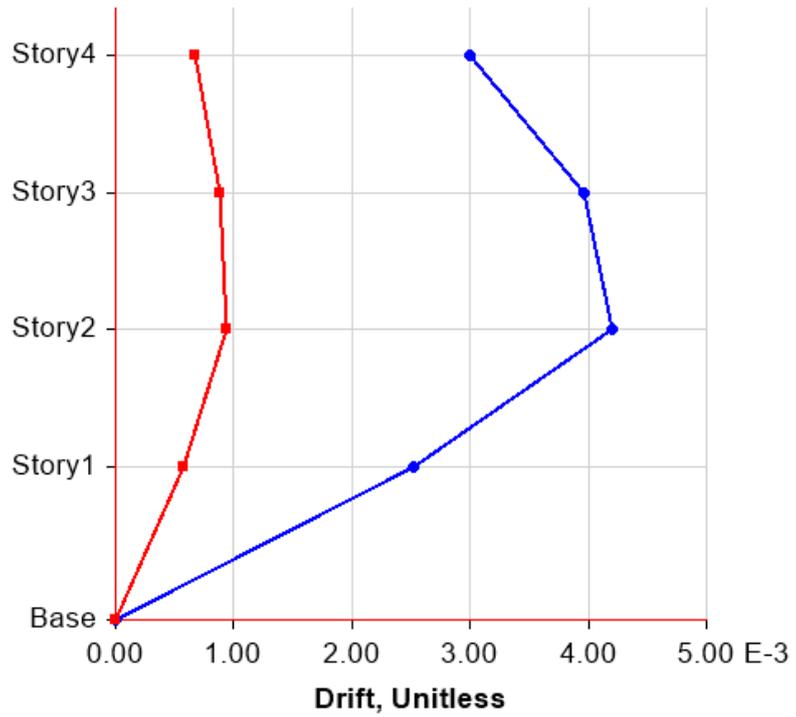


Figura 56: Máximas distorsiones de entrepiso debido al sismo en dirección X.

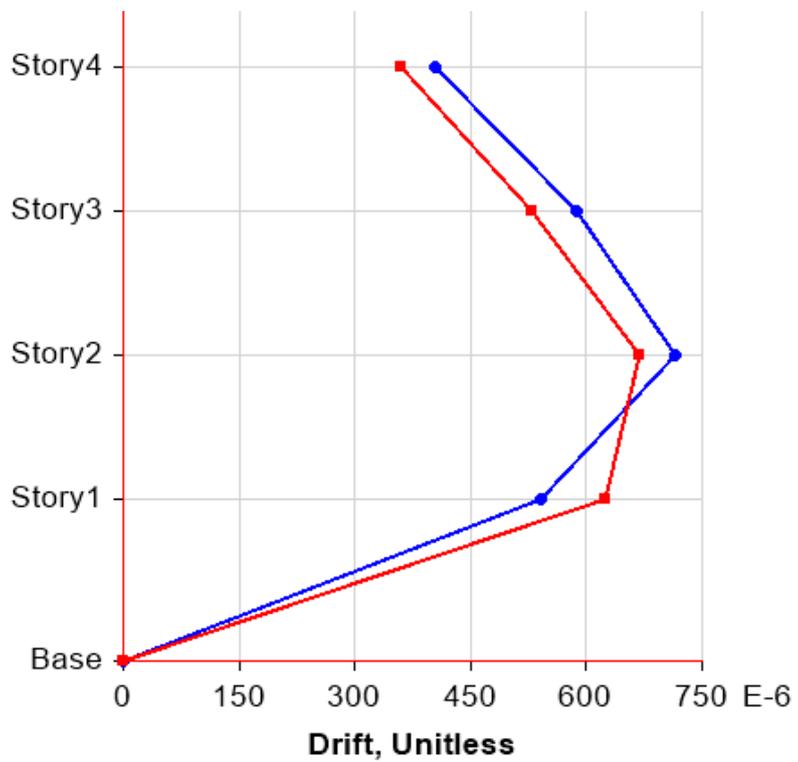


Figura 57: Máximas distorsiones de entrepiso debido al sismo en dirección Y.

4.7.4 Máximas fuerzas cortantes

Los niveles de fuerzas cortantes dinámicas obtenidas del análisis sísmico permiten estimar el impacto que tendrá el sismo en la estructura.

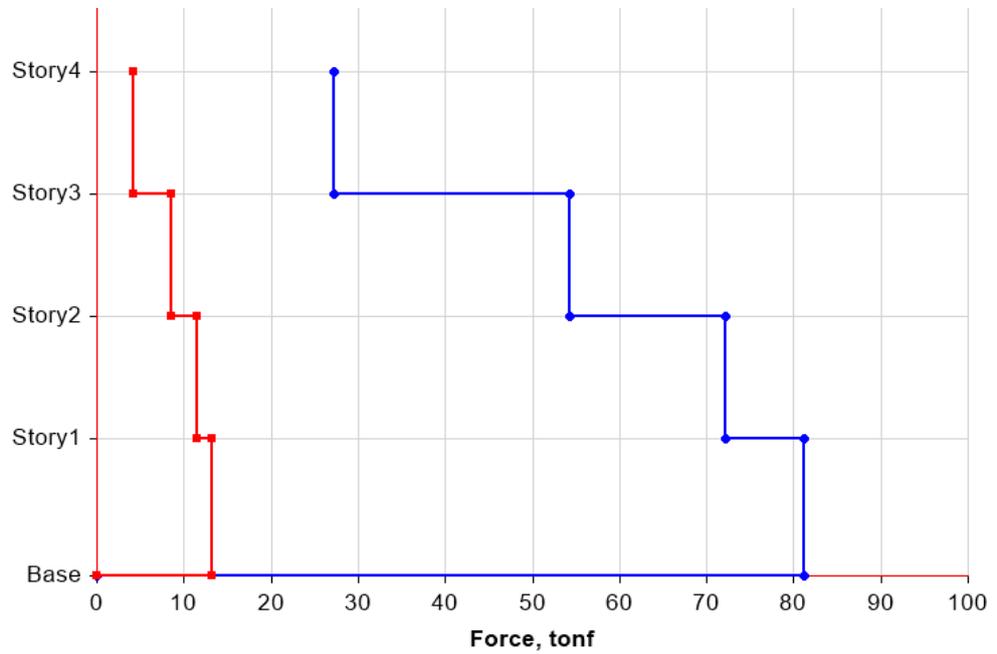


Figura 58: Máximas fuerzas cortantes a causa del sismo en dirección X.

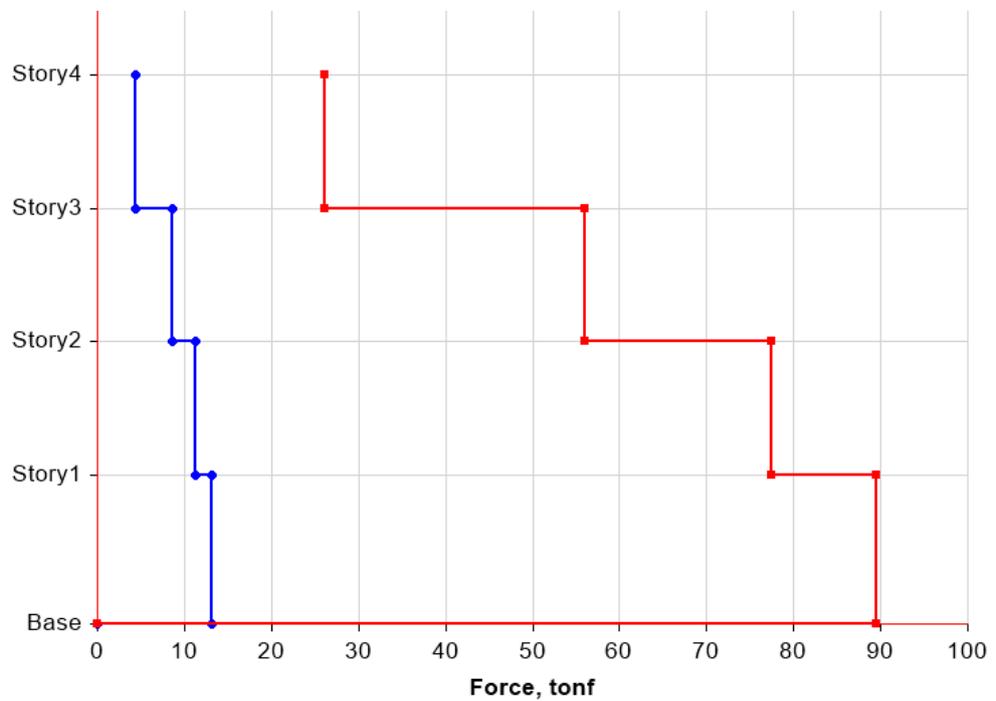


Figura 59: Máximas fuerzas cortantes a causa del sismo en dirección Y.

4.8 Evaluación del cortante estático

Esta metodología expresa las solicitaciones sísmicas mediante de un conjunto de fuerzas estáticas que actúan en el centro de masas del edificio.

Parámetros sísmicos

z	0.25	Factor de zona: Huánuco
s	1.20	Factor de suelo
Tp	0.6	Periodo predominante del suelo
Tl	2.0	Periodo largo
U	1.0	Categoría de la edificación: Vivienda
Ro	3.0	Coefficiente de reducción básico
la	1.0	Factor de irregularidad en altura
lp	1.0	Factor de irregularidad en planta
R	3.0	Coefficiente de reducción
T	0.3	Periodo de la estructura
C	2.50	Factor de amplificación sísmica

Peso de la edificación

Wd	426.81	Ton	Peso por carga muerta
wl	93.79	Ton	Peso por carga viva
W=wd+0.50w			
I	473.71	Ton	Peso sísmico

La cortante estática basal fue calculada mediante la siguiente expresión:

$$V=ZUCSW/R$$

$$Cs=0.250$$

$$V=118.43 \text{ t}$$

El cortante dinámico en la estructura tuvo un valor de:

$$Vx=82 \text{ t}$$

$$V_y=90 \text{ t}$$

Se han obtenido factores de amplificación, tomando como criterio fundamental el hecho de que la normativa peruana de diseño sismorresistente demanda que el cortante dinámico en la estructura sea de por lo menos el 90% del cortante estático. En el caso analizado, el 90% del cortante estático obtenido fue de 107 t, por tanto, los factores de amplificación en x e y son:

$$F_x=107/82=1.30$$

$$F_y=107/90=1.20$$

4.9 Verificación del cortante dinámico

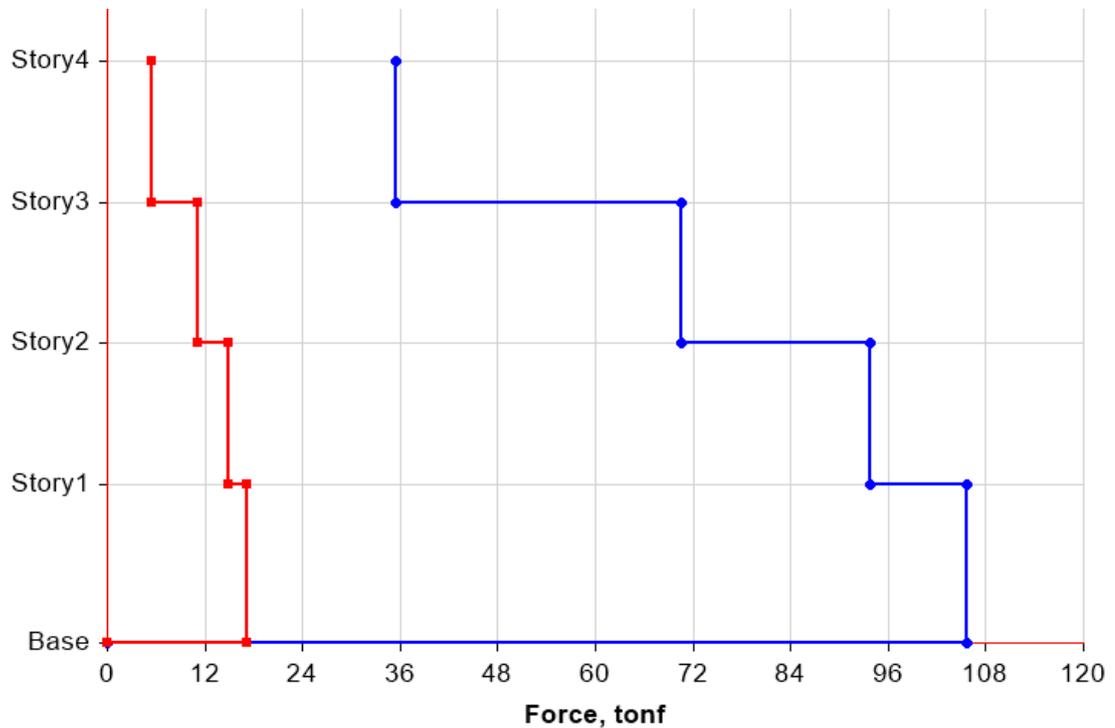


Figura 60: Verificación del cortante dinámico debido al sismo en dirección X.

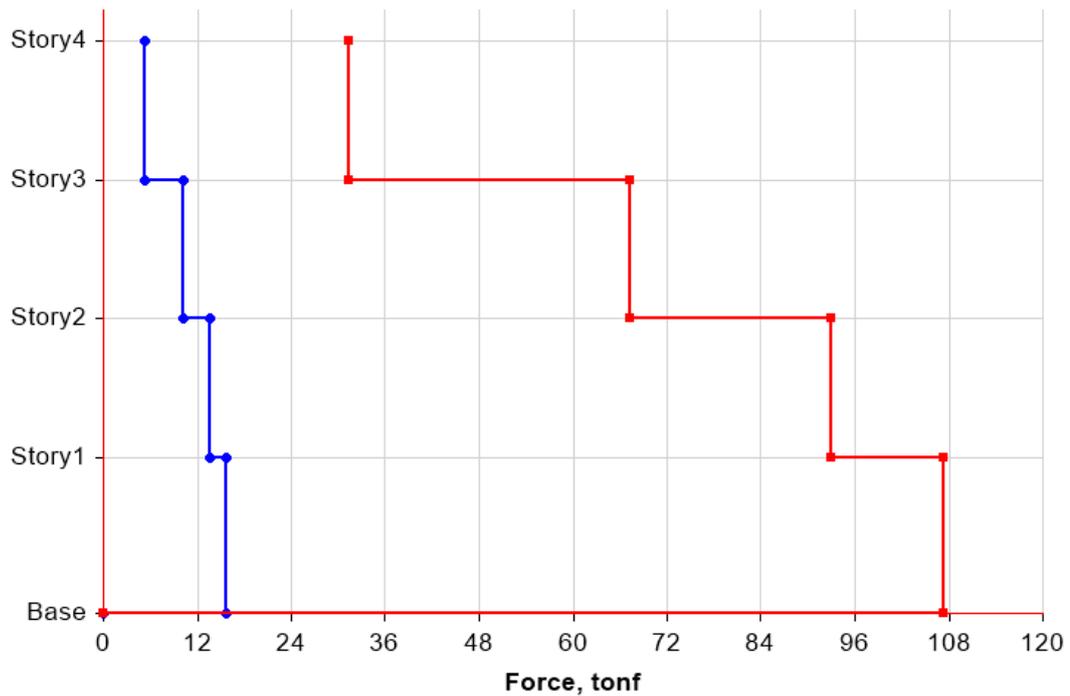


Figura 61: Verificación del cortante dinámico debido al sismo en dirección X.

4.10 Evaluación de las irregularidades

4.10.1 Evaluación de irregularidad de rigidez

Según la normativa peruana de diseño sismorresistente, se presenta irregularidad de rigidez en altura cuando la rigidez lateral de un piso cualquiera es inferior al 70% de la rigidez lateral del piso consecutivo. Tal criterio aplica en cada una de las direcciones de análisis consideradas.

Tabla 25: Rigidez lateral de la estructura.

Story	Elevation m	X-Dir tonf/m	Y-Dir tonf/m
Story4	10.3	16637.37	14305.75
Story3	7.8	25606.94	21666.86
Story2	5.3	32215.46	27326.40
Story1	2.8	50089.04	44686.03
Base	0	0	0

La rigidez lateral de un piso cualquiera puede calcularse como el cociente entre la fuerza lateral aplicada a tal piso y el desplazamiento lateral encontrado en el mismo. En la Tabla 25 se muestran las rigideces de cada piso obtenidas a través de la aplicación del software de análisis estructural ETABS. La Figura 62 presenta las rigideces de cada piso en función de la altura.

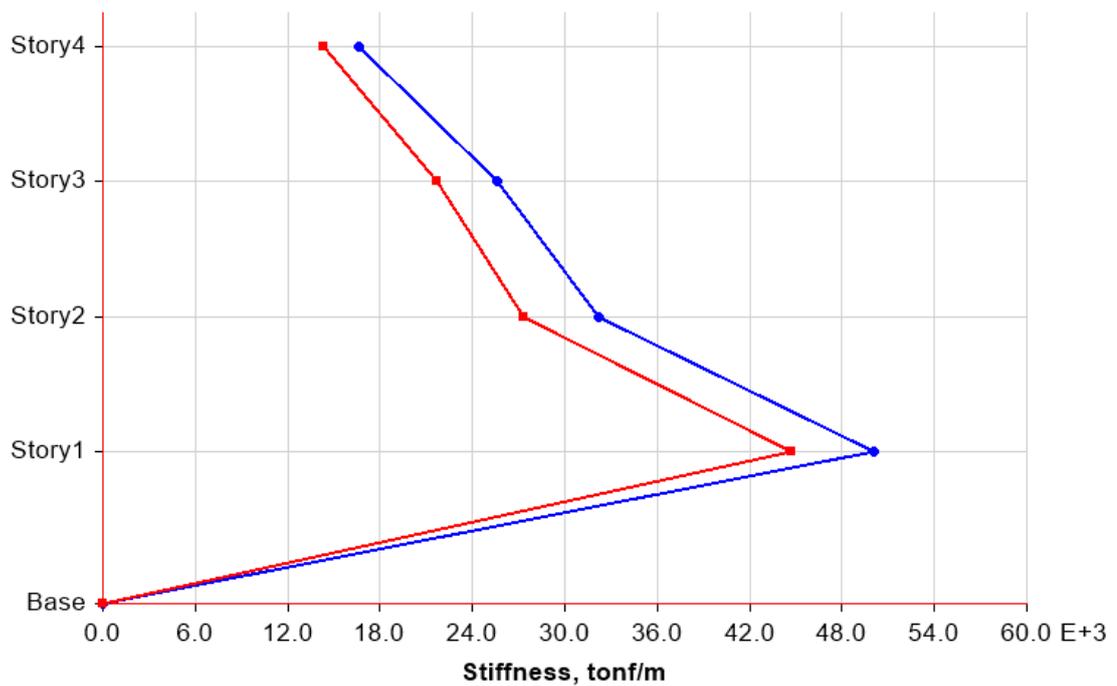


Figura 62: Rigidez lateral de entrepiso.

De acuerdo con la definición dada, se ha elaborado un cuadro con un resumen de las operaciones realizadas. Específicamente, si un piso presentara el caso de irregularidad de rigidez en altura, el cociente $(h_i/0.7h_{i+1})$ sería menor a uno, en caso contrario este valor será mayor que la unidad. Como se puede observar en la tabla presentada, no existe irregularidad en ningún caso.

Tabla 26: Evaluación de irregularidad de rigidez.

Story	Elevation m	X-Dir tonf/m	Y-Dir tonf/m	C01x	C01y	C02x	C02y
Story4	10.3	16637.37	14305.75				
Story3	7.8	25606.94	21666.86	2.20	2.16		
Story2	5.3	32215.46	27326.40	1.80	1.80		
Story1	2.8	50089.04	44686.03	2.22	2.34	2.52	2.65

Un criterio adicional, estudiado en las columnas 7 y 8 dice que la rigidez lateral de un entrepiso no debe ser menor al 80% del promedio de los tres pisos superiores. Como se puede observar, tampoco se cumple esta condición, por lo que se declara que no existió este tipo de irregularidad en la estructura.

4.11 Análisis estático no lineal

Este capítulo muestra el proceso seguido paso a paso para la evaluación del desempeño sismorresistente de la edificación de albañilería confinada estudiada en este trabajo de investigación.

El capítulo ha dado inicio con un estudio del sistema resistente a cargas laterales, identificando para esto los componentes verticales que tendrán relevancia en el comportamiento estructural. Se han identificado de manera separada a los muros de albañilería confinada y las columnas de concreto armado. Aunque es importante tener en cuenta que estos elementos trabajan de manera conjunta, formando un sistema estructural conjunto.

Se han identificado las características geométricas más importantes, tales como las longitudes en planta, los espesores, y las alturas de tales elementos, ya que como se sabe de trabajos anteriores, estas características les confieren las propiedades mecánicas relevantes. Para modelar el comportamiento no lineal de los muros de albañilería se ha requerido el empleo de modelos matemáticos que tomen en cuenta, tanto sus características geométricas como sus propiedades mecánicas. En este

trabajo de investigación se ha usado el modelo de Martinelli (Martinelli, Lima, & De Stefano, 2015), basado en modelos de puntal tirante.

El modelamiento del comportamiento no lineal de los elementos de concreto armado se ha realizado usando modelos de plasticidad concentrada. En tales casos el modelamiento se basó en el ingreso de diagramas momento curvatura.

Finalmente, el análisis del desempeño sismorresistente de la edificación se hizo a través de la obtención de la curva de capacidad de la misma (Pushover). El modelo estructural consideró para ambos casos, los modelos de plasticidad concentrada, tanto para las vigas como para las columnas y el modelo de puntal tirante para los muros de albañilería.

4.12 Elementos verticales del sistema resistente

El desempeño sísmico de todo sistema estructural depende en esencia del sistema resistente a carga lateral; por tanto, para evaluar el comportamiento no lineal se ha requerido de la correcta identificación de estos. A continuación, la Figura 63 muestra los elementos verticales y su relación entre estos.

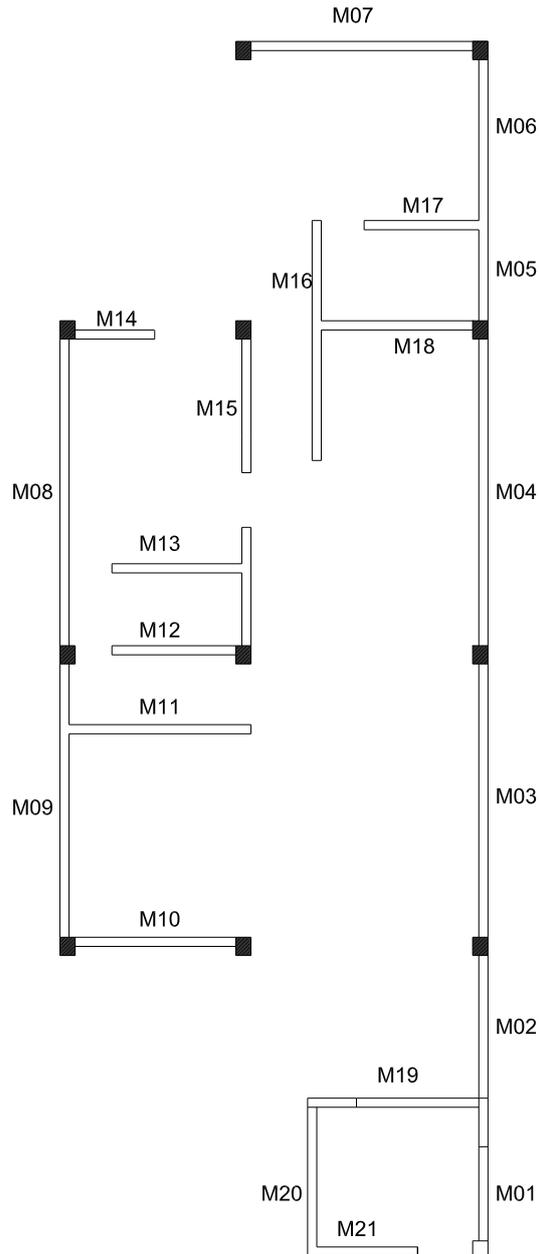


Figura 63: Vista en planta mostrando los elementos verticales resistentes.

Como se puede apreciar al comparar el plano mostrado y el correspondiente al plano arquitectónico, existen algunos elementos que no aparecen en el primero. Esto es así, puesto que muchos de los muros presentes en un plano arquitectónico no cumplen una función estructural, sino meramente decorativa o de relleno. Además, aunque existen otros que tienen continuidad desde la cimentación hasta el último nivel, no son considerados

como estructurales pues por su poca longitud, menor a 1.30, no tienen la capacidad de resistencia ni rigidez necesarios para ser tomados en cuenta.

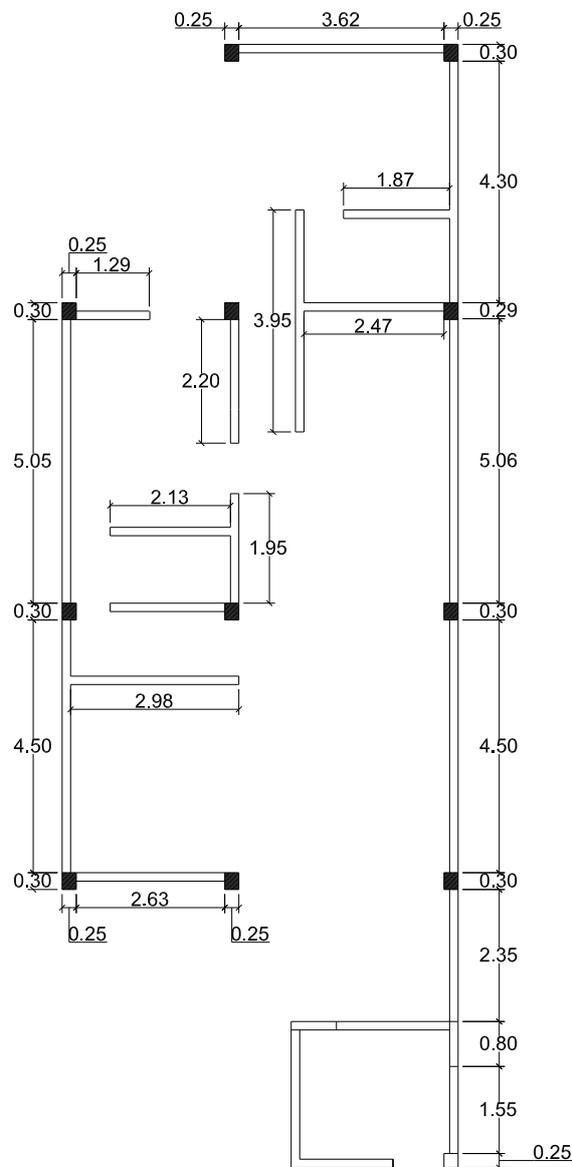


Figura 64: Longitudes de los muros de albañilería considerados en el sistema resistente.

Tomando en cuenta tales recomendaciones, el conjunto de muros pertenecientes al sistema resistente son mostrados en la Figura 63, mientras que las longitudes en planta de cada uno de estos se muestran en la Figura 64. Las características geométricas de los muros de albañilería, tales como longitud, alto y espesor, son parte de las propiedades resaltantes de este tipo

de elementos, pues dependiendo de sus características geométricas, tendrán un comportamiento u otro (Aykaç, Özbek, Babayani, Baran, & Aykaç, 2017; Martinelli et al., 2015). A raíz de tal cuestión, a continuación, se expone un resumen de las propiedades geométricas de los muros de albañilería.

Tabla 27: Alturas de entrepiso de la estructura analizada.

Nivel	Altura
1	2.5
2	2.5
3	2.5
4	2.5

Tabla 28: Características geométricas en planta de los muros de albañilería.

Muro	Largo (lw)	Espesor (tw)
M01	1.50	12
M02	2.35	12
M03	4.50	12
M04	5.06	12
M05	4.30	12
M06	3.62	12
M07	5.05	12
M08	4.50	12
M09	2.63	12
M10	2.98	12
M11	2.13	12
M12	2.13	12
M13	1.29	12
M14	3.95	12
M15	1.87	12
M16	2.47	12

M17	2.00	12
M18	1.80	12
M19	2.60	12

4.13 Resistencia de la albañilería

Además de las características geométricas, otro parámetro muy importante para predecir la respuesta a nivel sísmico de los muros de albañilería confinada, es la resistencia a la compresión en pilas de unidades de albañilería y la resistencia a compresión diagonal de estos elementos. A su vez, de acuerdo con numerosos trabajos de investigación (Díaz, Zavala, Gallardo, & Lavado, 2017), se ha observado que el comportamiento de estos materiales depende de si el tipo de albañilería empleada fue industrial o artesanal.



Figura 65: Unidad de albañilería tipo pandereta y muretes contruidos con estas unidades.

Fuente: (Díaz et al., 2017)

Considerando lo anterior, y de la evaluación que se ha realizado a la estructura bajo análisis, se ha podido determinar que la albañilería empelada para su construcción tomó unidades industriales, por lo que los datos sobre estos parámetros han sido obtenidos considerando esta cuestión.

En ese sentido, en este trabajo de investigación se han usado los resultados que se obtuvieron de los ensayos experimentales observados en el pasado en los laboratorios del CISMID y PUCP. Se ha observado que el comportamiento lateral cíclico de los muros de albañilería está directamente

condicionado por la resistencia a la compresión diagonal de los mismos. Por tanto, la correcta predicción del comportamiento cíclico lateral de tales elementos requiere de este parámetro. En este trabajo de investigación se ha recurrido a los trabajos presentados por Sáenz (2015), Araoz (2017) y Plinio (2005), quienes encontraron un valor promedio de 9.5 kg/cm², estos valores son mostrados en la Tabla 29. Utilizando un criterio conservador, se ha asumido un valor de la resistencia a la compresión diagonal igual a 9.0 kg/cm².

Tabla 29: Valores de la resistencia a la compresión diagonal de muretes de albañilería hechos con unidades tipo pandereta.

Autores	V_m (kg/cm²)
Sáenz Tenorio	9.5
Araoz-Velezmoro	9.3
Plinio Mamani	9.0

Fuente: Sáenz (2018).

4.14 Modelo puntal-tirante para la albañilería

Una vez que se ha obtenido la información requerida, tanto a nivel geométrico como a nivel de material, se ha debido elegir el tipo de modelo fenomenológico requerido para la predicción de la respuesta sísmica de la estructura analizada. Aunque dentro de la literatura científica existen una variedad de modelos y de muy diversa naturaleza, en este trabajo de investigación se ha decidido usar el modelo de Martinelli (Martinelli et al., 2015), debido al nivel de las predicciones observadas en otros trabajos de investigación.

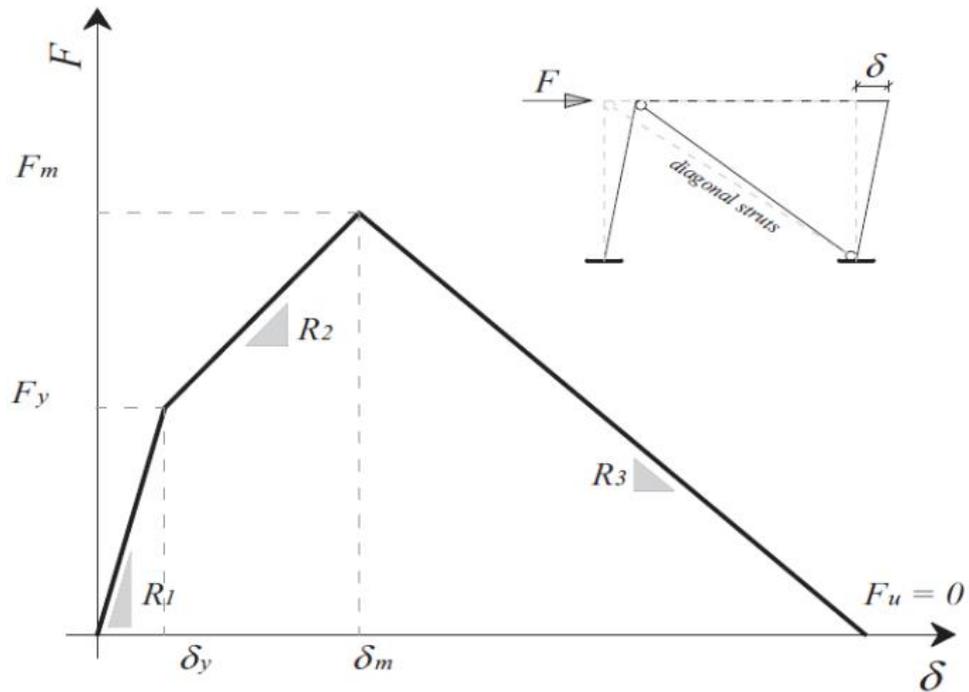


Figura 66: Modelo matemático de la curva fuerza desplazamiento de un muro de albañilería confinada.

Fuente: (Martinelli et al., 2015).

El citado modelo puede calificarse dentro de los denominados modelos de puntal tirante, es decir, aquellos que basan su funcionamiento únicamente bajo esfuerzos axiales, tanto de compresión como de tensión. En este sentido, tales modelos pretenden emular el comportamiento de los muros de albañilería observados en el laboratorio, los que bajo la acción de fuerzas laterales tienden a tener un comportamiento de compresión y tracción en sus diagonales.

El modelo de Martinelli, es un modelo basado en una curva esqueleto (Skeleton Curve) tri-lineal, es decir, está conformada por tres líneas rectas, tal como se puede apreciar en la Figura 66. Tales líneas representan, el rango lineal del muro, la zona post fluencia y el ablandamiento del elemento. Es importante aclarar que, aunque la primera pendiente representa el rango lineal del comportamiento, el modelo de Martinelli ha obviado a la zona no agrietada elástica, y solo considera el modelo elástico agrietado, por lo que es de esperarse diferencias significativas entre los resultados del modelo

considerando elementos elásticos, al estilo de los elementos Shell, y los macromodelos puntal tirante.

La definición del modelo trilineal se ha hecho especificando cuatro puntos esenciales de este. El primer punto fue trivial y está relacionado con el origen de coordenadas. El segundo punto señala el final de la zona elástica agrietada y el inicio del comportamiento inelástico del muro. Este punto se ha definido ingresando el desplazamiento de fluencia y la fuerza asociada a este estado. De acuerdo con el modelo de Martinelli, la fuerza de fluencia puede ser obtenida mediante la siguiente expresión:

$$F_y = 0.60F_m$$

Donde, F_m es la máxima fuerza lateral que el muro es capaz de resistir.

La fuerza de fluencia puede obtenerse de manera directa usando las fuerzas de fluencia y la pendiente elástica asociada a este primer tramo, mediante la siguiente expresión:

$$R_1 = \frac{G_w t_w l_w}{h_w}$$

Donde, G_w , es el módulo de corte de la albañilería; t_w , es el espesor del muro de albañilería; l_w , la longitud del muro; y h_w , la altura del muro. Finalmente, mediante la aplicación de estos dos parámetros se puede obtener:

$$d_y = \frac{F_y}{R_1}$$

En cuanto a la fuerza lateral máxima, F_m , Martinelli brinda la siguiente expresión:

$$F_m = 0.818 \frac{f_{ws} t_w l_w}{C_I} \left(1 + \sqrt{C_I^2 + 1} \right),$$

$$C_I = 1.925 \frac{l_w}{h_w},$$

En la fórmula anterior se han especificado todos los parámetros anteriores excepto f_{ws} . Este parámetro es la resistencia a la compresión diagonal del muro de albañilería, obtenido de un ensayo específico.

Finalmente, en cuanto al desplazamiento máximo, Martinelli (2015) recomienda considerar este parámetro como 0.005, de acuerdo con numerosas experiencias de laboratorio. En este trabajo se han tomado en cuenta estos parámetros.

4.15 Modelamiento estructural

El modelo estructural de puntal tirante inició a partir del modelo elástico lineal basado en elementos Shell, por tanto, se ha usado como base de trabajo el modelo generado en la sección anterior. El proceso consistió en reemplazar los muros basados en elementos Shell, por los macromodelos puntal tirante.

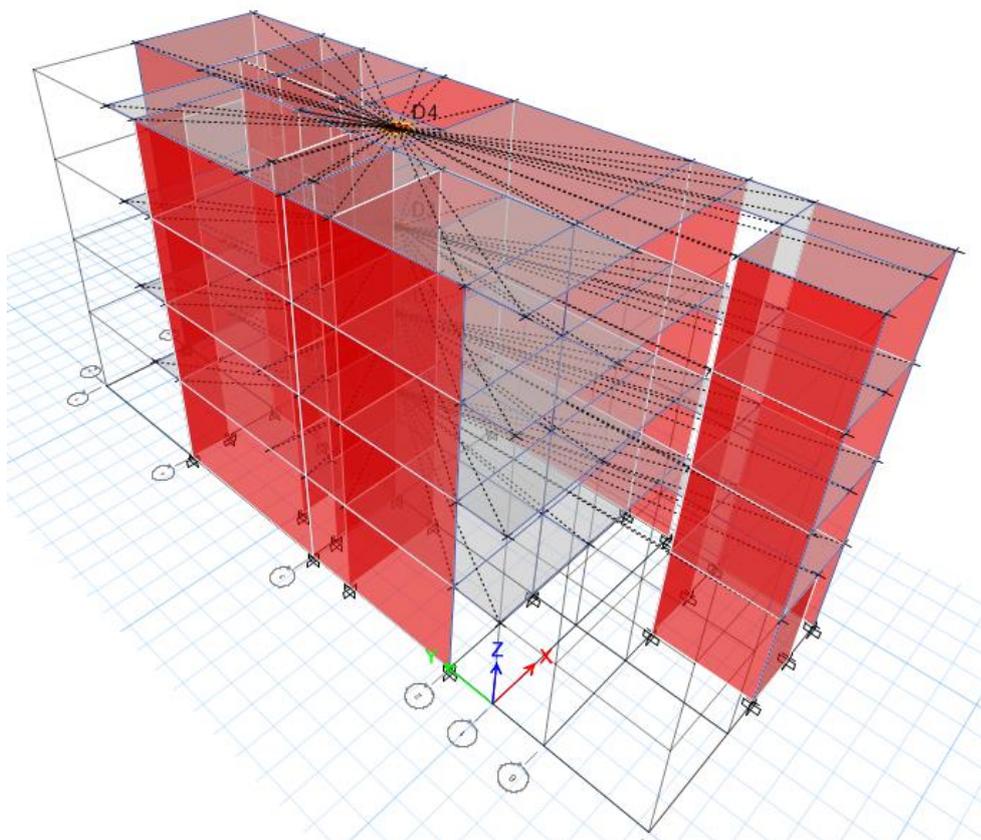


Figura 67: Modelo de la estructura analizada con elementos Shell.

La medida anterior es la adecuada desde el punto de vista de la rigidez y resistencia; sin embargo, desde el punto de vista de la masa, la eliminación de los muros de albañilería provocaría una disminución de la masa, ya que los modelos puntal tirante no poseen masa. En este sentido, con la finalidad de mantener los niveles de masa sísmica fue necesario agregar la masa perdida en el proceso.

Tabla 30: Resumen de los pesos de la edificación, acumulados, simples y sísmicos.

Nivel	D	L	d	l	Ms
Story4	97.76	12.14	97.76	12.14	103.83
Story3	205.73	39.35	107.96	27.22	121.57
Story2	313.69	66.57	107.96	27.22	121.57
Story1	426.81	93.79	113.12	27.22	126.72

Con tal objetivo, se ha debido extraer la información concerniente al peso de la estructura para los casos de cargas gravitacionales. Tales casos son las cargas muertas y vivas. Los resultados de tal proceso se muestran en la Tabla 30, la primera columna hace referencia a los entresijos de los que se muestra la información, la segunda columna muestra los pesos acumulados, mientras que la columna tres muestra los pesos acumulados debidos a la carga viva. Además, las columnas cuatro, cinco y seis, muestran los pesos por entresijo, tanto para el caso de las cargas muertas, vivas y carga sísmica, respectivamente.

La información mostrada nos será útil para poder discernir sobre las cantidades de masas faltantes por entresijo cuando se realice el cambio de los muros basados en elementos Shell y los modelos puntales tirante. Aunque en general es posible colocar las masas como carga puntual, distribuida en una línea, o un área, en este trabajo es optará por distribuir la masa faltante como peso distribuido de manera uniforme en el entresijo, esto evitará introducir factores de irregularidad torsional.

4.16 Determinación de los parámetros no lineales para muros de albañilería

4.16.1 Definición de las propiedades del muro M01

Parámetros que definen la curva fuerza desplazamiento

$lw := 1.5 \text{ m}$ $hw := 2.5 \cdot \text{m}$ $tw := 12 \text{ cm}$ *Datos geometricos del muro*

$Ci := 1.925 \cdot \frac{lw}{hw} = 1.155$

$fws := 9 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ *Resistencia a la traccion diagonal*

$Fm := 0.818 \cdot \frac{fws \cdot tw \cdot lw}{Ci} \cdot (1 + \sqrt{Ci^2 + 1})$

$Fm = 31.969 \text{ tonf}$ *Fuerza maxima resistida*

$Fy := 0.6 \cdot Fm = 19.181 \text{ tonf}$ *Fuerza de fluencia*

$\delta m := 0.002 \cdot \sqrt{lw^2 + hw^2} = 0.006 \text{ m}$

$\delta u := 5 \cdot \delta m = 0.029 \text{ m}$ $ke := \frac{Fm}{\delta m} = 5482.6 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

$Gw := 1080 \cdot \text{MPa}$

$Ke := \frac{Gw \cdot lw \cdot tw}{hw} = 8740.6 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

$\delta y := \frac{Fy}{Ke} = 0.002 \text{ m}$

Identification

Property Name: M01

Direction: U1

Type: MultiLinear Plastic

NonLinear: Yes

Hysteresis Type and Associated Parameters

Hysteresis Type: Pivot

α_1 : 10 β_1 : 0.7 η : 0

α_2 : 10 β_2 : 0.7

Linear Properties

Effective Stiffness: 5483 tonf/m

Effective Damping: 0 tonf-s/m

Hysteresis Definition Diagram

Shear Deformation Location

Distance from End-J: _____ m

Multilinear Force-Displ Relation

Pt	Displ (m)	Force (tonf)
1	-0.03	0
2	-0.006	-32
3	-0.003	-20
4	0	0
5	0.001	0

Max: (-0.03, 0); Min: (-0.006, ...)

4.16.2 Definición de las propiedades del muro M02

Parámetros que definen la curva fuerza desplazamiento

$lw := 2.35 \text{ m}$ $hw := 2.5 \cdot \text{m}$ $tw := 12 \text{ cm}$ *Datos geometricos del muro*

$Ci := 1.925 \cdot \frac{lw}{hw} = 1.81$

$fws := 9 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ *Resistencia a la traccion diagonal*

$Fm := 0.818 \cdot \frac{fws \cdot tw \cdot lw}{Ci} \cdot (1 + \sqrt{Ci^2 + 1})$

$Fm = 38.794 \text{ tonf}$ *Fuerza maxima resistida*

$Fy := 0.6 \cdot Fm = 23.276 \text{ tonf}$ *Fuerza de fluencia*

$\delta m := 0.002 \cdot \sqrt{lw^2 + hw^2} = 0.007 \text{ m}$

$\delta u := 5 \cdot \delta m = 0.034 \text{ m}$ $ke := \frac{Fm}{\delta m} = 5653.3 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

$Gw := 1080 \cdot \text{MPa}$

$Ke := \frac{Gw \cdot lw \cdot tw}{hw} = 13693.6 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

$\delta y := \frac{Fy}{Ke} = 0.002 \text{ m}$

Identification

Property Name: M02

Direction: U1

Type: MultiLinear Plastic

NonLinear: Yes

Linear Properties

Effective Stiffness: 5654 tonf/m

Effective Damping: 0 tonf-s/m

Shear Deformation Location

Distance from End-J: m

Multilinear Force-Displ Relation

Pt	Displ (m)	Force (tonf)
1	-0.03	0
2	-0.007	-39
3	-0.002	-24
4	0	0
5	0.001	0

Add Row Delete Row

Reorder Rows

Max: (-0.03, 0); Min: (-0.007,)

Hysteresis Type and Associated Parameters

Hysteresis Type: Pivot

α_1 : 10 β_1 : 0.7 η : 0

α_2 : 10 β_2 : 0.7

Hysteresis Definition Diagram

4.16.3 Definición de las propiedades del muro M03

Parámetros que definen la curva fuerza desplazamiento

$lw := 4.5 \text{ m}$ $hw := 2.5 \cdot \text{m}$ $tw := 12 \text{ cm}$ *Datos geometricos del muro*

$Ci := 1.925 \cdot \frac{lw}{hw} = 3.465$

$fws := 9 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ *Resistencia a la traccion diagonal*

$Fm := 0.818 \cdot \frac{fws \cdot tw \cdot lw}{Ci} \cdot (1 + \sqrt{Ci^2 + 1})$

$Fm = 58.258 \text{ tonf}$ *Fuerza maxima resistida*

$Fy := 0.6 \cdot Fm = 34.955 \text{ tonf}$ *Fuerza de fluencia*

$\delta m := 0.002 \cdot \sqrt{lw^2 + hw^2} = 0.01 \text{ m}$

$\delta u := 5 \cdot \delta m = 0.051 \text{ m}$ $ke := \frac{Fm}{\delta m} = 5658.5 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

$Gw := 1080 \cdot \text{MPa}$

$Ke := \frac{Gw \cdot lw \cdot tw}{hw} = 26221.7 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$ +

$\delta y := \frac{Fy}{Ke} = 0.001 \text{ m}$

Identification

Property Name:

Direction:

Type:

NonLinear:

Linear Properties

Effective Stiffness: tonf/m

Effective Damping: tonf-s/m

Shear Deformation Location

Distance from End-J: m

Multilinear Force-Displ Relation

Pt	Displ (m)	Force (tonf)
1	-0.05	0
2	-0.01	-58
3	-0.001	-35
4	0	0
5	0.001	0

Max: (-0.05, 0); Min: (-0.01, -58)

Hysteresis Type and Associated Parameters

Hysteresis Type:

α_1 : β_1 : η :

α_2 : β_2 :

Hysteresis Definition Diagram

4.16.4 Definición de las propiedades del muro M04

Parámetros que definen la curva fuerza desplazamiento

$lw := 5.06 \text{ m}$ $hw := 2.5 \cdot \text{m}$ $tw := 12 \text{ cm}$ *Datos geometricos del muro*

$Ci := 1.925 \cdot \frac{lw}{hw} = 3.896$ **+**

$fws := 9 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ *Resistencia a la traccion diagonal*

$Fm := 0.818 \cdot \frac{fws \cdot tw \cdot lw}{Ci} \cdot (1 + \sqrt{Ci^2 + 1})$

$Fm = 63.52 \text{ tonf}$ *Fuerza maxima resistida*

$Fy := 0.6 \cdot Fm = 38.112 \text{ tonf}$ *Fuerza de fluencia*

$\delta m := 0.002 \cdot \sqrt{lw^2 + hw^2} = 0.011 \text{ m}$

$\delta u := 5 \cdot \delta m = 0.056 \text{ m}$ $ke := \frac{Fm}{\delta m} = 5627.3 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

$Gw := 1080 \cdot \text{MPa}$

$Ke := \frac{Gw \cdot lw \cdot tw}{hw} = 29484.9 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

$\delta y := \frac{Fy}{Ke} = 0.001 \text{ m}$

Identification

Property Name: M04
 Direction: U1
 Type: MultiLinear Plastic
 NonLinear: Yes

Linear Properties

Effective Stiffness: 5630 tonf/m
 Effective Damping: 0 tonf-s/m

Shear Deformation Location
 Distance from End-J: m

Multilinear Force-Displ Relation

Pt	Displ (m)	Force (tonf)
1	-0.05	0
2	-0.011	-64
3	-0.001	-38
4	0	0
5	0.001	0

Max: (-0.05, 0); Min: (-0.011,)

Hysteresis Type and Associated Parameters

Hysteresis Type: Pivot

α_1 : 10 β_1 : 0.7 η : 0
 α_2 : 10 β_2 : 0.7

Hysteresis Definition Diagram

4.16.5 Definición de las propiedades del muro M05

Parámetros que definen la curva fuerza desplazamiento

$lw := 4.3 \text{ m}$ $hw := 2.5 \cdot \text{m}$ $tw := 12 \text{ cm}$ *Datos geometricos del muro*

$Ci := 1.925 \cdot \frac{lw}{hw} = 3.311$

$fws := 9 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ *Resistencia a la traccion diagonal*

$Fm := 0.818 \cdot \frac{fws \cdot tw \cdot lw}{Ci} \cdot (1 + \sqrt{Ci^2 + 1})$

$Fm = 56.39 \text{ tonf}$ *Fuerza maxima resistida*

$Fy := 0.6 \cdot Fm = 33.834 \text{ tonf}$ *Fuerza de fluencia*

$\delta m := 0.002 \cdot \sqrt{lw^2 + hw^2} = 0.01 \text{ m}$

$\delta u := 5 \cdot \delta m = 0.05 \text{ m}$ $ke := \frac{Fm}{\delta m} = 5668.5 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

$Gw := 1080 \cdot \text{MPa}$

$Ke := \frac{Gw \cdot lw \cdot tw}{hw} = 25056.3 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

$\delta y := \frac{Fy}{Ke} = 0.001 \text{ m}$

Identification

Property Name: M05

Direction: U1

Type: MultiLinear Plastic

NonLinear: Yes

Hysteresis Type and Associated Parameters

Hysteresis Type: Pivot

α_1 : 10 β_1 : 0.7 η : 0

α_2 : 10 β_2 : 0.7

Linear Properties

Effective Stiffness: 5670 tonf/m

Effective Damping: 0 tonf-s/m

Hysteresis Definition Diagram

Shear Deformation Location

Distance from End-J: _____ m

Multilinear Force-Displ Relation

Pt	Displ (m)	Force (tonf)
1	-0.05	0
2	-0.011	-57
3	-0.001	-34
4	0	0
5	0.001	0

Max: (-0.05, 0); Min: (-0.011, -34)

4.16.6 Definición de las propiedades del muro M06

Parámetros que definen la curva fuerza desplazamiento

$lw := 3.62 \text{ m}$ $hw := 2.5 \cdot \text{m}$ $tw := 12 \text{ cm}$ *Datos geometricos del muro*

$Ci := 1.925 \cdot \frac{lw}{hw} = 2.772$

$fws := 9 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ *Resistencia a la traccion diagonal*

$Fm := 0.818 \cdot \frac{fws \cdot tw \cdot lw}{Ci} \cdot (1 + \sqrt{Ci^2 + 1})$

$Fm = 49.916 \text{ tonf}$ *Fuerza maxima resistida*

$Fy := 0.6 \cdot Fm = 29.95 \text{ tonf}$ *Fuerza de fluencia*

$\delta m := 0.002 \cdot \sqrt{lw^2 + hw^2} = 0.009 \text{ m}$

$\delta u := 5 \cdot \delta m = 0.044 \text{ m}$ $ke := \frac{Fm}{\delta m} = 5694.4 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

$Gw := 1080 \cdot \text{MPa}$

$Ke := \frac{Gw \cdot lw \cdot tw}{hw} = 20977.4 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

$\delta y := \frac{Fy}{Ke} = 0.001 \text{ m}$

Identification

Property Name:

Direction:

Type:

NonLinear:

Linear Properties

Effective Stiffness: tonf/m

Effective Damping: tonf-s/m

Shear Deformation Location

Distance from End-J: m

Multilinear Force-Displ Relation

Pt	Displ (m)	Force (tonf)
1	-0.05	0
2	-0.01	-50
3	-0.001	-30
4	0	0
5	0.001	0

Max: (-0.05, 0); Min: (-0.01, -50)

Hysteresis Type and Associated Parameters

Hysteresis Type:

α_1 : β_1 : η :

α_2 : β_2 :

Hysteresis Definition Diagram

4.16.7 Definición de las propiedades del muro M07

Parámetros que definen la curva fuerza desplazamiento

$lw := 5.05 \text{ m}$ $hw := 2.5 \cdot \text{m}$ $tw := 12 \text{ cm}$ *Datos geometricos del muro*

$Ci := 1.925 \cdot \frac{lw}{hw} = 3.889$

$fws := 9 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ *Resistencia a la traccion diagonal*

$Fm := 0.818 \cdot \frac{fws \cdot tw \cdot lw}{Ci} \cdot (1 + \sqrt{Ci^2 + 1})$

$Fm = 63.425 \text{ tonf}$ *Fuerza maxima resistida*

$Fy := 0.6 \cdot Fm = 38.055 \text{ tonf}$ *Fuerza de fluencia*

$\delta m := 0.002 \cdot \sqrt{lw^2 + hw^2} = 0.011 \text{ m}$

$\delta u := 5 \cdot \delta m = 0.056 \text{ m}$ $ke := \frac{Fm}{\delta m} = 5627.9 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

$Gw := 1080 \cdot \text{MPa}$

$Ke := \frac{Gw \cdot lw \cdot tw}{hw} = 29426.6 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

$\delta y := \frac{Fy}{Ke} = 0.001 \text{ m}$

Identification

Property Name: M07

Direction: U1

Type: MultiLinear Plastic

NonLinear: Yes

Linear Properties

Effective Stiffness: 5630 tonf/m

Effective Damping: 0 tonf-s/m

Shear Deformation Location

Distance from End-J: m

Multilinear Force-Displ Relation

Pt	Displ (m)	Force (tonf)
1	-0.06	0
2	-0.011	-64
3	-0.001	-38
4	0	0
5	0.001	0

Max: (-0.06, 0); Min: (-0.011, ...)

Hysteresis Type and Associated Parameters

Hysteresis Type: Pivot

α_1 : 10 β_1 : 0.7 η : 0

α_2 : 10 β_2 : 0.7

Hysteresis Definition Diagram

4.16.8 Definición de las propiedades del muro M08

Parámetros que definen la curva fuerza desplazamiento

$lw := 4.5 \text{ m}$ $hw := 2.5 \cdot \text{m}$ $tw := 12 \text{ cm}$ *Datos geometricos del muro*

$Ci := 1.925 \cdot \frac{lw}{hw} = 3.465$

$fws := 9 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ *Resistencia a la traccion diagonal*

$Fm := 0.818 \cdot \frac{fws \cdot tw \cdot lw}{Ci} \cdot (1 + \sqrt{Ci^2 + 1})$

$Fm = 58.258 \text{ tonf}$ *Fuerza maxima resistida*

$Fy := 0.6 \cdot Fm = 34.955 \text{ tonf}$ *Fuerza de fluencia*

$\delta m := 0.002 \cdot \sqrt{lw^2 + hw^2} = 0.01 \text{ m}$

$\delta u := 5 \cdot \delta m = 0.051 \text{ m}$ $ke := \frac{Fm}{\delta m} = 5658.5 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

$Gw := 1080 \cdot \text{MPa}$

$Ke := \frac{Gw \cdot lw \cdot tw}{hw} = 26221.7 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

$\delta y := \frac{Fy}{Ke} = 0.001 \text{ m}$

Identification

Property Name: M08

Direction: U1

Type: MultiLinear Plastic

NonLinear: Yes

Hysteresis Type and Associated Parameters

Hysteresis Type: Pivot

α_1 : 10 β_1 : 0.7 η : 0

α_2 : 10 β_2 : 0.7

Linear Properties

Effective Stiffness: 5658.5 tonf/m

Effective Damping: 0 tonf-s/m

Hysteresis Definition Diagram

Shear Deformation Location

Distance from End-J: _____ m

Multilinear Force-Displ Relation

Pt	Displ (m)	Force (tonf)
1	-0.05	0
2	-0.01	-59
3	-0.001	-35
4	0	0
5	0.001	0

Max: (-0.05, 0); Min: (-0.01, -59)

4.16.9 Definición de las propiedades del muro M09

Parámetros que definen la curva fuerza desplazamiento

$lw := 2.63 \text{ m}$ $hw := 2.5 \cdot \text{m}$ $tw := 12 \text{ cm}$ *Datos geometricos del muro*

$Ci := 1.925 \cdot \frac{lw}{hw} = 2.025$

$fws := 9 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ *Resistencia a la traccion diagonal*

$Fm := 0.818 \cdot \frac{fws \cdot tw \cdot lw}{Ci} \cdot (1 + \sqrt{Ci^2 + 1})$

$Fm = 41.211 \text{ tonf}$ *Fuerza maxima resistida*

$Fy := 0.6 \cdot Fm = 24.727 \text{ tonf}$ *Fuerza de fluencia*

$\delta m := 0.002 \cdot \sqrt{lw^2 + hw^2} = 0.007 \text{ m}$

$\delta u := 5 \cdot \delta m = 0.036 \text{ m}$ $ke := \frac{Fm}{\delta m} = 5678.6 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

$Gw := 1080 \cdot \text{MPa}$

$Ke := \frac{Gw \cdot lw \cdot tw}{hw} = 15325.1 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

$\delta y := \frac{Fy}{Ke} = 0.002 \text{ m}$

Identification

Property Name: M09

Direction: U1

Type: MultiLinear Plastic

NonLinear: Yes

Linear Properties

Effective Stiffness: 5679 tonf/m

Effective Damping: 0 tonf-s/m

Shear Deformation Location

Distance from End-J: m

Multilinear Force-Displ Relation

Pt	Displ (m)	Force (tonf)
1	-0.036	0
2	-0.007	-42
3	-0.002	-25
4	0	0
5	0.001	0

Add Row Delete Row

Reorder Rows

Max: (-0.036, 0); Min: (-0.007, 0)

Hysteresis Type and Associated Parameters

Hysteresis Type: Pivot

α_1 : 10 β_1 : 0.7 η : 0

α_2 : 10 β_2 : 0.7

Hysteresis Definition Diagram

4.16.10 Definición de las propiedades del muro M010

Parámetros que definen la curva fuerza desplazamiento

$$lw := 2.98 \text{ m} \quad hw := 2.5 \text{ m} \quad tw := 12 \text{ cm} \quad \text{Datos geometricos del muro}$$

$$Ci := 1.925 \cdot \frac{lw}{hw} = 2.295$$

$$fws := 9 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Resistencia a la traccion diagonal}$$

$$Fm := 0.818 \cdot \frac{fws \cdot tw \cdot lw}{Ci} \cdot (1 + \sqrt{Ci^2 + 1})$$

$$Fm = 44.303 \text{ tonf} \quad \text{Fuerza maxima resistida}$$

$$Fy := 0.6 \cdot Fm = 26.582 \text{ tonf} \quad \text{Fuerza de fluencia}$$

$$\delta m := 0.002 \cdot \sqrt{lw^2 + hw^2} = 0.008 \text{ m}$$

$$\delta u := 5 \cdot \delta m = 0.039 \text{ m}$$

$$ke := \frac{Fm}{\delta m} = 5694.8 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

$$Gw := 1080 \cdot \text{MPa}$$

$$Ke := \frac{Gw \cdot lw \cdot tw}{hw} = 17364.6 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

$$\delta y := \frac{Fy}{Ke} = 0.002 \text{ m}$$

Identification

Property Name	M10
Direction	U1
Type	MultiLinear Plastic
NonLinear	Yes

Linear Properties

Effective Stiffness	5695	tonf/m
Effective Damping	0	tonf-s/m

Shear Deformation Location

Distance from End-J: m

Multilinear Force-Displ Relation

Pt	Displ (m)	Force (tonf)
1	-0.039	0
2	-0.008	-44.5
3	-0.002	-27
4	0	0
5	0.001	0

Add Row Delete Row

Reorder Rows

Max: (-0.039, 0); Min: (-0.008, 0)

Hysteresis Type and Associated Parameters

Hysteresis Type: Pivot

α_1	10	β_1	0.7	η	0
α_2	10	β_2	0.7		

Hysteresis Definition Diagram

4.16.11 Definición de las propiedades del muro M011

Parámetros que definen la curva fuerza desplazamiento

$lw := 2.13 \text{ m}$ $hw := 2.5 \text{ m}$ $tw := 12 \text{ cm}$ *Datos geometricos del muro*

$Ci := 1.925 \cdot \frac{lw}{hw} = 1.64$

$fws := 9 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ *Resistencia a la traccion diagonal*

$Fm := 0.818 \cdot \frac{fws \cdot tw \cdot lw}{Ci} \cdot (1 + \sqrt{Ci^2 + 1})$

$Fm = 36.941 \text{ tonf}$ *Fuerza maxima resistida*

$Fy := 0.6 \cdot Fm = 22.165 \text{ tonf}$ *Fuerza de fluencia*

$\delta m := 0.002 \cdot \sqrt{lw^2 + hw^2} = 0.007 \text{ m}$

$\delta u := 5 \cdot \delta m = 0.033 \text{ m}$

$ke := \frac{Fm}{\delta m} = 5623.8 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

$Gw := 1080 \cdot \text{MPa}$

$Ke := \frac{Gw \cdot lw \cdot tw}{hw} = 12411.6 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

$\delta y := \frac{Fy}{Ke} = 0.002 \text{ m}$

Identification

Property Name: M11
 Direction: U1
 Type: MultiLinear Plastic
 NonLinear: Yes

Linear Properties

Effective Stiffness: 5623.8 tonf/m
 Effective Damping: 0 tonf-s/m

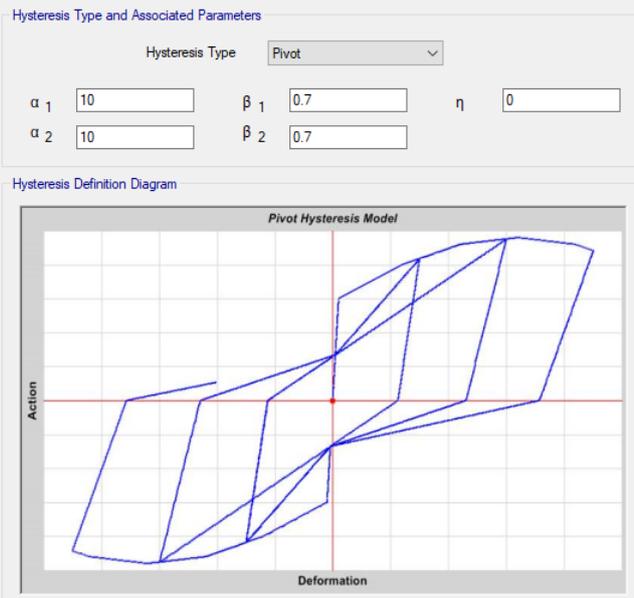
Shear Deformation Location

Distance from End-J: m

Multilinear Force-Displ Relation

Pt	Displ (m)	Force (tonf)
1	-0.033	0
2	-0.007	-37
3	-0.002	-23
4	0	0
5	0.001	0

Max: (-0.033, 0); Min: (-0.007, 0)



4.16.12 Definición de las propiedades del muro M12

Parámetros que definen la curva fuerza desplazamiento

$lw := 2.13 \text{ m}$ $hw := 2.5 \cdot \text{m}$ $tw := 12 \text{ cm}$ *Datos geometricos del muro*

$Ci := 1.925 \cdot \frac{lw}{hw} = 1.64$

$fws := 9 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ *Resistencia a la traccion diagonal*

$Fm := 0.818 \cdot \frac{fws \cdot tw \cdot lw}{Ci} \cdot (1 + \sqrt{Ci^2 + 1})$

$Fm = 36.941 \text{ tonf}$ *Fuerza maxima resistida*

$Fy := 0.6 \cdot Fm = 22.165 \text{ tonf}$ *Fuerza de fluencia*

$\delta m := 0.002 \cdot \sqrt{lw^2 + hw^2} = 0.007 \text{ m}$

$\delta u := 5 \cdot \delta m = 0.033 \text{ m}$

$ke := \frac{Fm}{\delta m} = 5623.8 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

$Gw := 1080 \cdot \text{MPa}$

$Ke := \frac{Gw \cdot lw \cdot tw}{hw} = 12411.6 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

$\delta y := \frac{Fy}{Ke} = 0.002 \text{ m}$

Identification

Property Name: M12

Direction: U1

Type: MultiLinear Plastic

NonLinear: Yes

Hysteresis Type and Associated Parameters

Hysteresis Type: Pivot

α_1 : 10 β_1 : 0.7 η : 0

α_2 : 10 β_2 : 0.7

Linear Properties

Effective Stiffness: 5623.8 tonf/m

Effective Damping: 0 tonf-s/m

Shear Deformation Location

Distance from End-J: m

Hysteresis Definition Diagram

Multilinear Force-Displ Relation

Pt	Displ (m)	Force (tonf)
1	-0.033	0
2	-0.007	-37
3	-0.002	-23
4	0	0
5	0.001	0

Max: (-0.033, 0); Min: (-0.007, 0)

4.16.13 Definición de las propiedades del muro M13

Parámetros que definen la curva fuerza desplazamiento

$lw := 1.29 \text{ m}$ $hw := 2.5 \cdot \text{m}$ $tw := 12 \text{ cm}$ *Datos geometricos del muro*

$$Ci := 1.925 \cdot \frac{lw}{hw} = 0.993$$

$fws := 9 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ *Resistencia a la traccion diagonal*

$$Fm := 0.818 \cdot \frac{fws \cdot tw \cdot lw}{Ci} \cdot (1 + \sqrt{Ci^2 + 1})$$

$Fm = 30.473 \text{ tonf}$ *Fuerza maxima resistida*

$Fy := 0.6 \cdot Fm = 18.284 \text{ tonf}$ *Fuerza de fluencia*

$$\delta m := 0.002 \cdot \sqrt{lw^2 + hw^2} = 0.006 \text{ m}$$

$$\delta u := 5 \cdot \delta m = 0.028 \text{ m}$$

$$ke := \frac{Fm}{\delta m} = 5416.1 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

$$Gw := 1080 \cdot \text{MPa}$$

$$Ke := \frac{Gw \cdot lw \cdot tw}{hw} = 7516.9 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

$$\delta y := \frac{Fy}{Ke} = 0.002 \text{ m}$$

Identification

Property Name: M13

Direction: U1

Type: MultiLinear Plastic

NonLinear: Yes

Linear Properties

Effective Stiffness: 5417 tonf/m

Effective Damping: 0 tonf-s/m

Shear Deformation Location

Distance from End-J: _____ m

Multilinear Force-Displ Relation

Pt	Displ (m)	Force (tonf)
1	-0.028	0
2	-0.006	-31
3	-0.002	-19
4	0	0
5	0.001	0

Add Row Delete Row

Reorder Rows

Max: (-0.028, 0); Min: (-0.006, 0)

Hysteresis Type and Associated Parameters

Hysteresis Type: Pivot

α_1 : 10 β_1 : 0.7 η : 0

α_2 : 10 β_2 : 0.7

Hysteresis Definition Diagram

4.16.14 Definición de las propiedades del muro M14

Parámetros que definen la curva fuerza desplazamiento

$lw := 3.95 \text{ m}$ $hw := 2.5 \cdot \text{m}$ $tw := 12 \text{ cm}$ *Datos geometricos del muro*

$Ci := 1.925 \cdot \frac{lw}{hw} = 3.042$

$fws := 9 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ *Resistencia a la traccion diagonal*

$Fm := 0.818 \cdot \frac{fws \cdot tw \cdot lw}{Ci} \cdot (1 + \sqrt{Ci^2 + 1})$

$Fm = 53.139 \text{ tonf}$ *Fuerza maxima resistida*

$Fy := 0.6 \cdot Fm = 31.883 \text{ tonf}$ *Fuerza de fluencia*

$\delta m := 0.002 \cdot \sqrt{lw^2 + hw^2} = 0.009 \text{ m}$

$\delta u := 5 \cdot \delta m = 0.047 \text{ m}$ $ke := \frac{Fm}{\delta m} = 5683.7 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

$Gw := 1080 \cdot \text{MPa}$

$Ke := \frac{Gw \cdot lw \cdot tw}{hw} = 23016.8 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

$\delta y := \frac{Fy}{Ke} = 0.001 \text{ m}$

Identification

Property Name: M14

Direction: U1

Type: MultiLinear Plastic

NonLinear: Yes

Linear Properties

Effective Stiffness: 5683.7 tonf/m

Effective Damping: 0 tonf-s/m

Shear Deformation Location

Distance from End-J: m

Multilinear Force-Displ Relation

Pt	Displ (m)	Force (tonf)
1	-0.047	0
2	-0.009	-54
3	-0.001	-32
4	0	0
5	0.001	0

Max: (-0.047, 0); Min: (-0.009, 0)

Hysteresis Type and Associated Parameters

Hysteresis Type: Pivot

α_1 : 10 β_1 : 0.7 η : 0

α_2 : 10 β_2 : 0.7

Hysteresis Definition Diagram

4.16.15 Definición de las propiedades del muro M15

Parámetros que definen la curva fuerza desplazamiento

$lw := 1.87 \text{ m}$ $hw := 2.5 \cdot \text{m}$ $tw := 12 \text{ cm}$ *Datos geometricos del muro*

$Ci := 1.925 \cdot \frac{lw}{hw} = 1.44$

$fws := 9 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ *Resistencia a la traccion diagonal*

$Fm := 0.818 \cdot \frac{fws \cdot tw \cdot lw}{Ci} \cdot (1 + \sqrt{Ci^2 + 1})$

$Fm = 34.819 \text{ tonf}$ *Fuerza maxima resistida*

$Fy := 0.6 \cdot Fm = 20.891 \text{ tonf}$ *Fuerza de fluencia*

$\delta m := 0.002 \cdot \sqrt{lw^2 + hw^2} = 0.006 \text{ m}$

$\delta u := 5 \cdot \delta m = 0.031 \text{ m}$ $ke := \frac{Fm}{\delta m} = 5576.3 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

$Gw := 1080 \cdot \text{MPa}$

$Ke := \frac{Gw \cdot lw \cdot tw}{hw} = 10896.6 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

$\delta y := \frac{Fy}{Ke} = 0.002 \text{ m}$

Identification

Property Name: M15

Direction: U1

Type: MultiLinear Plastic

NonLinear: Yes

Hysteresis Type and Associated Parameters

Hysteresis Type: Pivot

α_1 : 10 β_1 : 0.7 η : 0

α_2 : 10 β_2 : 0.7

Linear Properties

Effective Stiffness: 5576.3 tonf/m

Effective Damping: 0 tonf-s/m

Shear Deformation Location

Distance from End-J: m

Hysteresis Definition Diagram

Multilinear Force-Displ Relation

Pt	Displ (m)	Force (tonf)
1	-0.031	0
2	-0.006	-35
3	-0.002	-21
4	0	0
5	0.001	0

Max: (-0.031, 0); Min: (-0.006, 0)

4.16.16 Definición de las propiedades del muro M16

Parámetros que definen la curva fuerza desplazamiento

$lw := 2.47 \text{ m}$ $hw := 2.5 \cdot \text{m}$ $tw := 12 \text{ cm}$ *Datos geométricos del muro*

$$Ci := 1.925 \cdot \frac{lw}{hw} = 1.902$$

$fws := 9 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ *Resistencia a la tracción diagonal*

$$Fm := 0.818 \cdot \frac{fws \cdot tw \cdot lw}{Ci} \cdot (1 + \sqrt{Ci^2 + 1})$$

$Fm = 39.823 \text{ tonf}$ *Fuerza máxima resistida*

$Fy := 0.6 \cdot Fm = 23.894 \text{ tonf}$ *Fuerza de fluencia*

$$\delta m := 0.002 \cdot \sqrt{lw^2 + hw^2} = 0.007 \text{ m}$$

$$\delta u := 5 \cdot \delta m = 0.035 \text{ m}$$

$$ke := \frac{Fm}{\delta m} = 5665.7 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

$$Gw := 1080 \cdot \text{MPa}$$

$$Ke := \frac{Gw \cdot lw \cdot tw}{hw} = 14392.8 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

$$\delta y := \frac{Fy}{Ke} = 0.002 \text{ m}$$

Identification

Property Name:

Direction:

Type:

NonLinear:

Linear Properties

Effective Stiffness: tonf/m

Effective Damping: tonf-s/m

Shear Deformation Location

Distance from End-J: m

Multilinear Force-Displ Relation

Pt	Displ (m)	Force (tonf)
1	-0.035	0
2	-0.007	-40
3	-0.002	-24
4	0	0
5	0.001	0

 Max: (-0.035, 0); Min: (-0.007, 0)

Hysteresis Type and Associated Parameters

Hysteresis Type:

α_1 : β_1 : η :

α_2 : β_2 :

Hysteresis Definition Diagram

4.16.17 Definición de las propiedades del muro M17

Parámetros que definen la curva fuerza desplazamiento

$lw := 2 \text{ m}$ $hw := 2.5 \cdot \text{m}$ $tw := 12 \text{ cm}$ *Datos geometricos del muro*

$$Ci := 1.925 \cdot \frac{lw}{hw} = 1.44$$

$fws := 9 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ *Resistencia a la traccion diagonal*

$$Fm := 0.818 \cdot \frac{fws \cdot tw \cdot lw}{Ci} \cdot (1 + \sqrt{Ci^2 + 1})$$

$Fm = 34.819 \text{ tonf}$ *Fuerza maxima resistida*

$Fy := 0.6 \cdot Fm = 20.891 \text{ tonf}$ *Fuerza de fluencia*

$$\delta m := 0.002 \cdot \sqrt{lw^2 + hw^2} = 0.006 \text{ m}$$

$\delta u := 5 \cdot \delta m = 0.031 \text{ m}$ $ke := \frac{Fm}{\delta m} = 5576.3 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

$Gw := 1080 \cdot \text{MPa}$

$$Ke := \frac{Gw \cdot lw \cdot tw}{hw} = 10896.6 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

$\delta y := \frac{Fy}{Ke} = 0.002 \text{ m}$

Identification

Property Name: M17

Direction: U1

Type: MultiLinear Plastic

NonLinear: Yes

Linear Properties

Effective Stiffness: 5576.3 tonf/m

Effective Damping: 0 tonf-s/m

Shear Deformation Location

Distance from End-J: m

Multilinear Force-Displ Relation

Pt	Displ (m)	Force (tonf)
1	-0.031	0
2	-0.006	-35
3	-0.002	-21
4	0	0
5	0.001	0

Max: (-0.031, 0); Min: (-0.006, 0)

Hysteresis Type and Associated Parameters

Hysteresis Type: Pivot

α_1 : 10 β_1 : 0.7 η : 0

α_2 : 10 β_2 : 0.7

Hysteresis Definition Diagram

4.16.18 Definición de las propiedades del muro M18

Parámetros que definen la curva fuerza desplazamiento

$lw := 1.8 \text{ m}$ $hw := 2.5 \cdot \text{m}$ $tw := 12 \text{ cm}$ *Datos geometricos del muro*

$Ci := 1.925 \cdot \frac{lw}{hw} = 1.54$

$fws := 9 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ *Resistencia a la traccion diagonal*

$Fm := 0.818 \cdot \frac{fws \cdot tw \cdot lw}{Ci} \cdot (1 + \sqrt{Ci^2 + 1})$

$Fm = 35.87 \text{ tonf}$ *Fuerza maxima resistida*

$Fy := 0.6 \cdot Fm = 21.522 \text{ tonf}$ *Fuerza de fluencia*

$\delta m := 0.002 \cdot \sqrt{lw^2 + hw^2} = 0.006 \text{ m}$

$\delta u := 5 \cdot \delta m = 0.032 \text{ m}$ $ke := \frac{Fm}{\delta m} = 5601.9 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

$Gw := 1080 \cdot \text{MPa}$

$Ke := \frac{Gw \cdot lw \cdot tw}{hw} = 11654.1 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

$\delta y := \frac{Fy}{Ke} = 0.002 \text{ m}$

Identification

Property Name	M18
Direction	U1
Type	MultiLinear Plastic
NonLinear	Yes

Linear Properties

Effective Stiffness	5602	tonf/m
Effective Damping	0	tonf-s/m

Shear Deformation Location

Distance from End-J: m

Multilinear Force-Displ Relation

Pt	Displ (m)	Force (tonf)
1	-0.032	0
2	-0.006	-36
3	-0.002	-22
4	0	0
5	0.001	0

Add Row Delete Row Reorder Rows

Max: (-0.032, 0) Min: (-0.006, ...)

Hysteresis Type and Associated Parameters

Hysteresis Type:

α_1 β_1 η

α_2 β_2

Hysteresis Definition Diagram

4.16.19 Definición de las propiedades del muro M19

Parámetros que definen la curva fuerza desplazamiento

$lw := 2.6 \text{ m}$ $hw := 2.5 \text{ m}$ $tw := 12 \text{ cm}$ *Datos geometricos del muro*

$Ci := 1.925 \cdot \frac{lw}{hw} = 2.002$

$fws := 9 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ *Resistencia a la traccion diagonal*

$Fm := 0.818 \cdot \frac{fws \cdot tw \cdot lw}{Ci} \cdot (1 + \sqrt{Ci^2 + 1})$

$Fm = 40.949 \text{ tonf}$ *Fuerza maxima resistida*

$Fy := 0.6 \cdot Fm = 24.57 \text{ tonf}$ *Fuerza de fluencia*

$\delta m := 0.002 \cdot \sqrt{lw^2 + hw^2} = 0.007 \text{ m}$

$\delta u := 5 \cdot \delta m = 0.036 \text{ m}$ $ke := \frac{Fm}{\delta m} = 5676.5 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

$Gw := 1080 \cdot \text{MPa}$

$Ke := \frac{Gw \cdot lw \cdot tw}{hw} = 15150.3 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

$\delta y := \frac{Fy}{Ke} = 0.002 \text{ m}$

Identification

Property Name: M19

Direction: U1

Type: MultiLinear Plastic

NonLinear: Yes

Linear Properties

Effective Stiffness: 5677 tonf/m

Effective Damping: 0 tonf-s/m

Shear Deformation Location

Distance from End-J: m

Multilinear Force-Displ Relation

Pt	Displ (m)	Force (tonf)
1	-0.036	0
2	-0.007	-41
3	-0.002	-25
4	0	0
5	0.001	0

Max: (-0.036, 0); Min: (-0.007, 0)

Hysteresis Type and Associated Parameters

Hysteresis Type: Pivot

α_1 : 10 β_1 : 0.7 η : 0

α_2 : 10 β_2 : 0.7

Hysteresis Definition Diagram

4.17 Definición de los modelos puntal tirante

En el entorno de ETABS, los modelos puntal tirante han sido definidos usando elementos link. Este tipo de elementos son capaces de desarrollar comportamiento no lineal, por lo que fue útil para modelar la plasticidad.

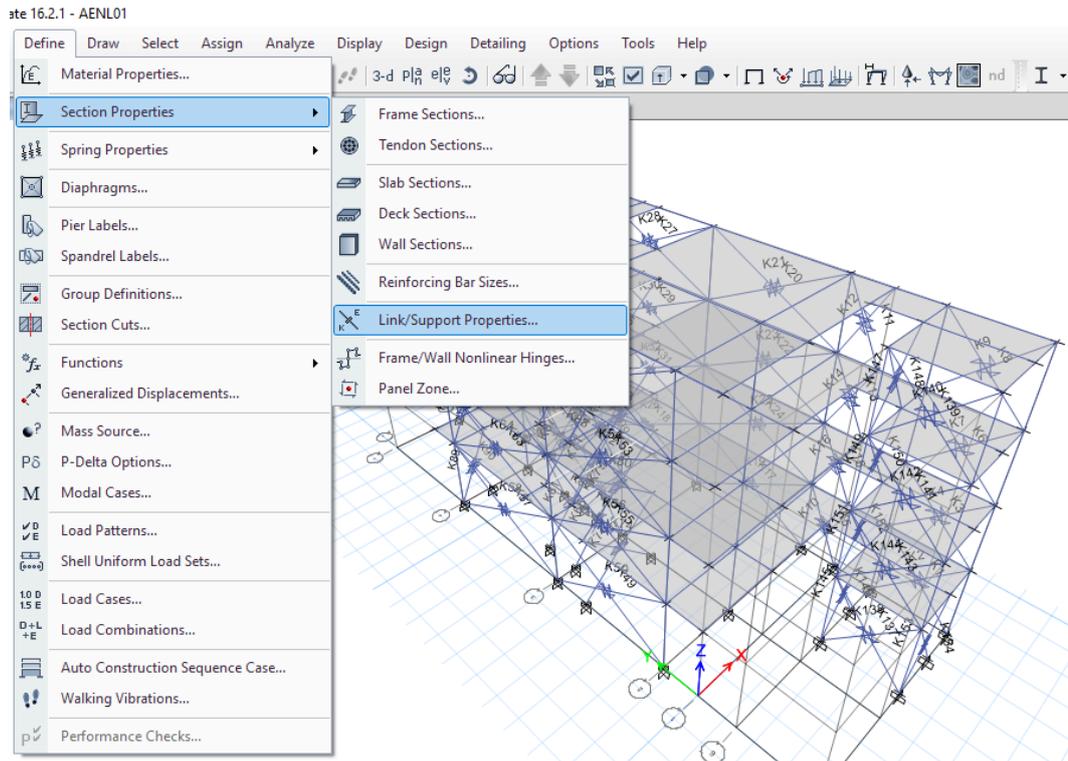


Figura 68: Definición de los modelos puntal tirante.

General							
Link Property Name	M01			Link Type	MultiLinear Plastic		
Link Property Notes	Modify/Show Notes...			P-Delta Parameters	Modify/Show...		
Total Mass and Weight							
Mass	0	tonf-s ² /m	Rotational Inertia 1	0	tonf-m-s ²		
Weight	0	tonf	Rotational Inertia 2	0	tonf-m-s ²		
			Rotational Inertia 3	0	tonf-m-s ²		
Directional Properties							
Direction	Fixed	NonLinear	Properties	Direction	Fixed	NonLinear	Properties
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U1...	<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R1...
<input type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U2...	<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R2...
<input type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U3...	<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R3...

Figura 69: Definición de las propiedades no lineales axiales.

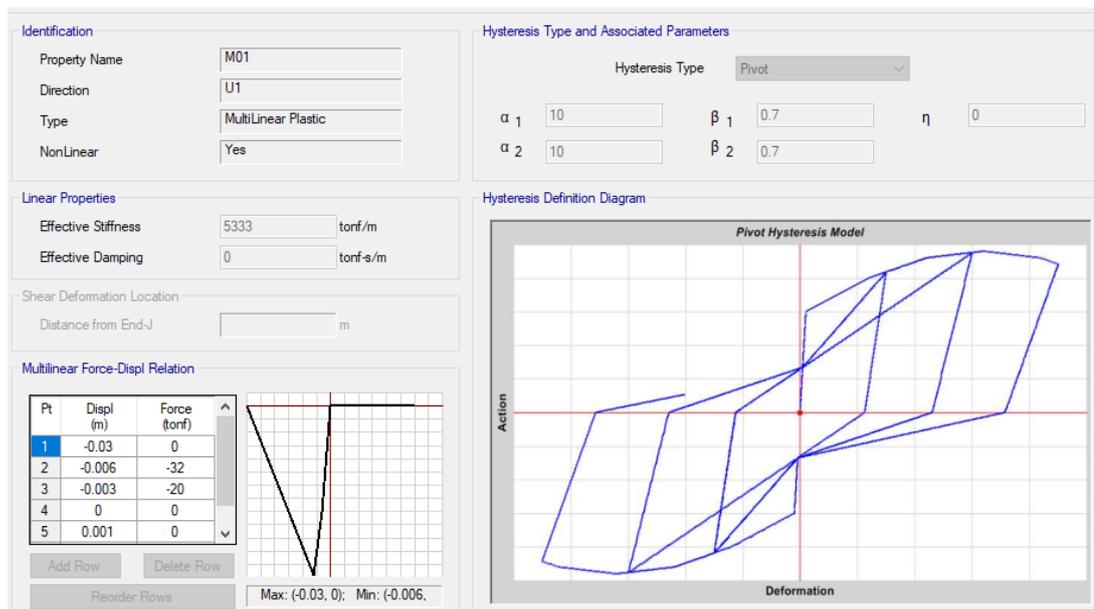


Figura 70: Definición de la curva esqueleto y los lazos de histéresis.

4.18 Diagramas momento curvatura para los elementos de concreto armado

Es importante tener en cuenta que una vez que los muros hayan agotado su capacidad de resistir esfuerzos cortantes, estos serán transmitidos a las columnas y vigas, por lo que el comportamiento no lineal recaerá en ellos.

La definición del comportamiento inelástico de pórticos de concreto armado debe tener en cuenta la cuantía de acero de refuerzo instalada en la sección, así como las características de los materiales constituyentes. En este sentido, la mejor manera de estimar tales características es mediante un diagrama momento curvatura de la sección. A continuación, se presenta el análisis de una sección característica a modo de ejemplo.

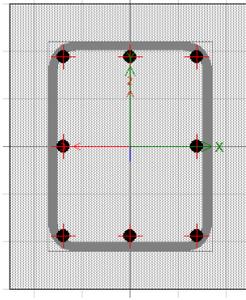


Figura 71: Sección transversal típica presente en el sistema resistente vertical.

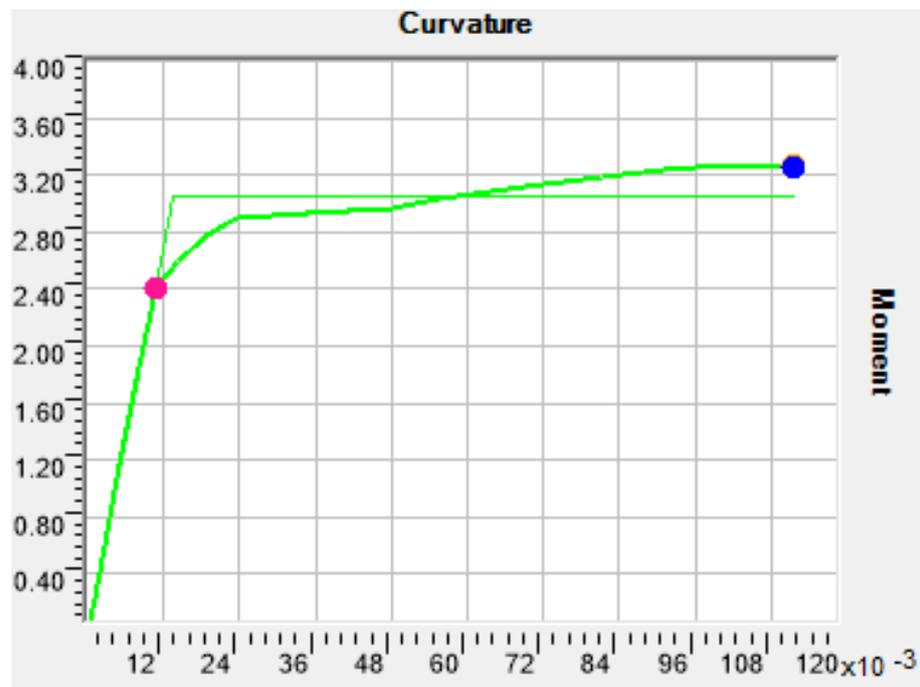


Figura 72: Diagrama momento-curvatura característico de la sección analizada.

El momento máximo nominal del diagrama momento curvatura y la curvatura relacionada a la falla del elemento se muestran a continuación:

$$M_n = 3 \text{ t.m}$$

$$\varphi = 0.12 \text{ m}^{-1}$$

La curvatura asociada a la ductilidad del espécimen, en el caso del ETABS, es de 0.015, por lo que este valor debe ser afectado para obtener la curvatura deseada, que en este caso fue de 0.12 m^{-1} .

$$F_o=0.12/0.015=8$$

Finalmente, estos parámetros son colocados en las posiciones correspondientes al momento de definir la curva fuerza desplazamiento inelástico (backbone) de cada columna existente dentro del edificio. Una vista de este proceso se puede ver en la Figura 73.

Point	Moment/SF	Curvature/SF
E-	-0.2	-0.025
D-	-0.2	-0.015
C-	-1.1	-0.015
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.1	0.015
D	0.2	0.015
E	0.2	0.025

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero
 Is Extrapolated

Scaling for Moment and Curvature

Use Yield Moment Moment SF Positive: 3 Negative: 3 tonf-m
 Use Yield Curvature Curvature SF Positive: 8 Negative: 8 1/m
(Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Curvature/SF)

Immediate Occupancy Positive: 0.003 Negative: -0.003
 Life Safety Positive: 0.012 Negative: -0.012
 Collapse Prevention Positive: 0.015 Negative: -0.015
 Show Acceptance Criteria on Plot

Type

Moment - Rotation
 Moment - Curvature Hinge Length: 0.6 m
 Relative Length

Hysteresis Type and Parameters

Hysteresis: Isotropic
 No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

OK Cancel

Figura 73: Definición de la curva esqueleto para el caso de columnas.

Point	Moment/SF	Curvature/SF
E-	-0.2	-0.025
D-	-0.2	-0.015
C-	-1.1	-0.015
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.1	0.015
D	0.2	0.015
E	0.2	0.025

Symmetric

Type

Moment - Rotation

Moment - Curvature
Hinge Length m

Relative Length

Hysteresis Type and Parameters

Hysteresis

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Scaling for Moment and Curvature

Use Yield Moment Moment SF tonf-m

Use Yield Curvature Curvature SF 1/m
(Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Curvature/SF)

Immediate Occupancy

Life Safety

Collapse Prevention

Show Acceptance Criteria on Plot

Figura 74: Definición de la curva esqueleto para el caso de vigas.

Point	Moment/SF	Curvature/SF
E-	-0.2	-0.025
D-	-0.2	-0.015
C-	-1.1	-0.015
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.1	0.015
D	0.2	0.015
E	0.2	0.025

Symmetric

Type

Moment - Rotation

Moment - Curvature
Hinge Length m

Relative Length

Hysteresis Type and Parameters

Hysteresis

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Scaling for Moment and Curvature

Use Yield Moment Moment SF tonf-m

Use Yield Curvature Curvature SF 1/m
(Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Curvature/SF)

Immediate Occupancy

Life Safety

Collapse Prevention

Show Acceptance Criteria on Plot

Figura 75: Definición de la curva esqueleto para el caso de columnas.

4.19 Evaluación de las masas faltantes

El uso de modelos puntal tirante ha provocado que exista una reducción de masa, ya que los modelos propuestos fueron colocados en sustitución de los muros modelados con elementos Shell. Por esta razón ha sido necesario la evaluación de las masas faltantes al realizar el artificio mencionado. A continuación, se muestran las cargas consideradas en el análisis para este fin.

Tabla 31: Pesos acumulados, simples y sísmicos para la edificación con el modelo puntal tirante.

Story	D	L	d	l	ms
Story4	69.5	10.6	69.5	10.6	74.8
Story3	149.2	37.8	79.7	27.2	93.3
Story2	228.9	65.1	79.7	27.2	93.3
Story1	309.5	92.3	80.6	27.2	94.2

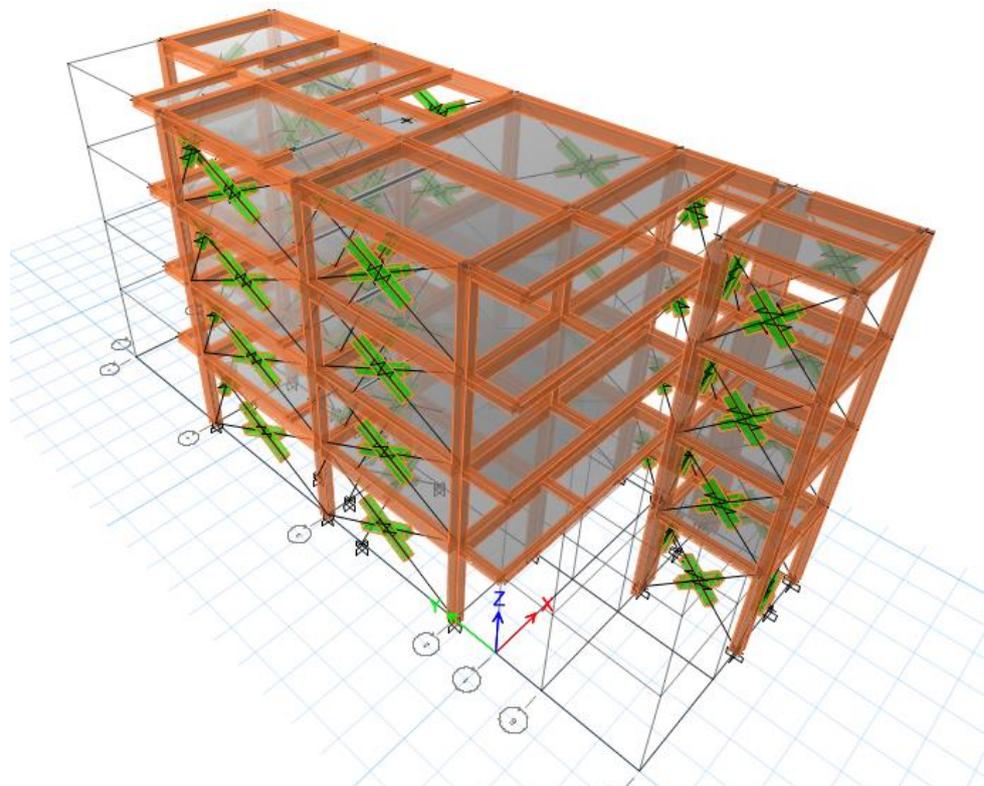


Figura 76: Modelo tridimensional de la estructura analizada con modelos puntal tirante.

Un resumen de los cálculos considerando la masa faltante se muestra a continuación. Como se puede apreciar, este cálculo se ha hecho considerando el área total de que se dispone por piso.

Tabla 32: Determinación de las masas adicionales requeridas por entrepiso.

msl	mss	Dm	Ccu (t/m ²)
74.8	103.83	29.00	0.27
93.3	121.57	28.25	0.26
93.3	121.57	28.25	0.26
94.2	126.72	32.52	0.30

4.20 Evaluación de las características dinámicas de la estructura

En seguida, se muestran las formas de modo obtenidas mediante el uso de los macromodelos propuestos. Es importante tener en cuenta que los modelos de Martinelli no toman en cuenta la rigidez pre agrietada, por lo que, como se ve, existe una diferencia considerable con los resultados del análisis lineal.

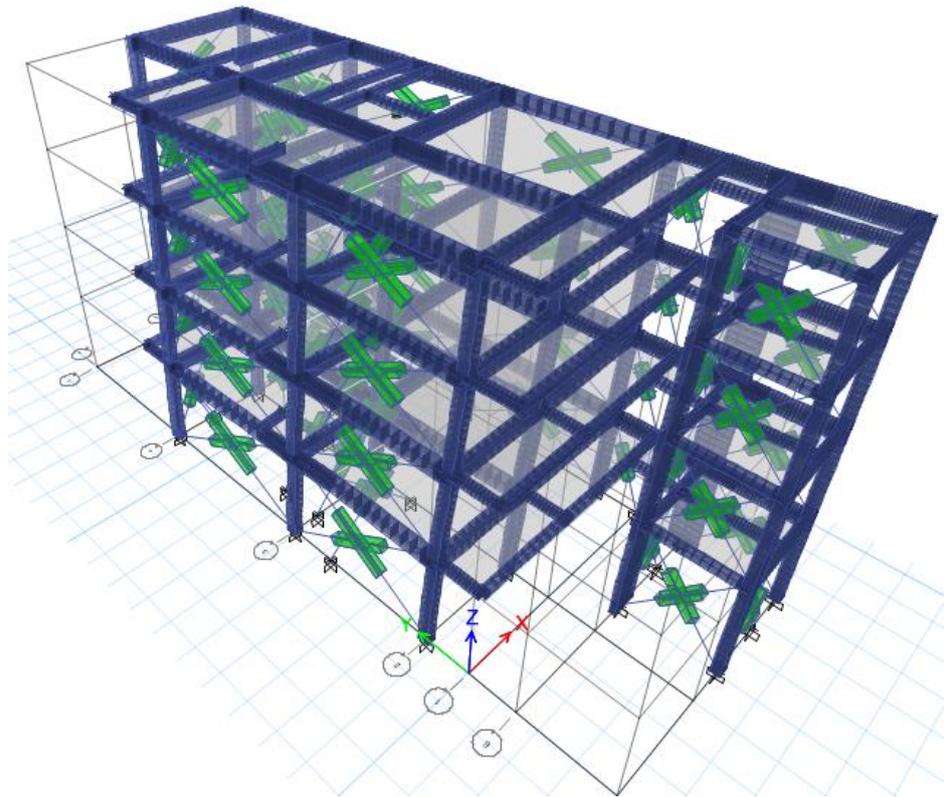


Figura 77: Primera forma modal de la estructura analizada $T=0.426$ s.

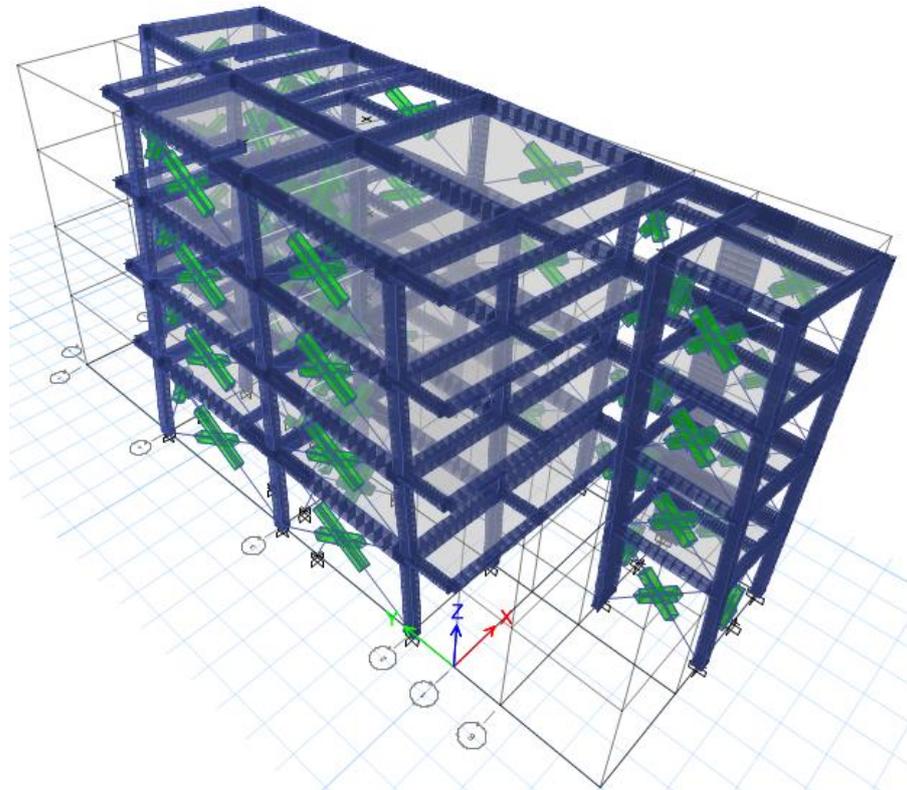


Figura 78: Segunda forma modal de la estructura analizada $T=0.273$ s.

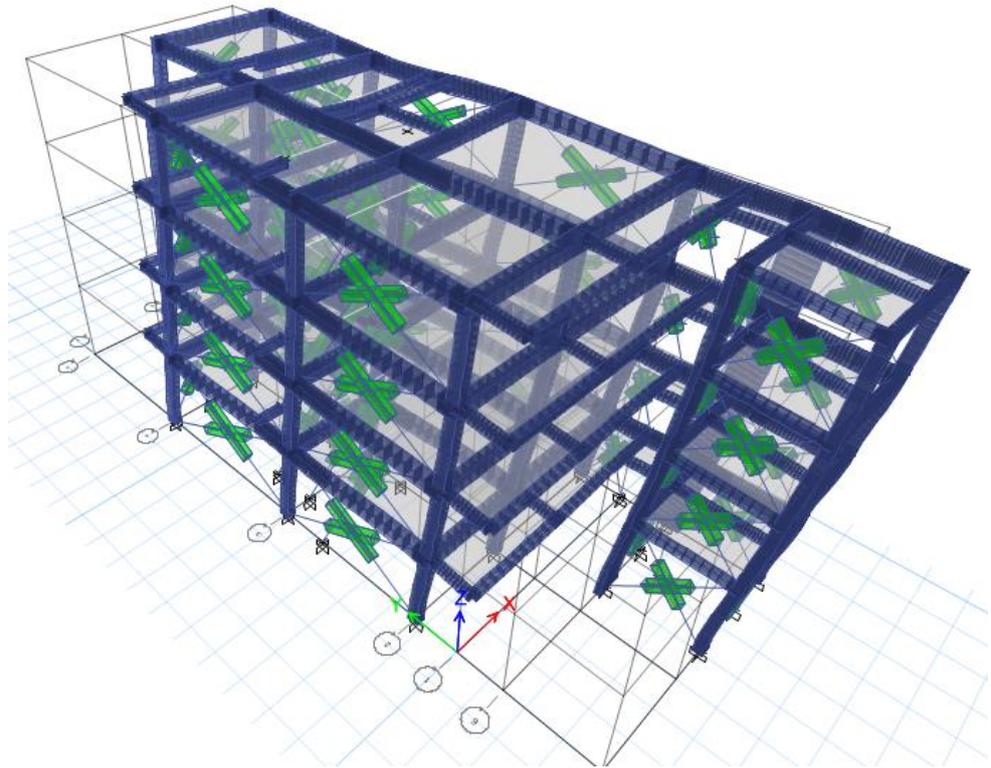


Figura 79: Tercera forma modal de la estructura analizada $T=0.256$ s.

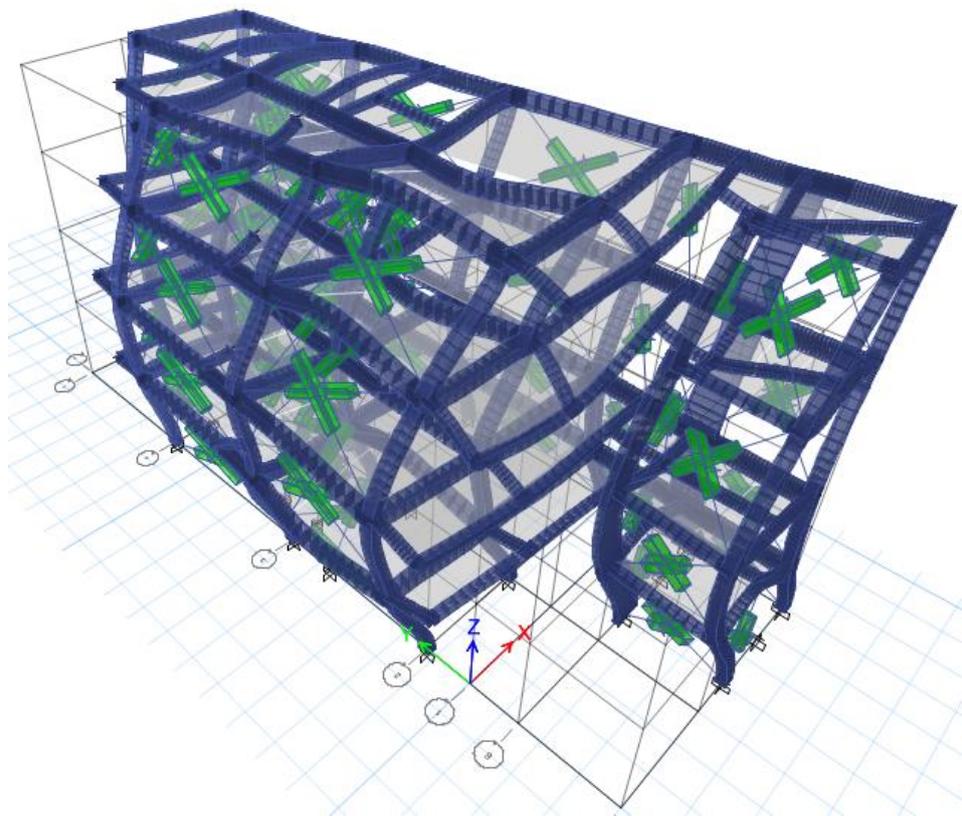


Figura 80: Cuarta forma modal de la estructura analizada $T=0.136$ s.

Tabla 33: Propiedades dinámicas de la estructura analizada.

Modo	Periodo s	Frecuencia cyc/s	Frecuencia circular rad/sec	Eigenvalor rad ² /sec ²
1	0.426	2.35	14.7	217.5
2	0.273	3.66	23.0	528.2
3	0.256	3.91	24.6	604.7
4	0.136	7.37	46.3	2143.7
5	0.125	8.00	50.2	2524.4
6	0.124	8.09	50.8	2583.2
7	0.122	8.17	51.3	2632.8
8	0.115	8.69	54.6	2982.0
9	0.093	10.71	67.3	4528.5

Tabla 34: Factores de participación de masas.

Modo	Periodo	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
1	0.426	0.712	0.002	0.712	0.002	0.101	0.101
2	0.273	0.114	0.028	0.826	0.030	0.707	0.808
3	0.256	0.000	0.832	0.826	0.862	0.030	0.838
4	0.136	0.111	0.001	0.938	0.863	0.017	0.855
5	0.125	0.000	0.001	0.938	0.864	0.000	0.855
6	0.124	0.002	0.001	0.940	0.865	0.000	0.855
7	0.122	0.000	0.000	0.940	0.865	0.000	0.855
8	0.115	0.001	0.000	0.940	0.865	0.000	0.855
9	0.093	0.015	0.012	0.955	0.876	0.081	0.936
10	0.089	0.002	0.057	0.957	0.933	0.018	0.954
11	0.088	0.000	0.005	0.957	0.938	0.000	0.954
12	0.087	0.000	0.000	0.957	0.938	0.000	0.954
13	0.087	0.000	0.022	0.957	0.960	0.000	0.954
14	0.084	0.000	0.002	0.957	0.962	0.000	0.954
15	0.082	0.000	0.001	0.957	0.963	0.000	0.955

16	0.079	0.000	0.000	0.957	0.963	0.000	0.955
17	0.078	0.000	0.000	0.957	0.963	0.000	0.955
18	0.077	0.000	0.002	0.957	0.966	0.000	0.955
19	0.075	0.015	0.000	0.973	0.966	0.005	0.961
20	0.075	0.008	0.001	0.981	0.967	0.003	0.963
21	0.073	0.004	0.000	0.984	0.967	0.001	0.964
22	0.071	0.000	0.000	0.984	0.968	0.000	0.964
23	0.07	0.001	0.000	0.984	0.968	0.000	0.964
24	0.07	0.000	0.001	0.984	0.969	0.000	0.964
25	0.07	0.000	0.000	0.985	0.969	0.000	0.964
26	0.068	0.000	0.000	0.985	0.969	0.000	0.964
27	0.063	0.000	0.000	0.985	0.969	0.000	0.964
28	0.062	0.000	0.000	0.985	0.969	0.000	0.964
29	0.061	0.000	0.000	0.985	0.969	0.000	0.965
30	0.06	0.000	0.000	0.985	0.969	0.000	0.965

4.21 Determinación de la curva de capacidad

Las curvas de capacidad de la edificación bajo estudio se muestran a continuación, tanto para el caso de la dirección X como para la dirección Y.

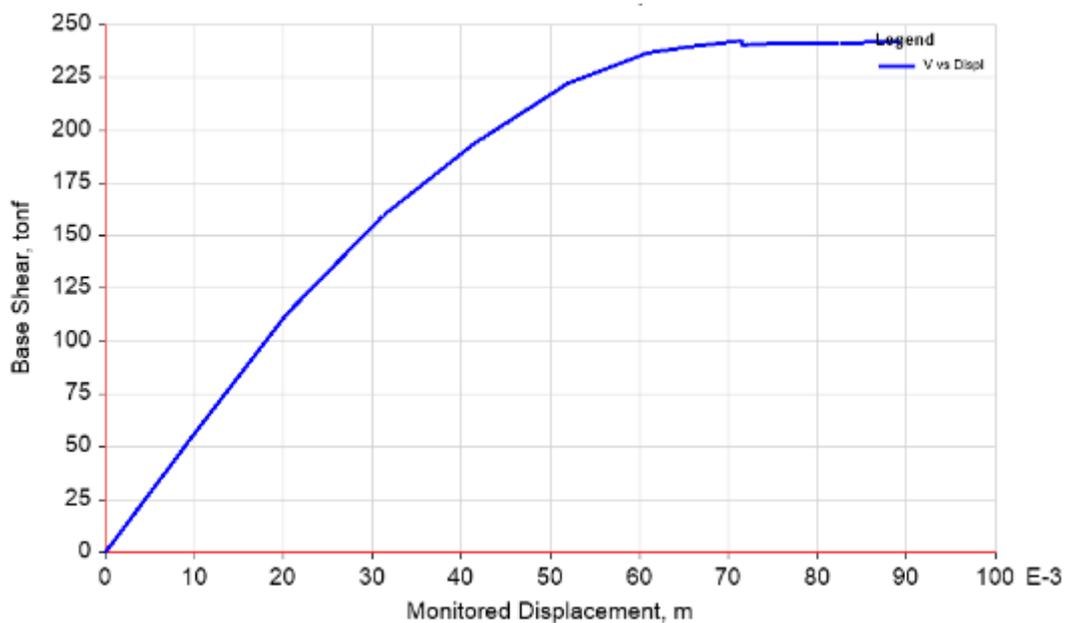


Figura 81: Curva de capacidad de la estructura analizada en dirección X.

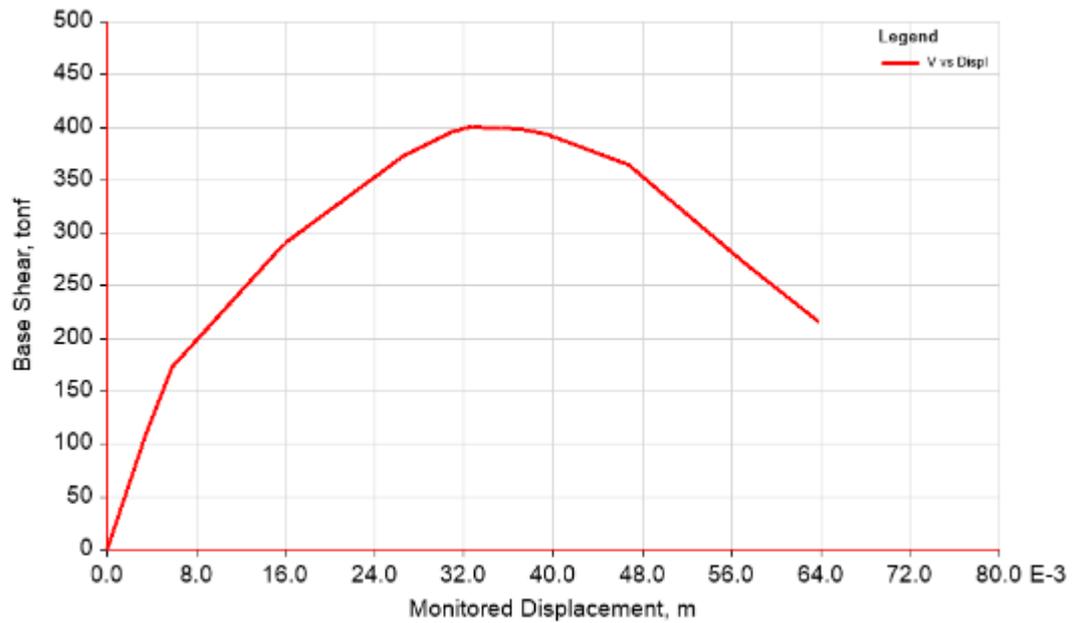


Figura 82: Curva de capacidad de la estructura analizada en dirección Y.

4.22 Comportamiento sísmico de los muros de albañilería

En esta sección se describe el comportamiento sísmico exhibido por los muros de albañilería que conforman el sistema estructural. En cada uno de los casos mostrados se muestra, en primer lugar, los muros presentes en cada uno de los ejes y a continuación se muestra el comportamiento estructural de estos mediante sus curvas de comportamiento.

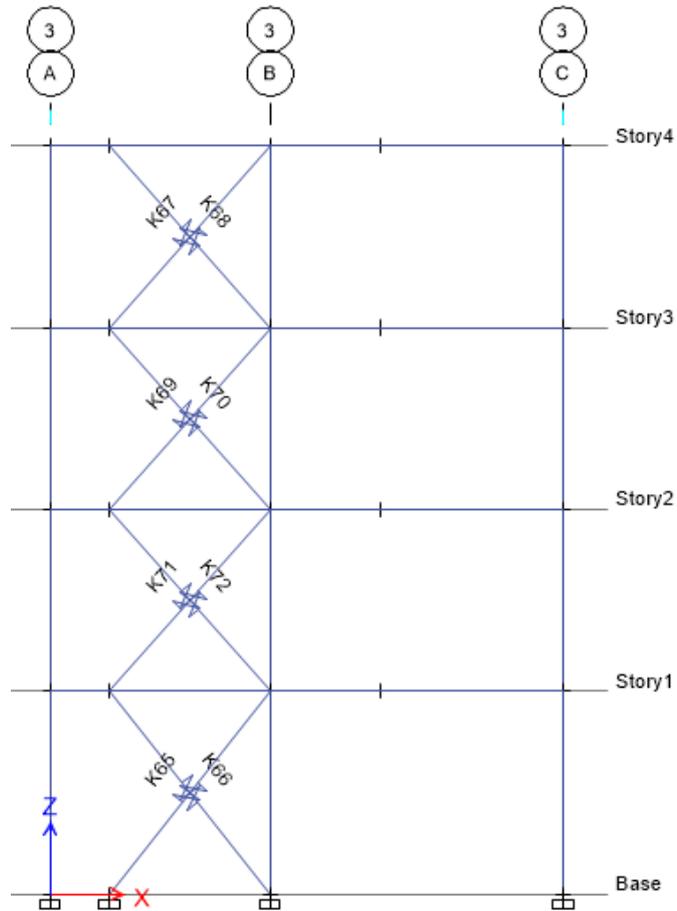


Figura 83: Muros de albañilería del eje 3 y los elementos Link asociados.

A continuación, se muestran los muros presentes en el eje 3 del sistema estructural. El comportamiento de estos elementos se muestra a continuación presentándolos por cada nivel.

En este sentido, se puede apreciar que el muro del primer nivel estuvo sometido a mayores niveles de demanda sísmica. Se concluye esto debido a que el elemento no solo alcanzó su capacidad máxima, sino que también alcanzó la zona de ablandamiento.

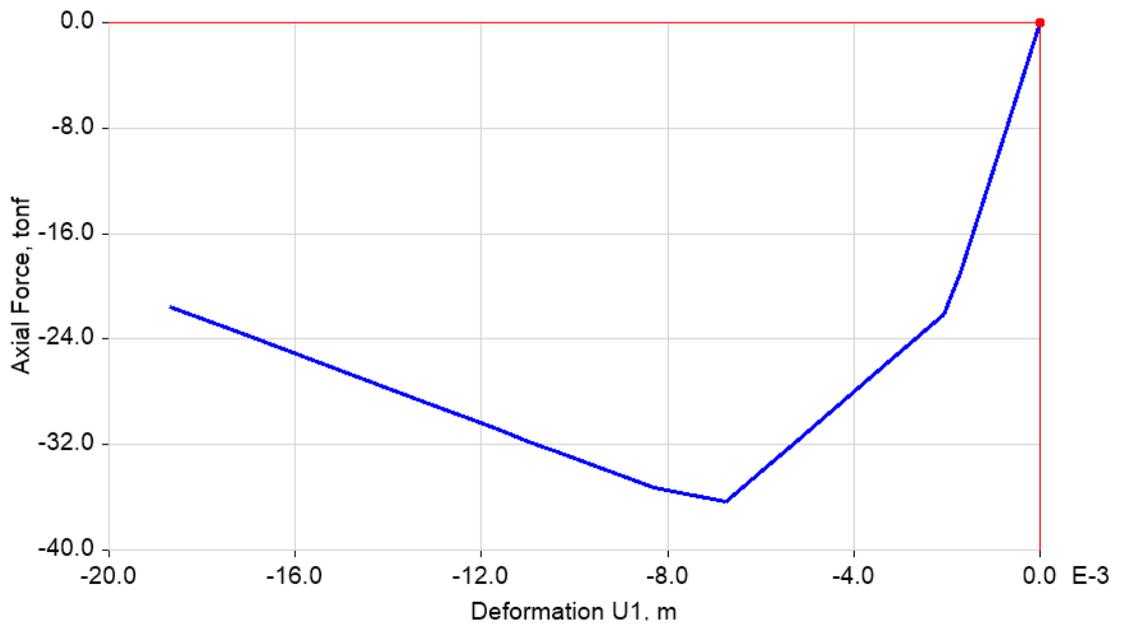


Figura 84: Curva de comportamiento del muro ubicado en el primer piso.

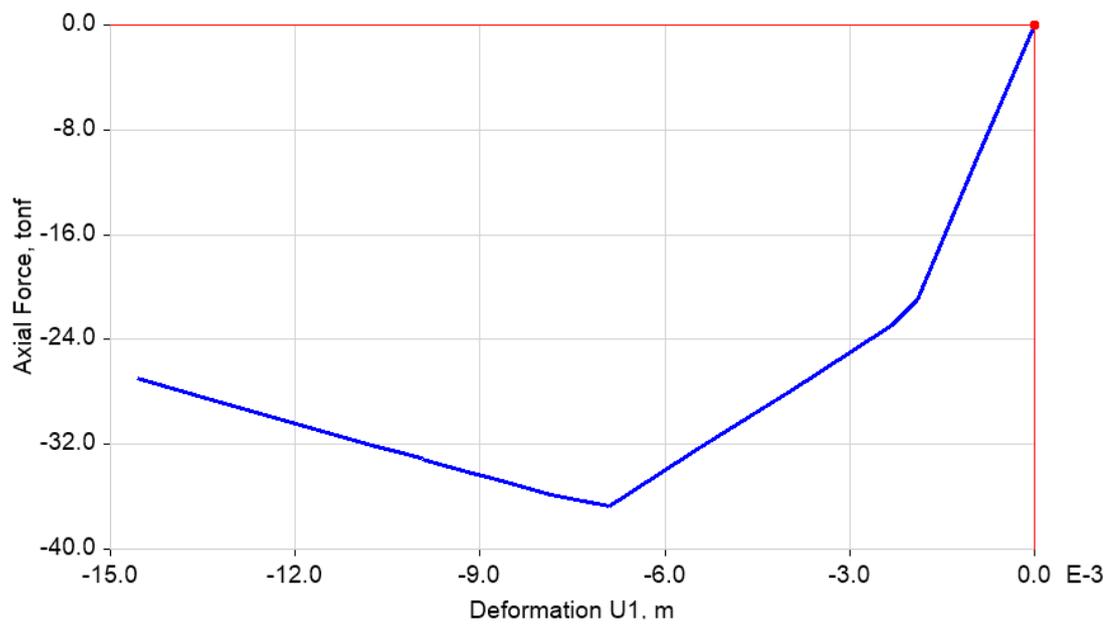


Figura 85: Curva de comportamiento del muro ubicado en el segundo piso.

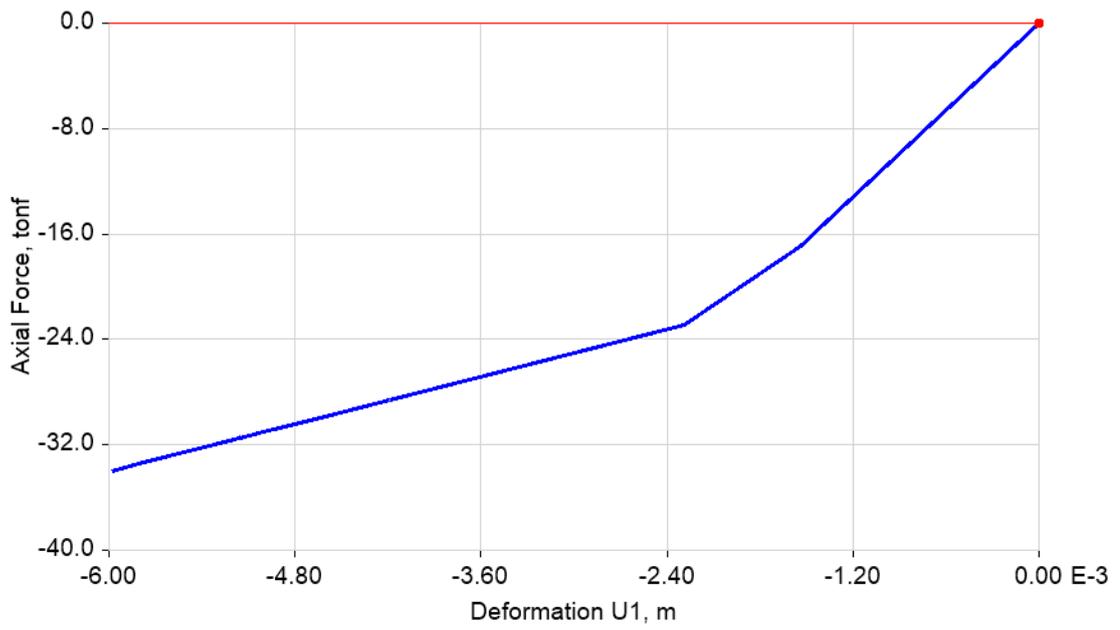


Figura 86: Curva de comportamiento del muro ubicado en el tercer piso.

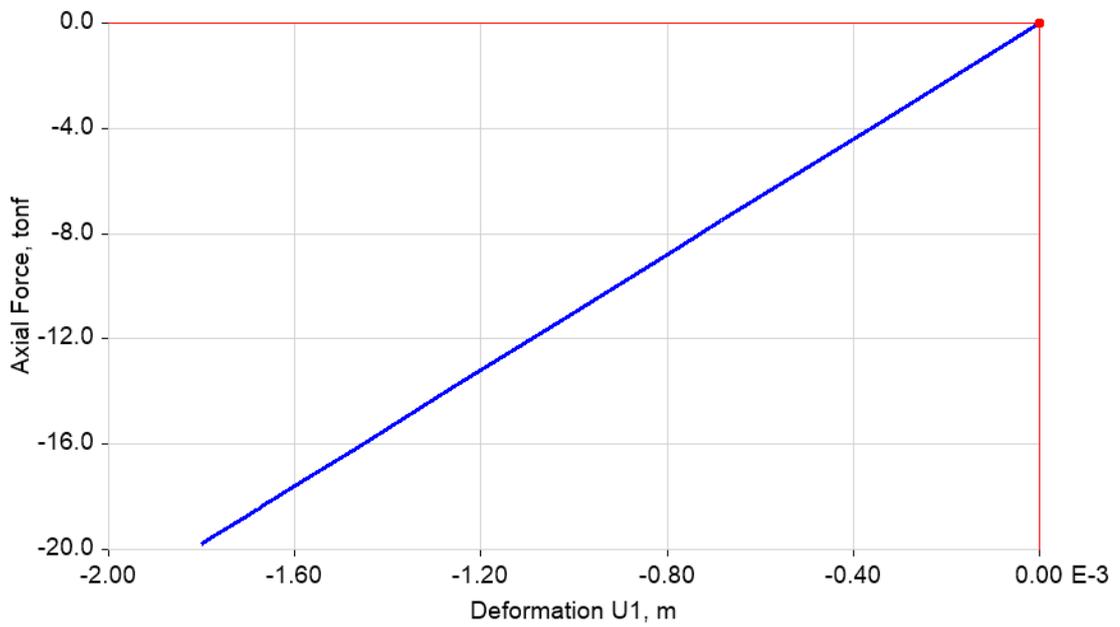


Figura 87: Curva de comportamiento del muro ubicado en el cuarto piso.

Los muros ubicados en el eje 6 se muestran a continuación. De manera conjunta se pueden ver las curvas de comportamiento de los muros presentes desde el primer nivel hasta el último. Se puede apreciar que al igual que en el caso anterior, el muro del primer nivel fue el que tuvo mayores niveles de demanda símica, ya que alcanzó su capacidad de resistencia máxima a un valor de 36 t e incluso tuvo una incursión en la zona de ablandamiento. Esto significa que el elemento alcanzó su resistencia lateral, donde ya existe un daño considerable, y después entra a un proceso de daño irreversible con degradación de rigidez severa.

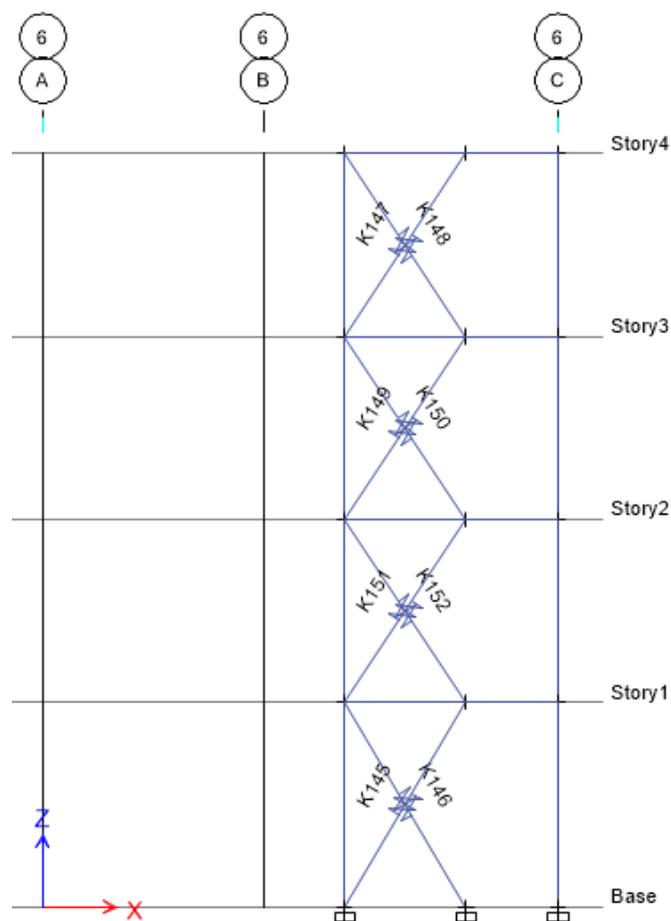


Figura 88: Muro de albañilería confiada ubicada en el eje 6.

En el caso del segundo muro, se observa que el muro fue demandado hasta alcanzar la resistencia máxima, aunque en este caso no alcanzó la zona de ablandamiento. Comentarios similares se pueden hacer sobre el muro del tercer nivel.

En el caso del muro ubicado en el cuarto nivel, se puede observar que el comportamiento fue esencialmente elástico, esto puede traducirse diciendo que el muro no sufrirá daño alguno después de la ocurrencia del sismo considerado. En contraste, el muro ubicado en el primer nivel sufrió un gran daño, mismo que puede ser catalogado como un daño severo.

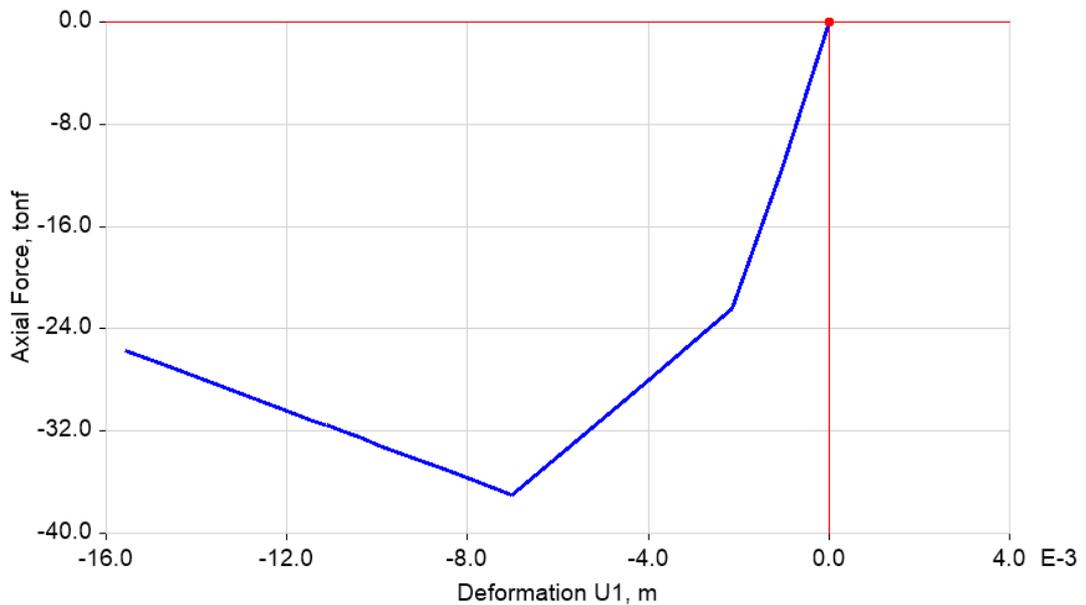


Figura 89: Curva de comportamiento del muro ubicado en el primer piso.

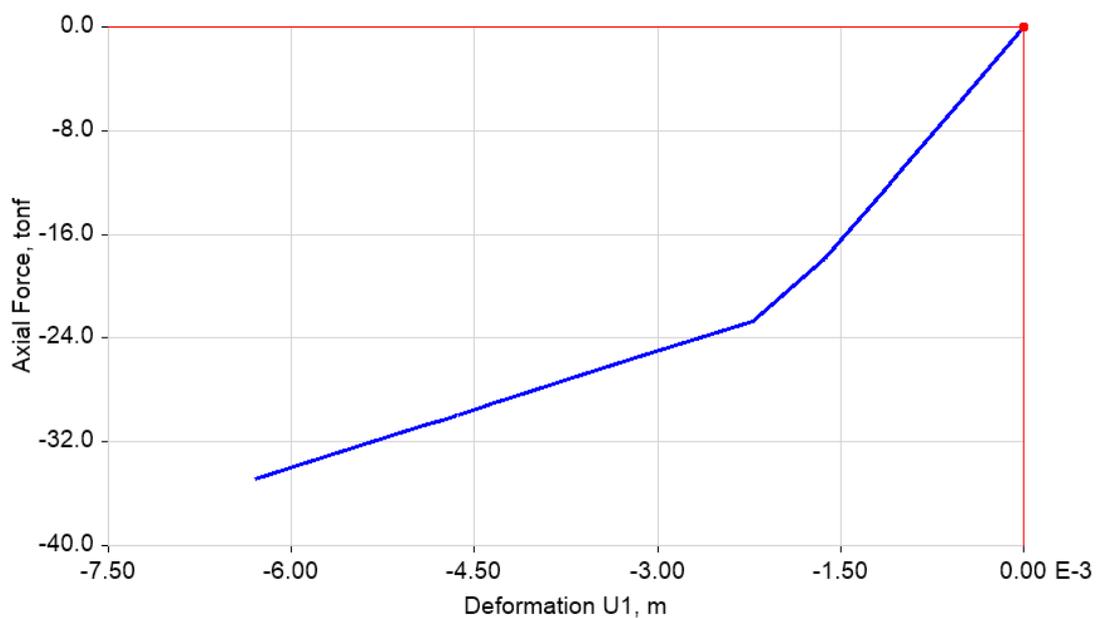


Figura 90: Curva de comportamiento del muro ubicado en el segundo piso.

Es importante mencionar que el muro ubicado en el primer nivel alcanzó la resistencia máxima a una distorsión de 3.2/1000 en dirección X, lo que implica que la densidad de muros en esta dirección fue insuficiente.

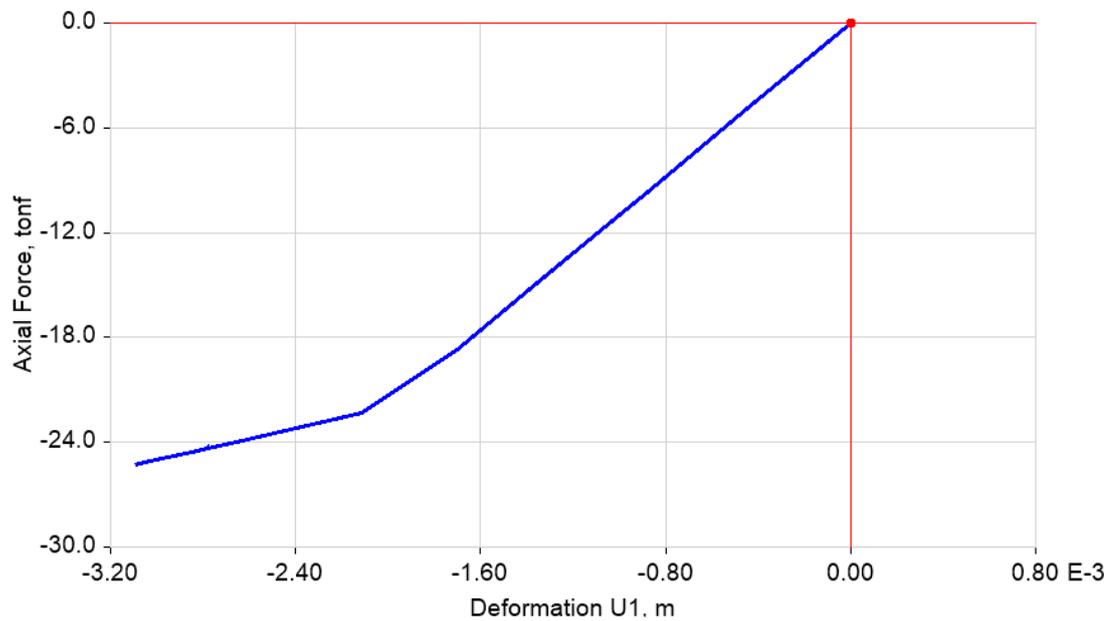


Figura 91: Curva de comportamiento del muro ubicado en el tercer piso.

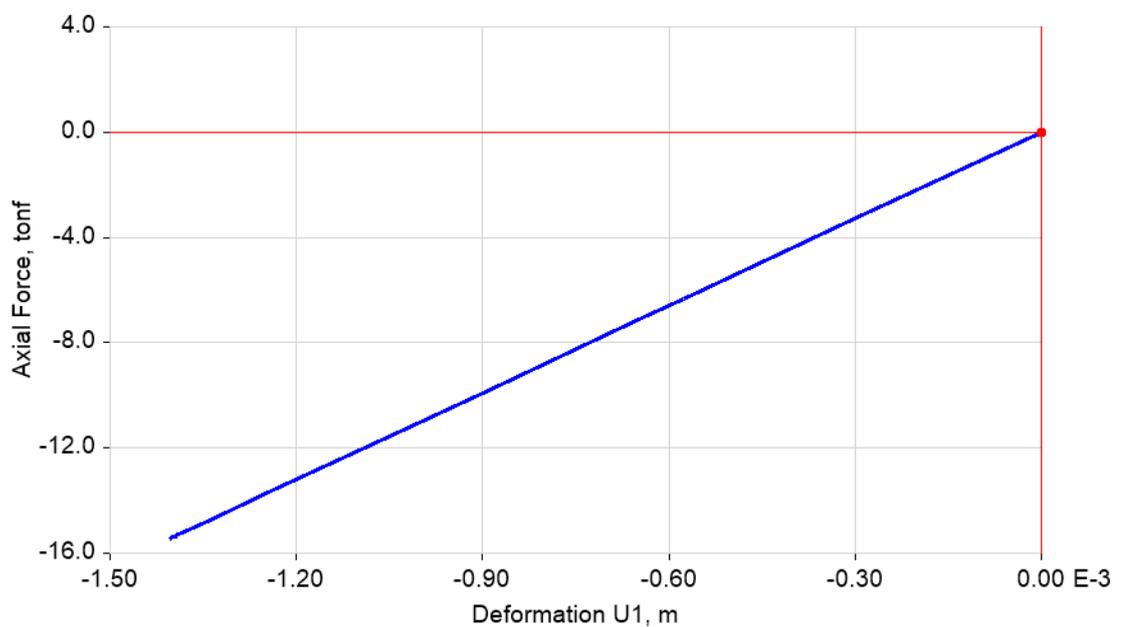


Figura 92: Curva de comportamiento del muro ubicado en el cuarto piso.

Los muros presentes en el eje 5 de la estructura se muestran a continuación. Como se puede ver estos se extienden desde la base hasta el cuarto piso.

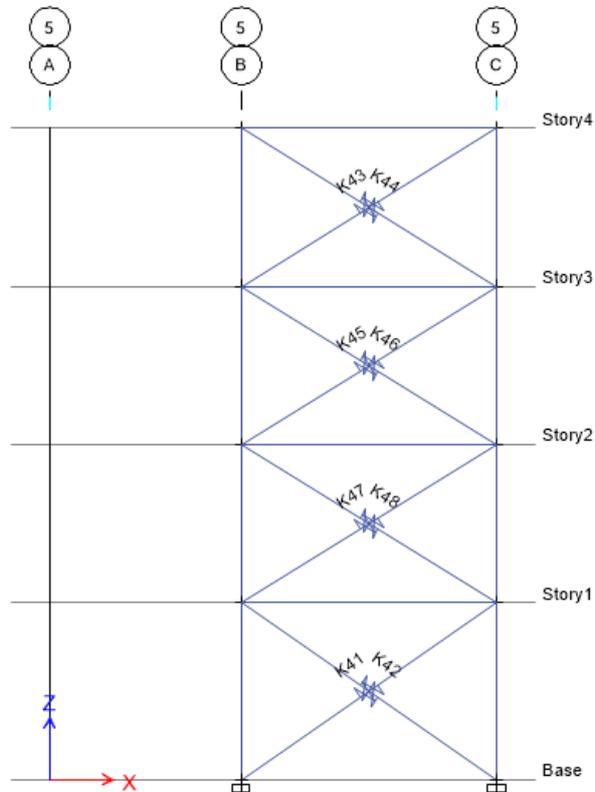


Figura 93: Muros de albañilería ubicados en el eje 5.

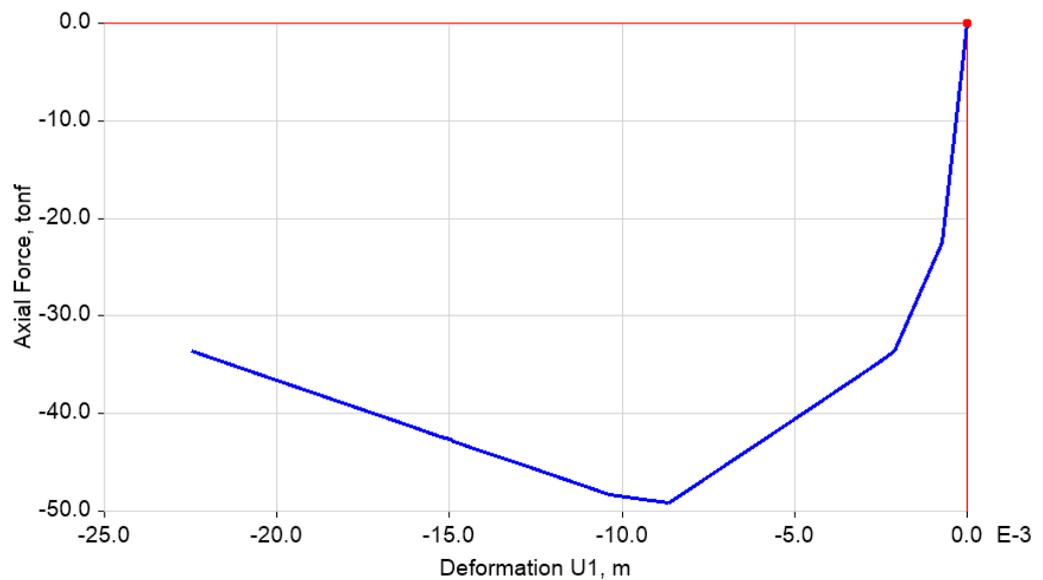


Figura 94: Curva de comportamiento del muro ubicado en el primer piso.

La curva de comportamiento del muro ubicado en el primer nivel muestra que este elemento alcanzó su resistencia máxima al valor de 50 t, aproximadamente, con un nivel de distorsiones laterales de 4/1000. Esto implica, al igual que en el análisis previo, la densidad de muros fue insuficiente para afrontar con éxito el nivel de sismo impuesto.

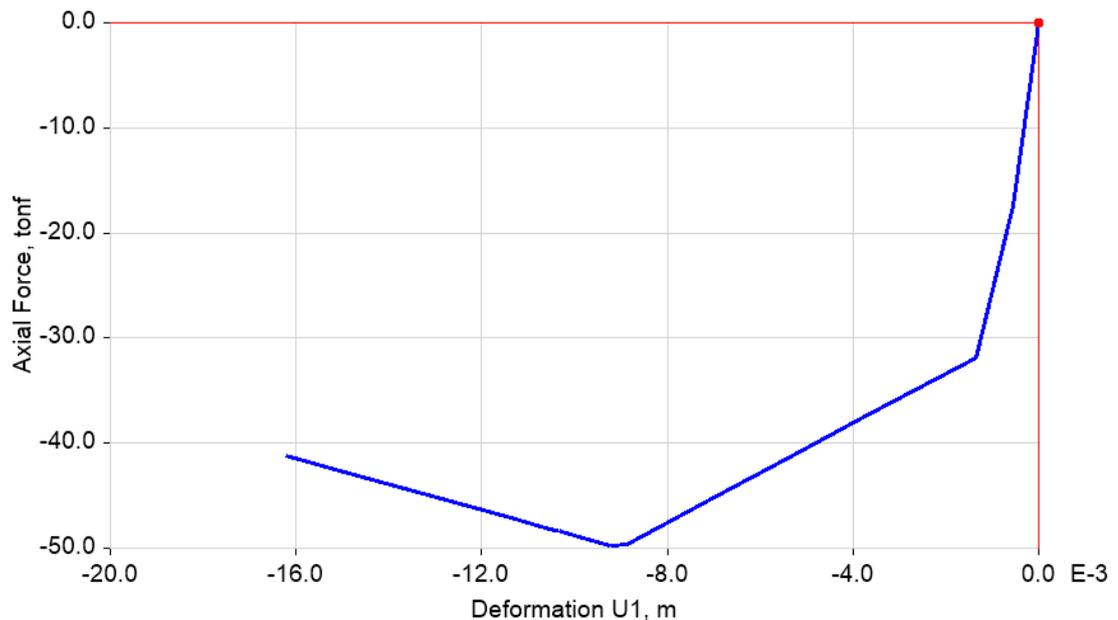


Figura 95: Curva de comportamiento del muro ubicado en el segundo piso.

Este es un resultado bastante interesante, pues de la revisión de las máximas distorsiones laterales del análisis elástico lineal, se observó que este parámetro estaba en el orden de 4/1000, es decir, un valor bastante inferior al mínimo fijado por la norma E030. En este sentido se puede decir que la estructura tuvo una rigidez adecuada, pero una resistencia insuficiente, ya que la densidad de muros fue insuficiente. Estos resultados nos llevan a concluir que no basta con el cumplimiento de los criterios de rigidez que establece la norma E030, sino que siempre se deben cumplir con los lineamientos de las normas complementarias a esta, en este caso la E070.

En el caso del muro ubicado en el tercer nivel, se puede observar que no llegó a alcanzar la resistencia máxima proveída, por lo que, aunque presenta algún daño este no es irreparable. Comentarios similares aplican para el muro del último nivel.

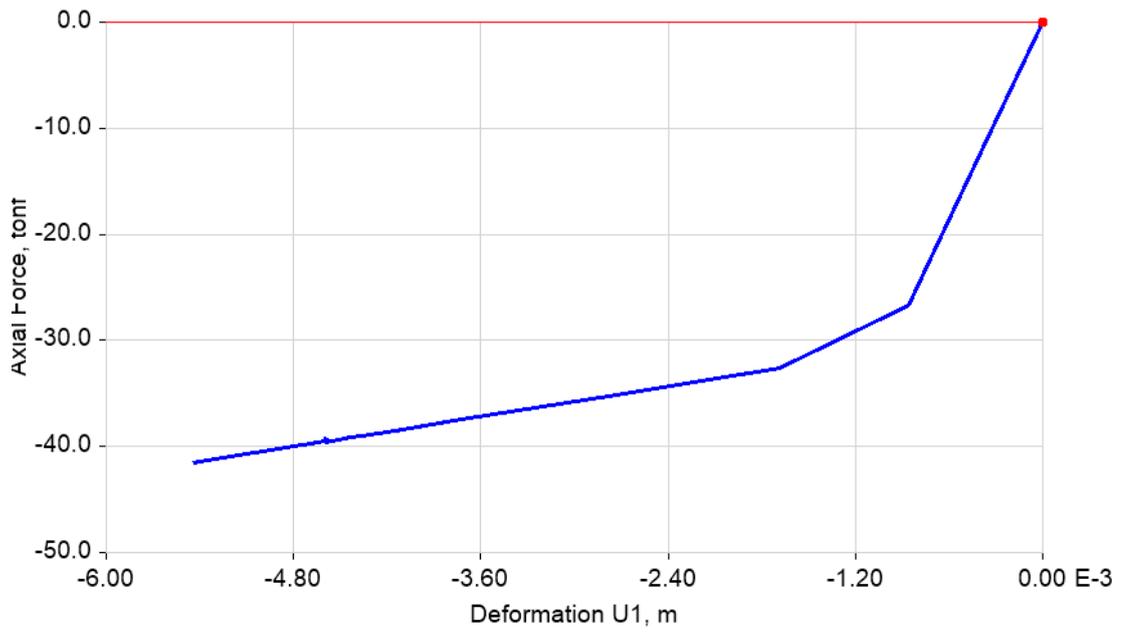


Figura 96: Curva de comportamiento del muro ubicado en el tercer piso.

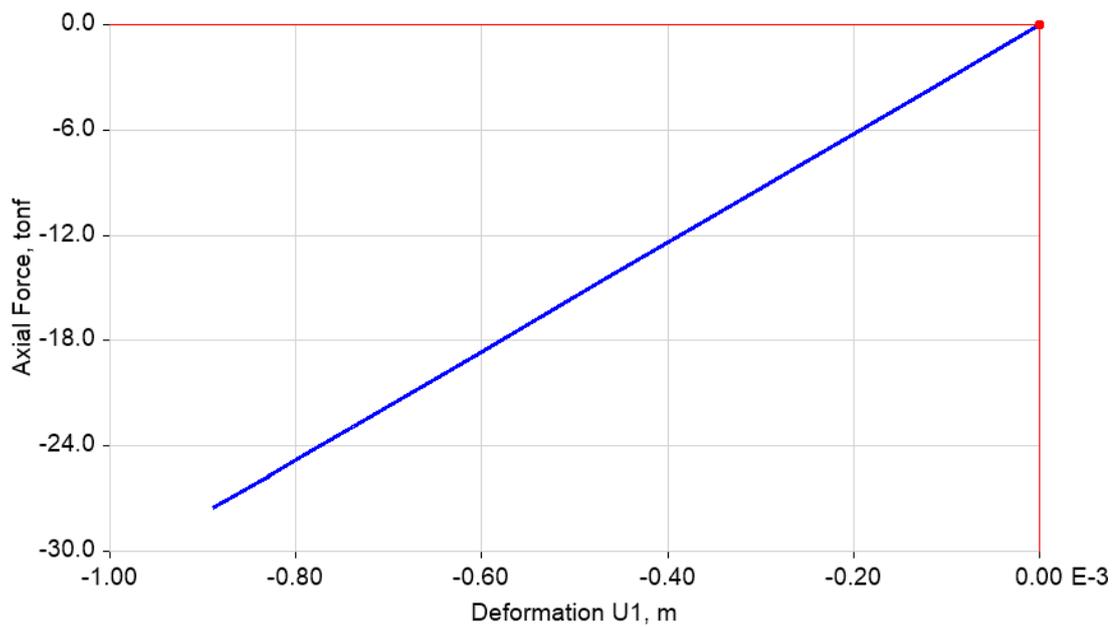


Figura 97: Curva de comportamiento del muro ubicado en el cuarto piso.

Ahora se muestran los muros ubicados en el eje C de la edificación analizada. Es de mucha importancia señalar que en esta dirección la longitud

de muros de albañilería instalada es superior al mínimo establecido en la norma E070.

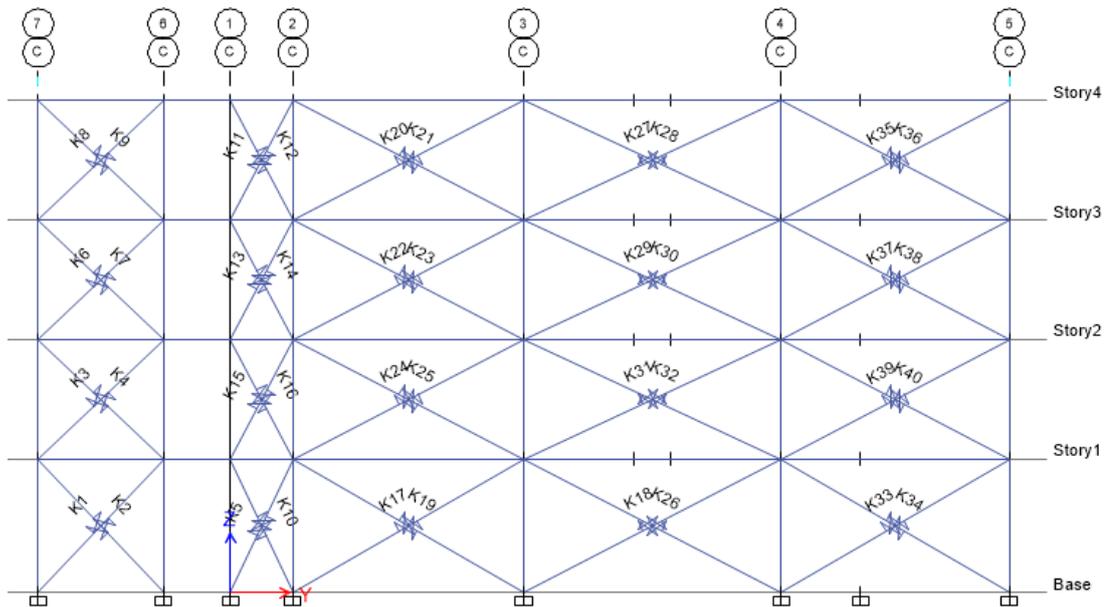


Figura 98: Muros de albañilería ubicados en el eje C.

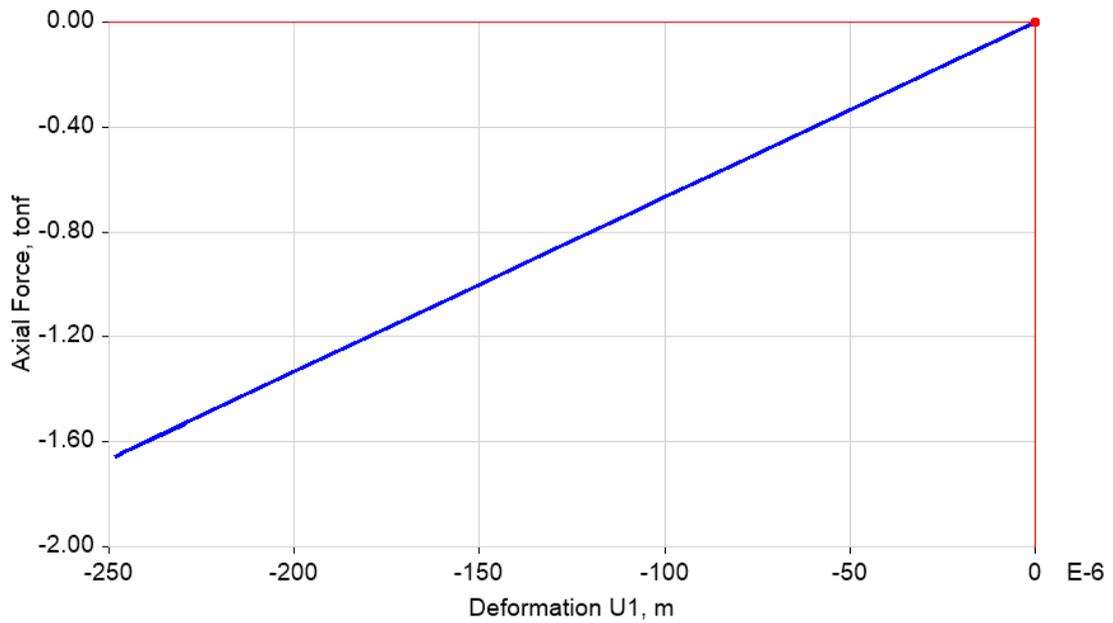


Figura 99: Curva de comportamiento del muro ubicado en el primer piso.

Los resultados muestran en todos los niveles muestran que los muros se mantuvieron esencialmente elásticos, es decir no presentaron algún tipo

de daño estructural. Estos resultados eran de esperarse ya que, en esta dirección, longitudinal, existía gran densidad de muros.

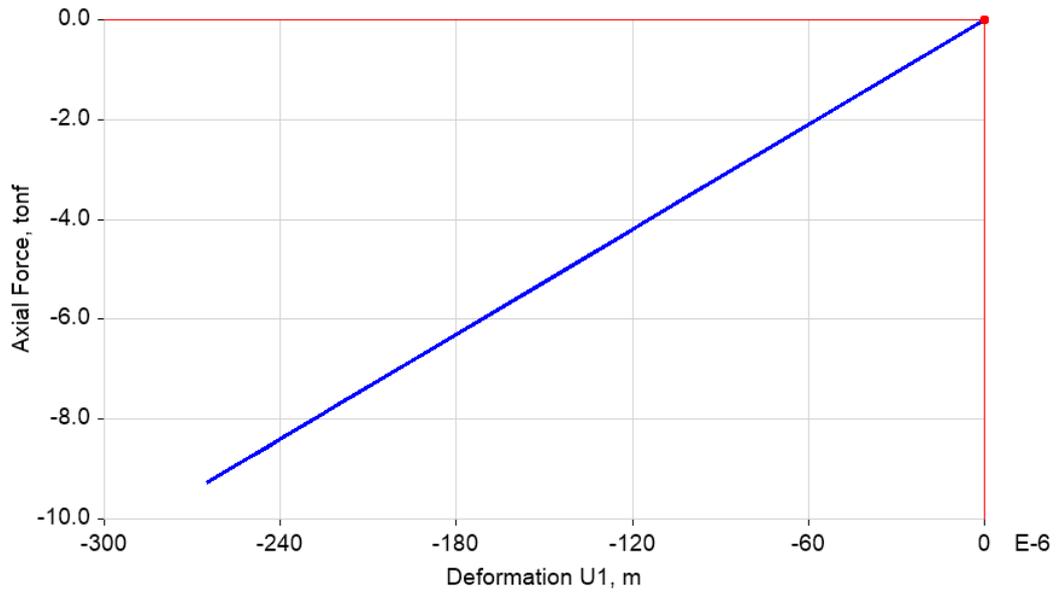


Figura 100: Curva de comportamiento del muro ubicado en el segundo piso.

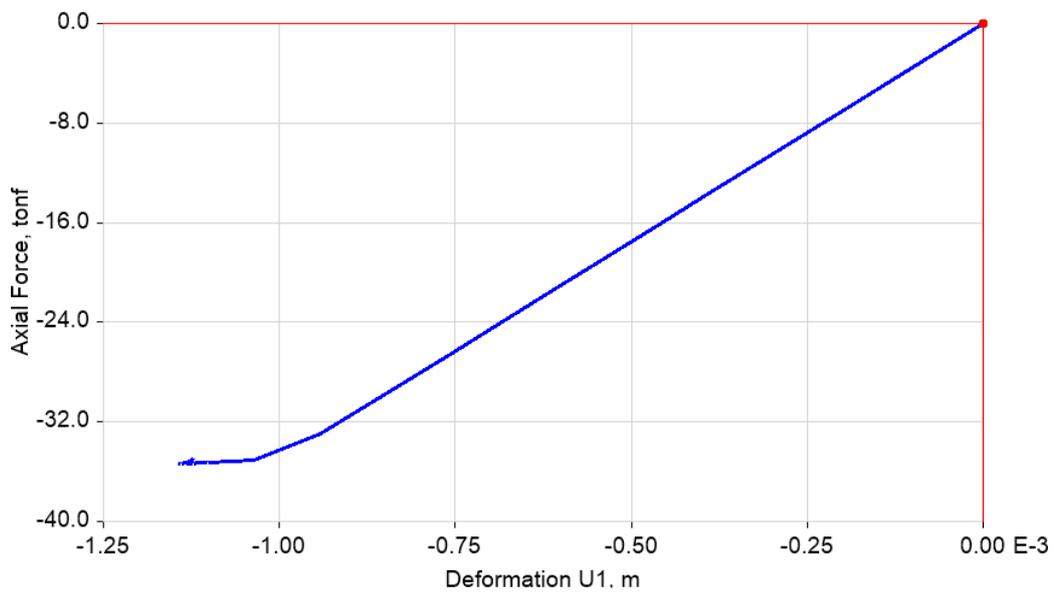


Figura 101: Curva de comportamiento del muro ubicado en el tercer piso.

Los resultados para el caso de los muros en el tercer y cuarto nivel indican que al igual que en los dos primeros pisos, la estructura permaneció elástica.

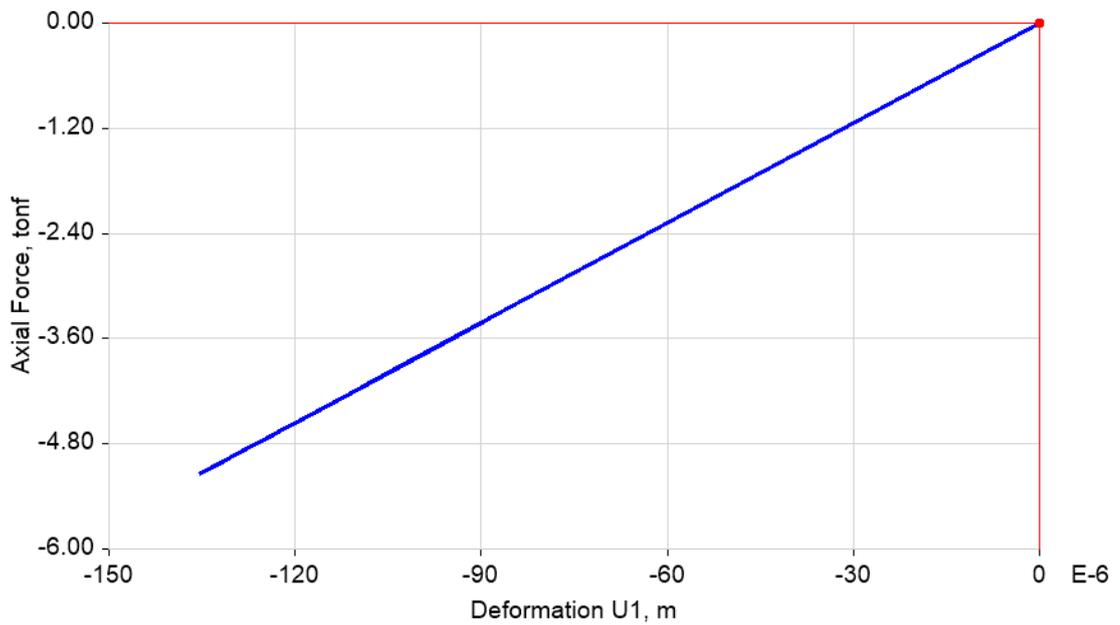


Figura 102: Curva de comportamiento del muro ubicado en el cuarto piso.

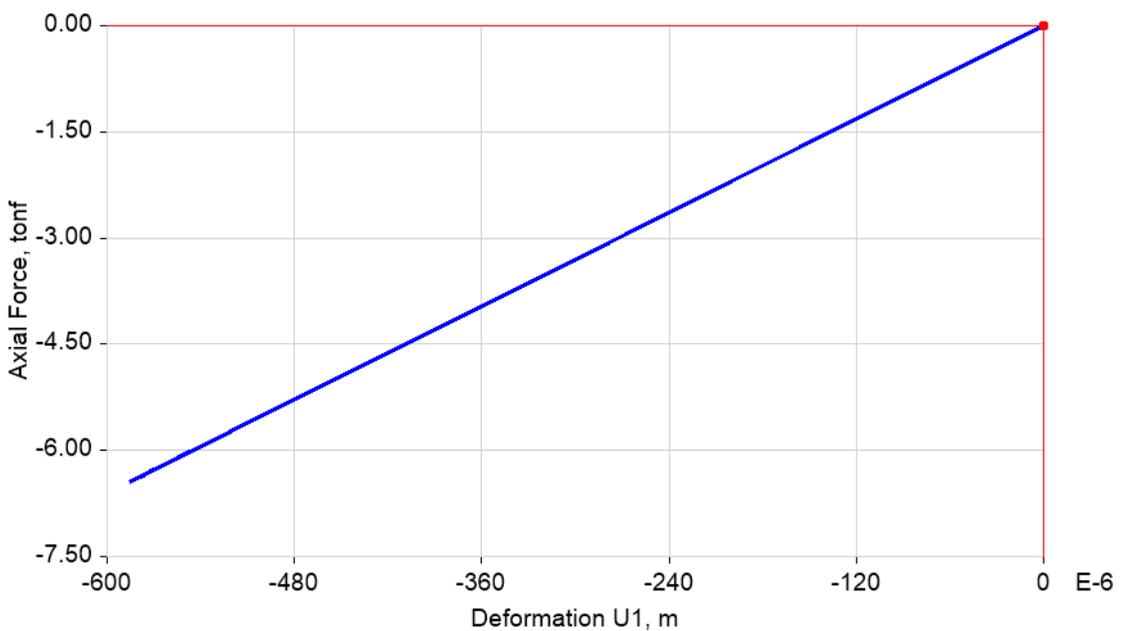


Figura 103: Curva de comportamiento del muro ubicado en el cuarto piso.

4.23 Comportamiento sísmico de los elementos de concreto armado

Al igual que en la sección anterior, durante la acción del sismo no solo los muros han trabajado en el rango inelástico, sino también algunas columnas. En seguida, se presentan los resultados de análisis para columnas y vigas.

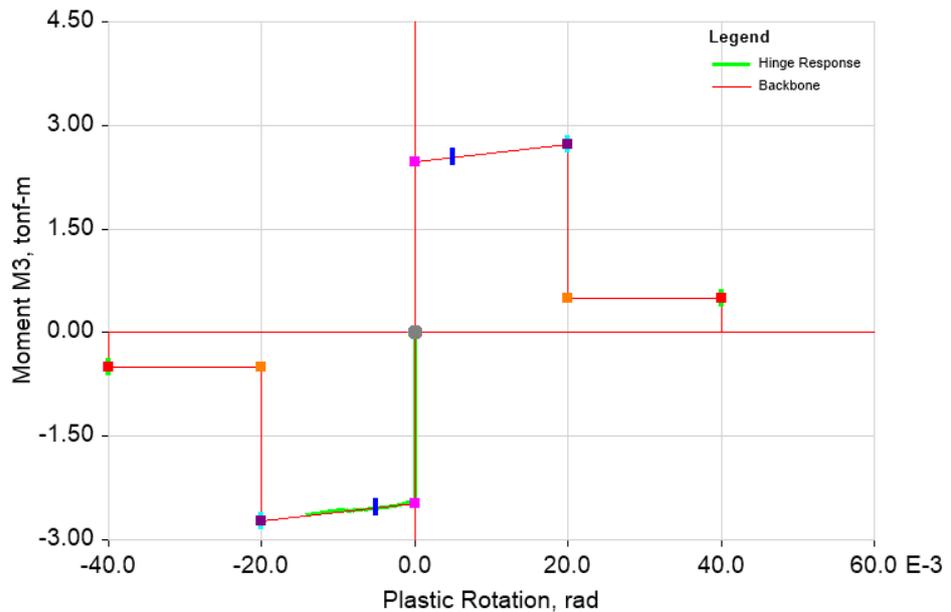


Figura 104: Curva de comportamiento columnas características del primer nivel.

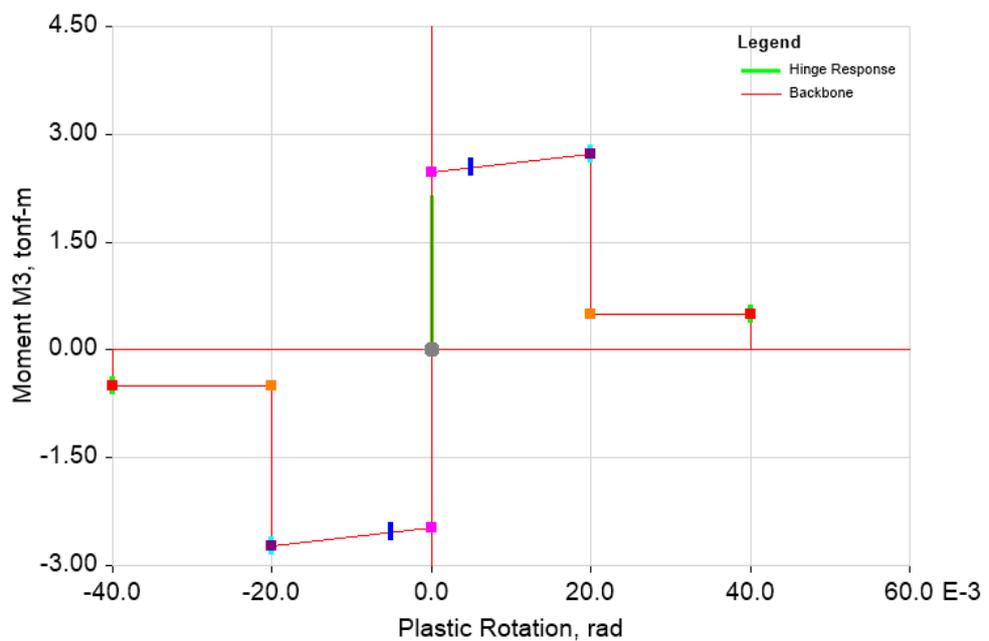


Figura 105: Curva de comportamiento columnas características del primer nivel.

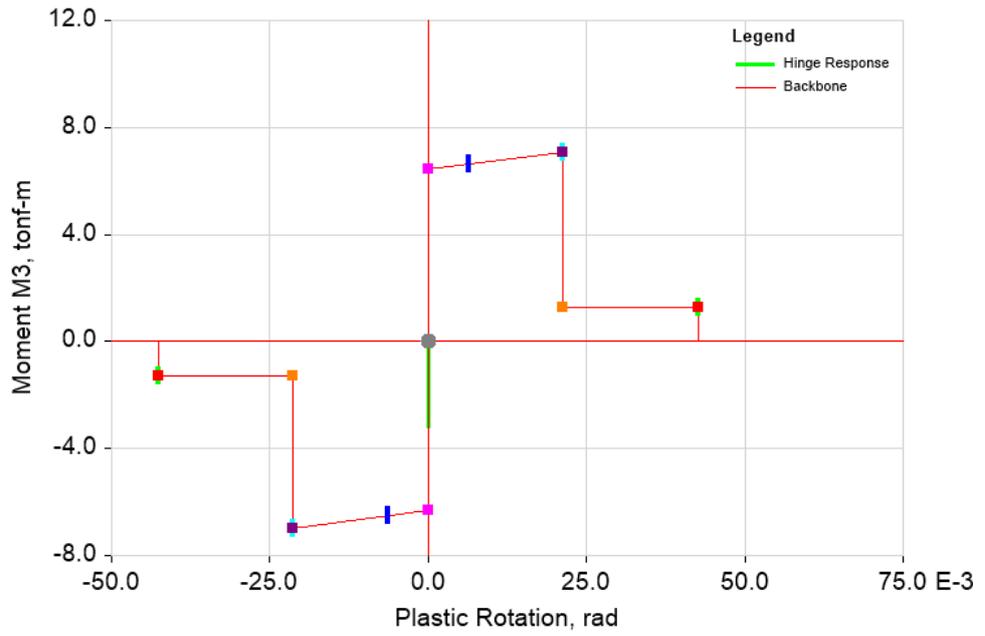


Figura 106: Curva de comportamiento columnas características del primer nivel.

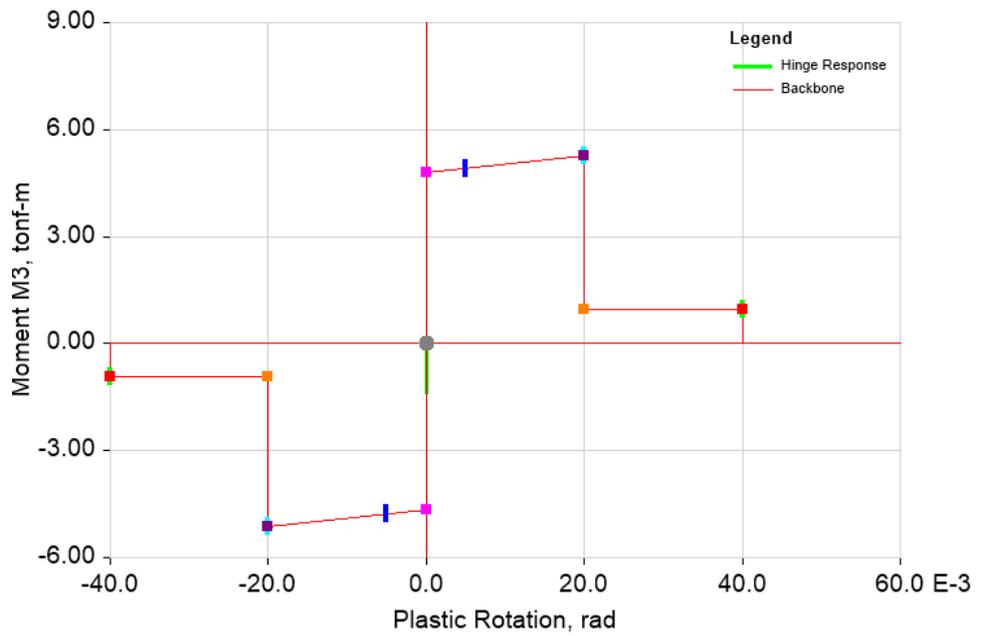


Figura 107: Curva de comportamiento columnas características del primer nivel.

4.24 Evaluación del punto de desempeño sísmico $T_r=475$ años

El desempeño sísmico de una estructura expresa la manera en cómo esta se comporta ante la acción de una secuencia de cargas externas. En países con elevado nivel de peligro sísmico, es de gran interés el desempeño de una estructura ante cargas laterales, ya que un sismo genera cargas de este tipo, y en general muy significativas.

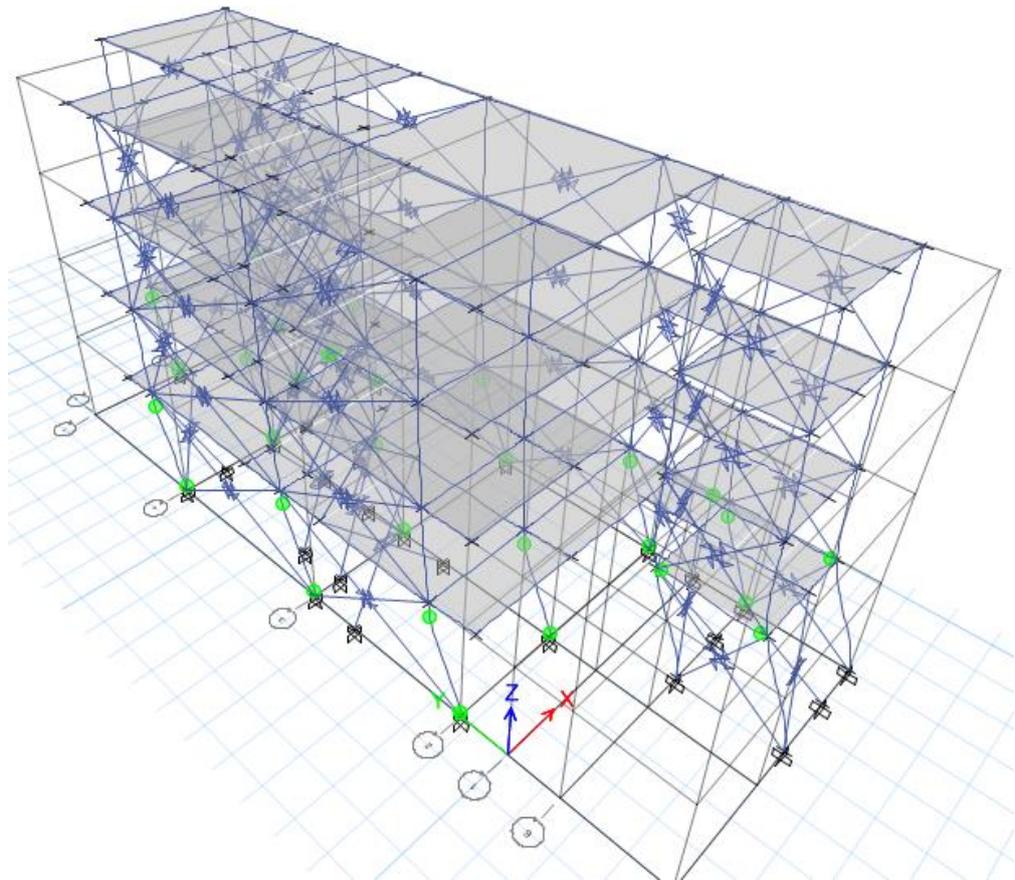


Figura 108: Modelo tridimensional de la estructura considerando puntal-tirante.

Es importante recordar que la correcta evaluación del desempeño sismorresistente de una edificación requiere que el modelamiento considere la incorporación del comportamiento no lineal de los componentes, en este caso, la posibilidad de que tanto los muros de albañilería como los elementos de concreto armado incurran en el rango no lineal.

4.24.1 Evaluación por el método del FEMA en dirección X

El punto de desempeño hace referencia al par ordenado carga contra desplazamiento que el ingeniero práctico debe esperar ante sismo de un nivel específico de peligro. En la Figura 109 se observa que el punto de desempeño estructural ha ocurrido a una fuerza sísmica de 233 t y a un desplazamiento global de 4.7cm, es decir, con una deriva global de 4.7/1000, aproximadamente.

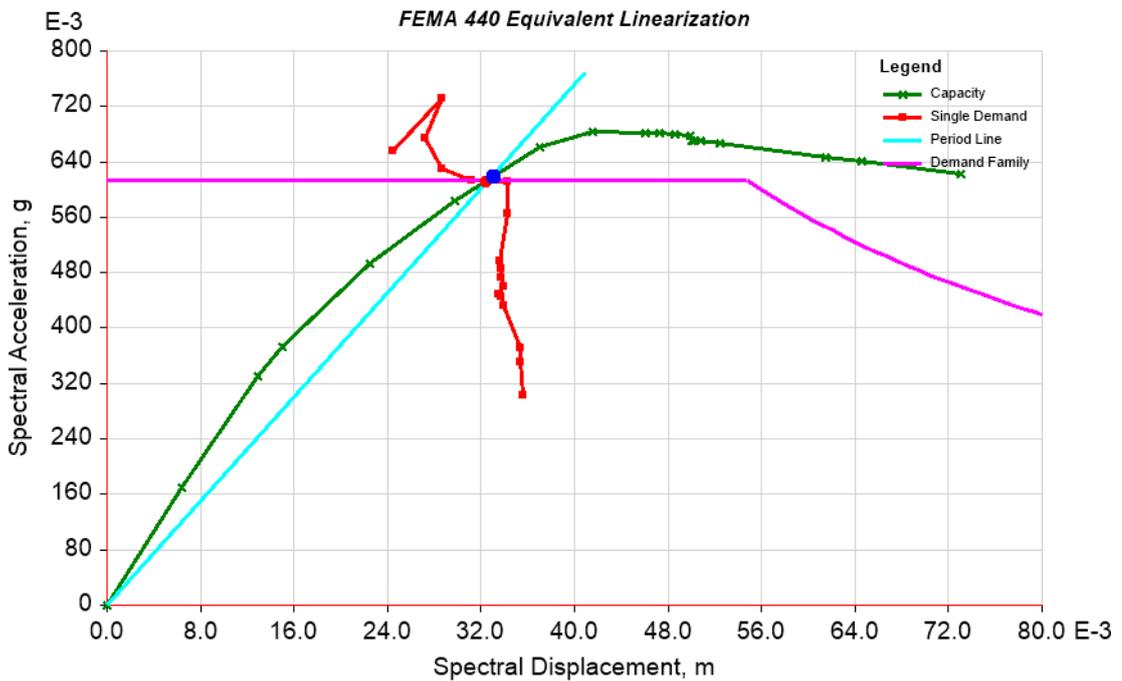


Figura 109: Punto de desempeño en dirección X, sismo $T_r=475$ años.

Performance Point	
Point Found	Yes
Shear (tonf)	233.7826
Displacement (m)	0.047
Sa (g)	0.612175
Sd (m)	0.032
T secant (sec)	0.461
T effective (sec)	0.501
Ductility Ratio	2.417324
Damping Ratio, B_{eff}	0.1171
Modification Factor, M	1.182261

Figura 110: Parámetros asociados al punto de desempeño.

Es importante hacer énfasis en que el nivel de desempeño sísmico ha dependido del nivel del sismo considerado, ya que como se puede intuir, niveles de sismo más significativos generarán mayores daños a los esperados en el caso de sismos de menor intensidad.

En este sentido, conviene aclarar que el cálculo del punto de desempeño obtenido en esta sección ha considerado un nivel de peligro sísmico acorde a las recomendaciones establecidas en la normativa peruana de diseño sismorresistente (E030, 2018), es decir con un periodo de retorno de 475 años, o en otra terminología un sismo con 10% de probabilidad de excedencia en un periodo de exposición de 50 años. Además, la metodología para estimar el nivel de desplazamiento de desempeño ha sido el método propuesto por el Federal Emergency Management Agency (FEMA).

Los resultados que se han obtenido del análisis se pueden observar en la Figura 109. Como observamos en esta gráfica, el valor de fuerza cortante esperada en la estructura, en dirección X, es de 233 t, con un desplazamiento lateral de 4.7 cm.

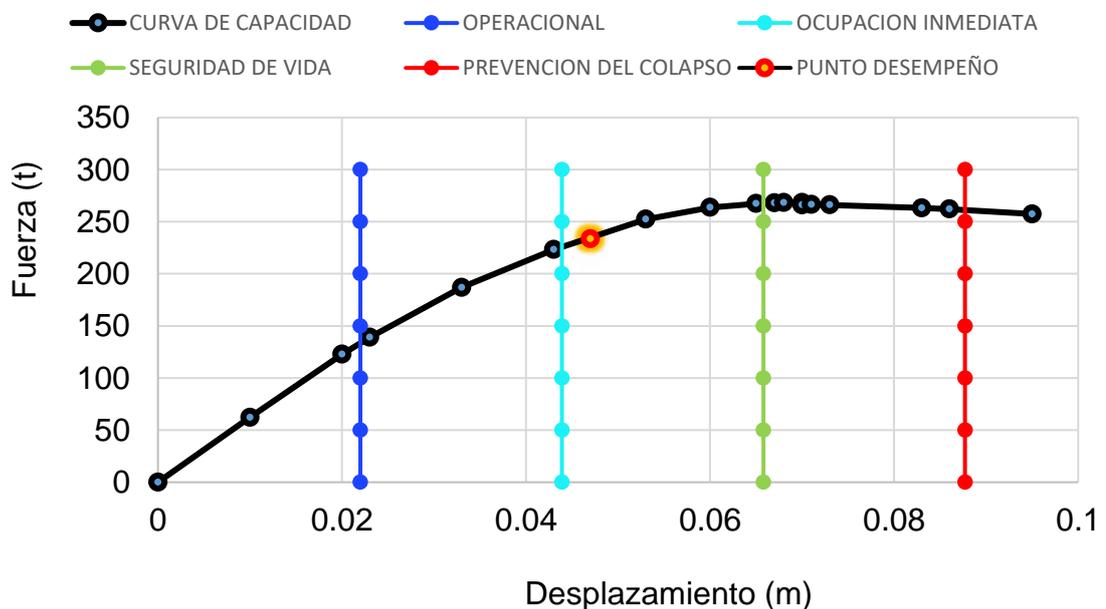


Figura 111: Niveles de desempeño asociados a la curva de capacidad en dirección X.

4.24.2 Evaluación por el método del FEMA en dirección Y

La determinación del punto de desempeño en dirección Y se realizó de manera análoga a la mostrado en la sección anterior. Los resultados que se han obtenido se muestran a continuación en las siguientes figuras.

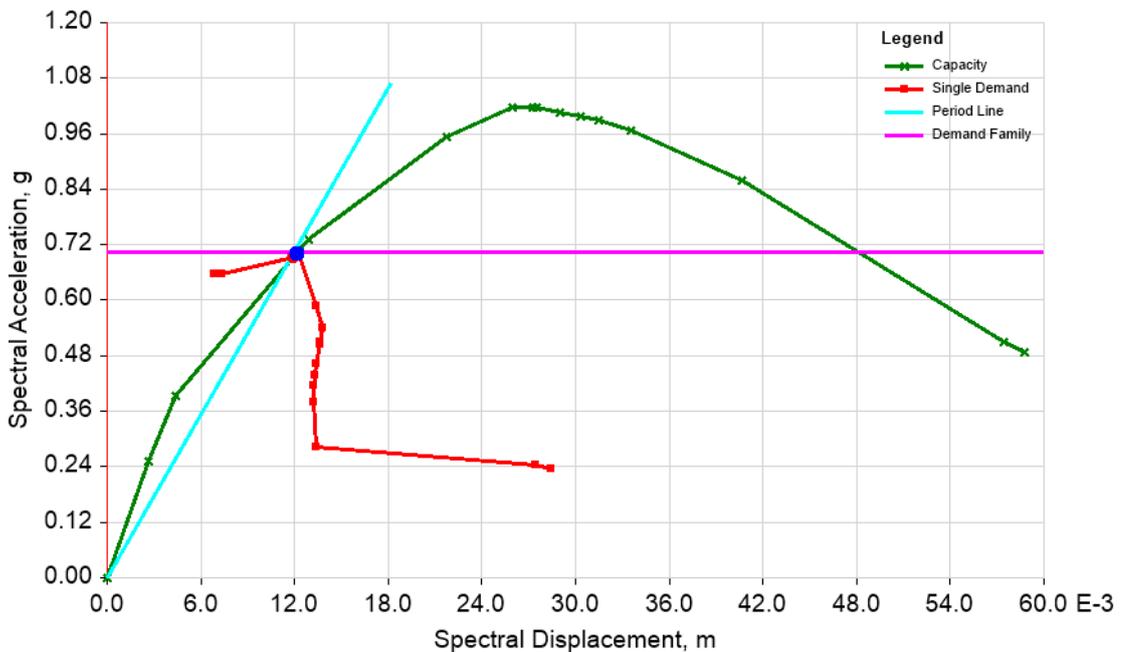


Figura 112: Punto de desempeño en dirección Y, sismo $T_r=475$ años.

Performance Point	
Point Found	Yes
Shear (tonf)	276.3215
Displacement (m)	0.015
Sa (g)	0.693089
Sd (m)	0.012
T secant (sec)	0.26
T effective (sec)	0.319
Ductility Ratio	3.181449
Damping Ratio, B_{eff}	0.1665
Modification Factor, M	1.498594

Figura 113: Parámetros asociados al punto de desempeño.

Como se puede apreciar de los gráficos indicados, la cortante asociada al punto de desempeño fue de 276 t, mientras que el nivel de desplazamiento

correspondiente fue de 1.5 cm. Con respecto a estos resultados es interesante comentar que el nivel de desplazamiento lateral resulto ser mucho menor al desplazamiento lateral obtenido en dirección X, eso se debió a que el número de muros de albañilería presentes en la edificación en dirección Y es mucho más significativa que en la dirección X, por lo que la rigidez lateral es también mucho mayor, con una disminución notable de los niveles de desplazamiento lateral.

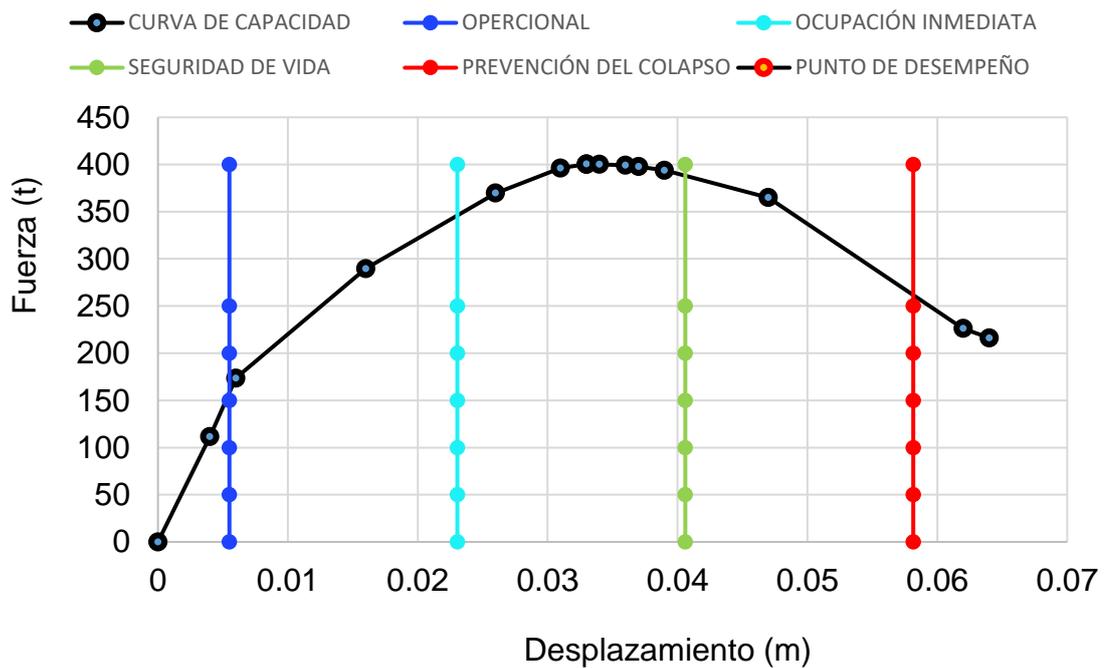


Figura 114: Niveles de desempeño asociados a la curva de capacidad en dirección Y.

Finalmente, se ha comparado la posición del punto de desempeño con los correspondientes criterios de comportamiento, se ha observado que, ante un evento sísmico con un periodo de retorno de 475 años, el edificio se encontrará en ocupación inmediata. Esto significa que existirán daños no estructurales, esencialmente en el contenido, sin embargo, el sistema estructural se mantendrá íntegro. Conviene resaltar que esta condición se ha debido a la gran cantidad de muros de albañilería presentes en esta edificación.

4.24.3 Evaluación por el método del desplazamiento en dirección X

A modo de comparación, en esta sección se muestra la obtención del punto de desempeño sísmico considerando una metodología diferente a la del FEMA, la metodología simplificada basada en desplazamientos. Los resultados de este análisis son mostrados a continuación.

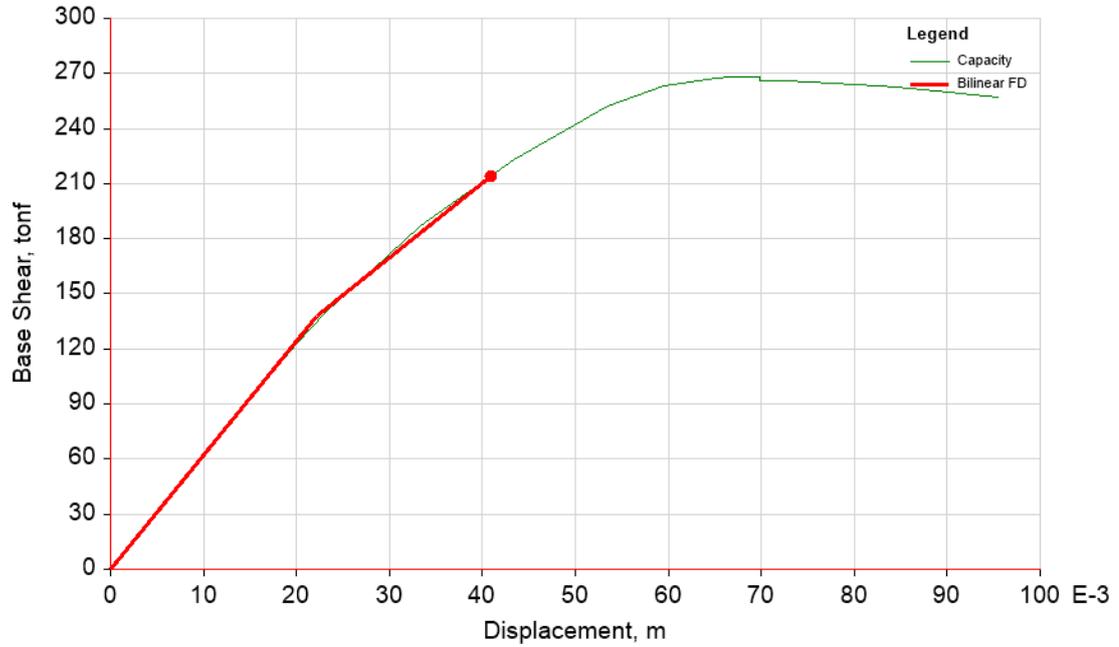


Figura 115: Punto de desempeño en dirección X, sismo $T_r=475$ años.

Target Displacement Results	
Displ. (m)	0.041
Shear (tonf)	214.3361
Calculated Parameters	
C0	1.464001
C1	1.13743
C2	1.012732
Sa, g	0.656463
Te (sec)	0.387
Ki (tonf/m)	6227.05698
Ke (tonf/m)	6227.05698
Ti (sec)	0.387
Alpha	0.654579
uStrength	2.235212
Dy (m)	0.022
Vy (tonf)	138.1736
Weight (tonf)	470.47183
Cm	1

Figura 116: Parámetros asociados al punto de desempeño.

4.24.4 Evaluación por el método del desplazamiento en dirección Y

La Figura 117 muestra el punto de desempeño en la dirección Y, como se observa en el gráfico la fuerza cortante a la que se dio fue de 245 t, mientras que el desplazamiento de fluencia fue de 12 mm. Se concluye que los resultados que se obtuvieron son muy parecidos a los obtenidos usando el método de coordenadas espectrales.

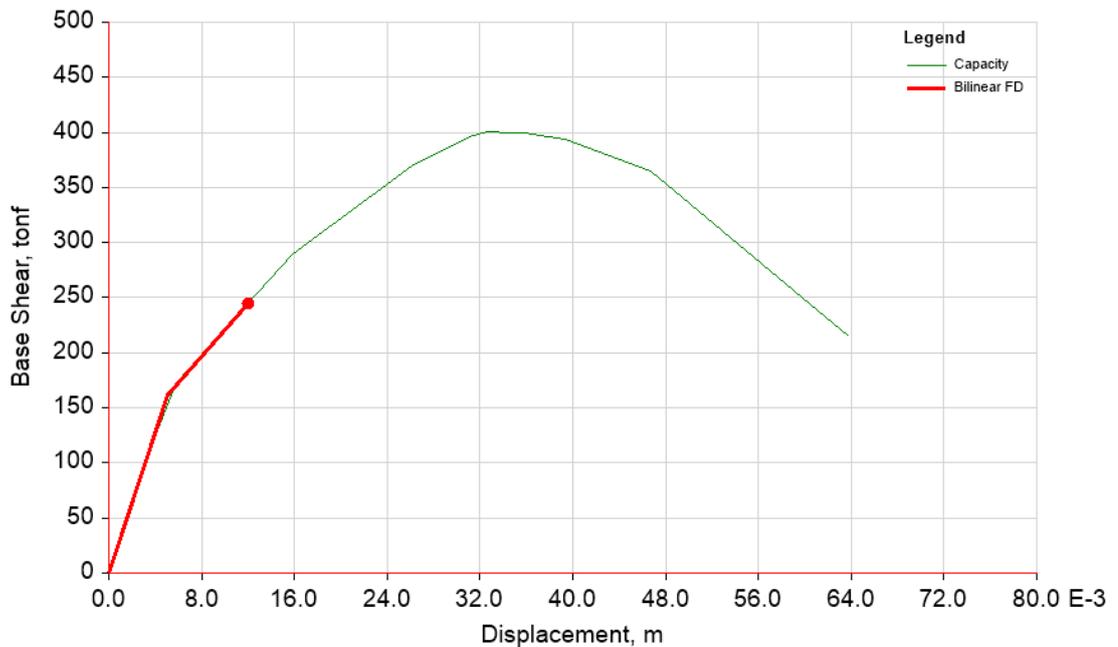


Figura 117: Punto de desempeño en dirección Y, sismo $T_r=475$ años.

Target Displacement Results	
Displ. (m)	0.012
Shear (tonf)	245.2169
Calculated Parameters	
C0	1.268151
C1	1.360096
C2	1.024527
Sa, g	0.656463
Te (sec)	0.205
Ki (tonf/m)	31682.75344
Ke (tonf/m)	31682.75344
Ti (sec)	0.205
Alpha	0.379093
uStrength	1.908179
Dy (m)	0.005
Vy (tonf)	161.8544
Weight (tonf)	470.47183
Cm	1

Figura 118: Parámetros asociados al punto de desempeño.

4.25 Evaluación del punto de desempeño considerando un $Tr=2500$ años

Los resultados que se han mostrado en las secciones previas han considerado un nivel sísmico con un periodo de retorno de 475 años, es decir, un sismo de diseño como el que propone la norma sísmica E030. Aunque desde una perspectiva legal, el ingeniero práctico está obligado a analizar una estructura con este sismo, es bien sabido que esto no garantiza la ocurrencia de un sismo con mayores niveles de aceleraciones del suelo. Por tanto, es conveniente analizar el comportamiento sismorresistente del mismo edificio sometido a niveles de sismo mayores. En esta sección se muestra el análisis sísmico considerando un sismo con un periodo de retorno de 2500 años, es decir, se está hablando de un sismo muy raro.

4.25.1 Evaluación por el método del FEMA en dirección X

Observamos en la siguiente figura la curva de comportamiento y el punto de desempeño sísmico de la edificación analizada considerando un sismo con un periodo de retorno de 2500 años. Como se puede apreciar, los niveles de desplazamientos han logrado que la estructura pase a un estado de prevención de colapso, por lo que se concluye que un sismo muy raro provocaría el colapso de la edificación.

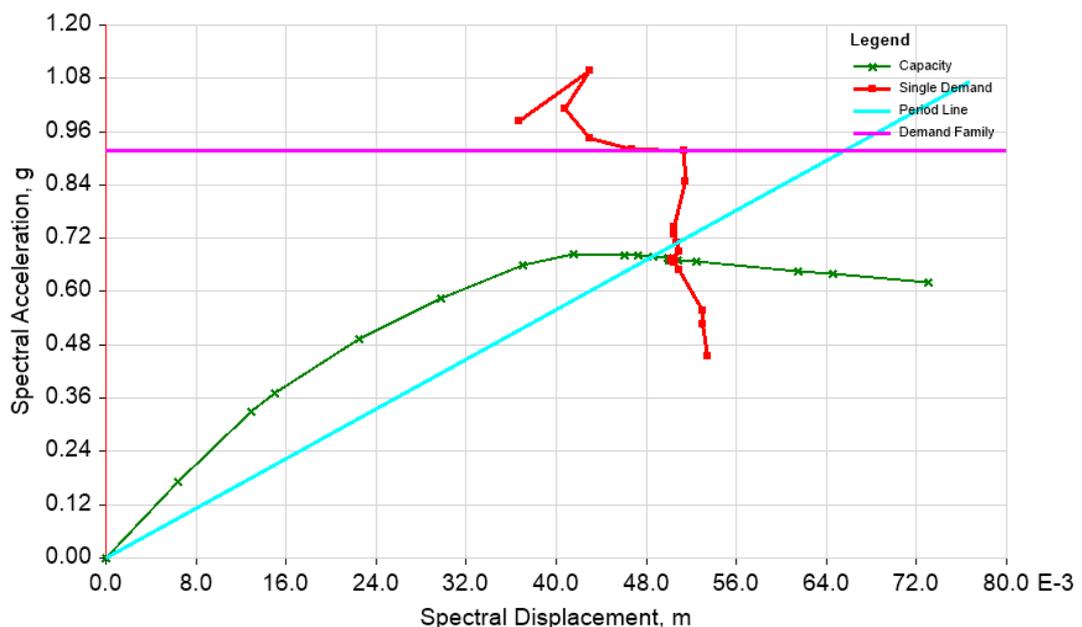


Figura 119: Punto de desempeño en dirección X, sismo $Tr=2500$ años.

Performance Point	
Point Found	Yes
Shear (tonf)	266.3251
Displacement (m)	0.07
Sa (g)	0.670717
Sd (m)	0.05
T secant (sec)	0.55
T effective (sec)	0.517
Ductility Ratio	2.543223
Damping Ratio, Beff	0.1263
Modification Factor, M	0.884808

Figura 120: Parámetros asociados al punto de desempeño.

4.25.2 Evaluación por el método del FEMA en dirección Y

El punto de desempeño estructural de la edificación al considerar el sismo muy raro en la dirección Y, se muestra a continuación. Como se puede observar de este gráfico, el punto de desempeño continuó estando en el rango del nivel considerado como seguridad de vida. Esto implica que la densidad de muros es la suficiente como para garantizar la estabilidad en esta dirección incluso si ocurriese un sismo muy raro.

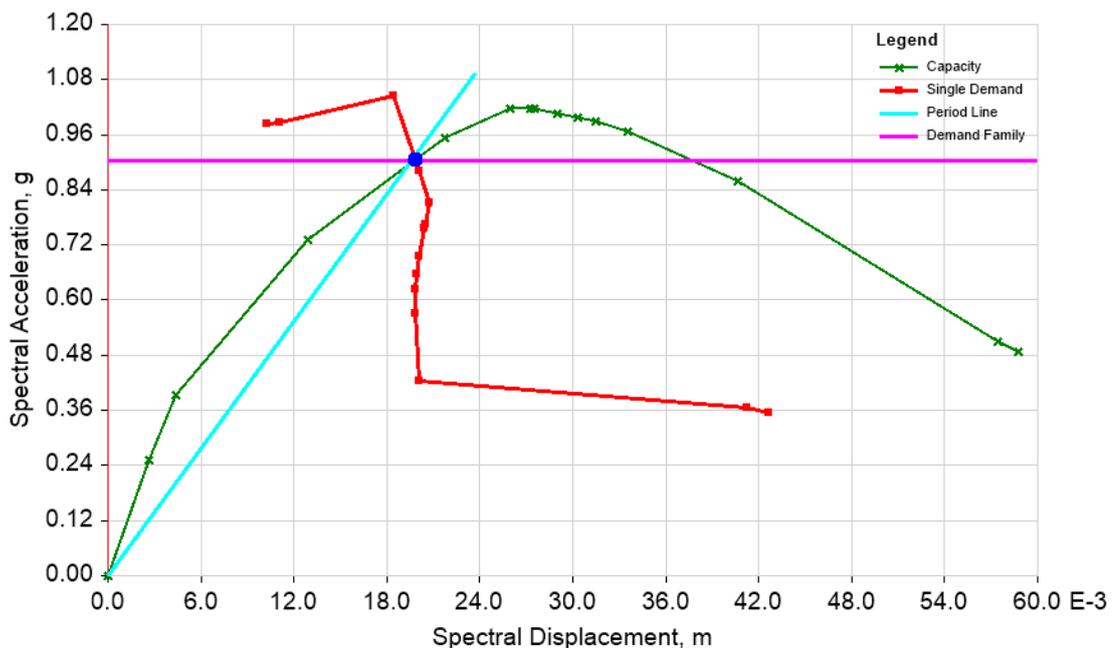


Figura 121: Punto de desempeño en dirección Y, sismo $T_r=2500$ años.

Performance Point	
Point Found	Yes
Shear (tonf)	352.2411
Displacement (m)	0.024
Sa (g)	0.905761
Sd (m)	0.02
T secant (sec)	0.295
T effective (sec)	0.349
Ductility Ratio	4.209441
Damping Ratio, Beff	0.1963
Modification Factor, M	1.407424

Figura 122: Parámetros asociados al punto de desempeño.

4.25.3 Evaluación por el método de desplazamientos en dirección X

Al igual que en la sección anterior, en esta sección se ha evaluado el punto de desempeño estructural de la edificación analizada considerando un sismo con periodo de retorno de 2500 años. Los resultados son presentados a continuación. Como se muestra en este gráfico, el punto de desempeño ha estado cerca de la condición de prevención de colapso, por lo que se puede afirmar que en la dirección X, la estructura es susceptible de colapsar si se enfrenta a un sismo de este nivel.

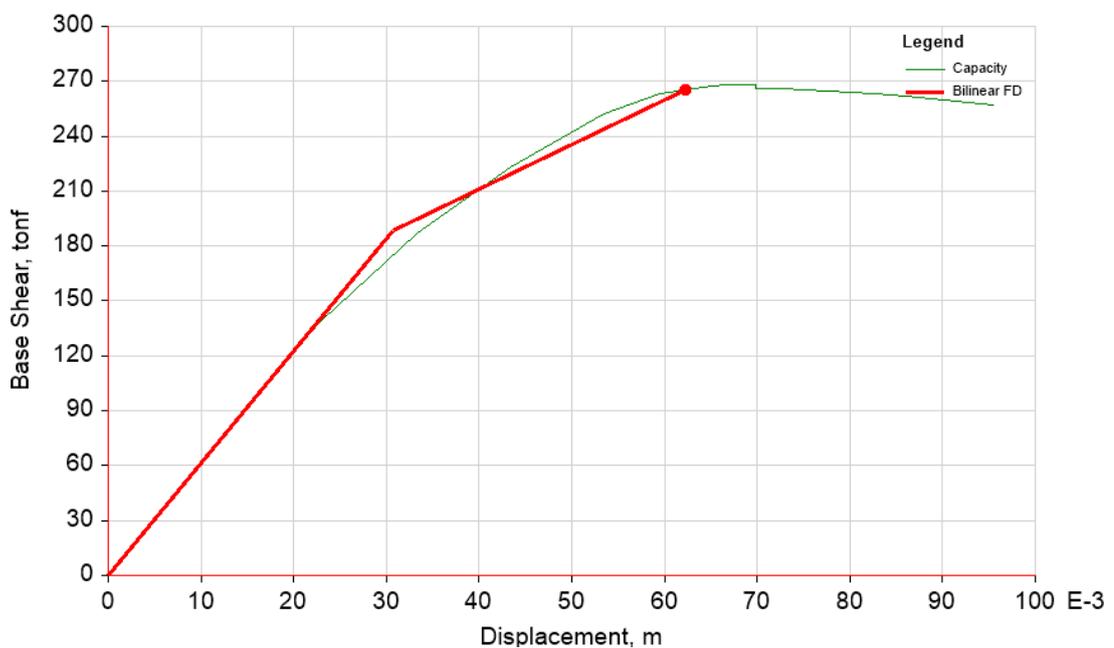


Figura 123: Punto de desempeño en dirección X, sismo $T_r=2500$ años.

Target Displacement Results	
Displ. (m)	0.062
Shear (tonf)	265.3848
Calculated Parameters	
C0	1.424865
C1	1.159801
C2	1.017445
Sa. g	0.984694
Te (sec)	0.39
Ki (tonf/m)	6227.05698
Ke (tonf/m)	6144.51178
Ti (sec)	0.387
Alpha	0.395974
uStrength	2.455574
Dy (m)	0.031
Vy (tonf)	188.6609
Weight (tonf)	470.47183
Cm	1

Figura 124: Parámetros asociados al punto de desempeño.

4.25.4 Evaluación por el método de desplazamientos en dirección Y

El punto de desempeño obtenido al aplicar el sismo en dirección Y se observa en la siguiente gráfica:

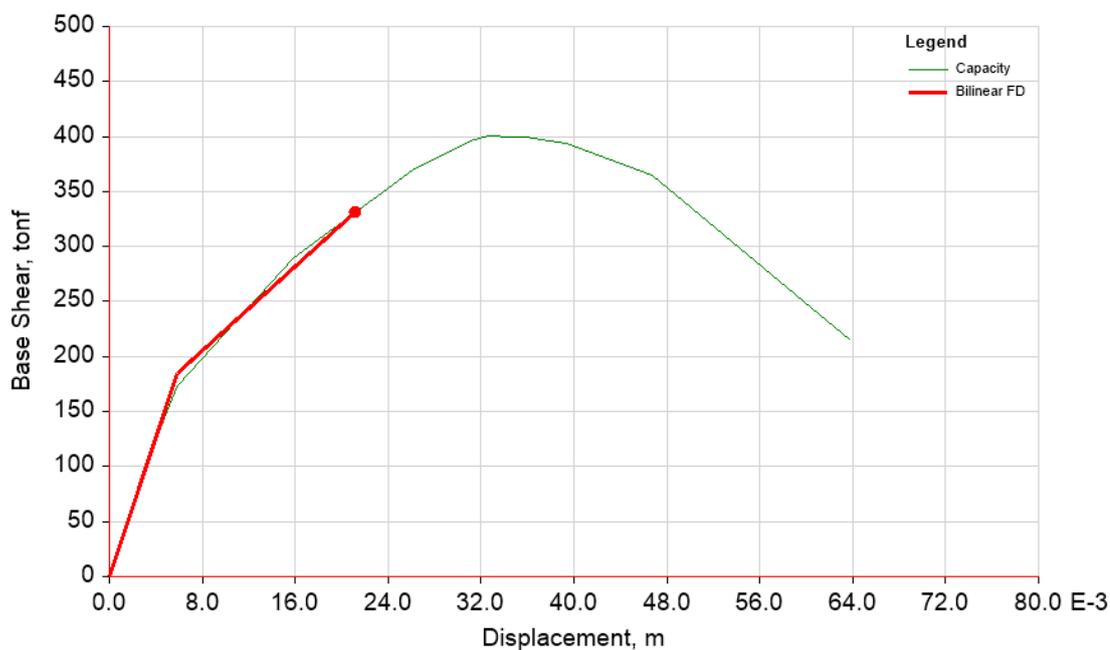


Figura 125: Punto de desempeño en dirección Y, sismo $T_r=2500$ años.

Como se ha podido observar de este gráfico, el punto de desempeño ha estado comprendido dentro de la zona conocida como seguridad de vida, es una zona en la que no hay riesgo de colapso del sistema estructural pero que presenta daños estructurales considerables.

✓ Target Displacement Results	
Displ. (m)	0.021
Shear (tonf)	331.2278
✓ Calculated Parameters	
C0	1.215184
C1	1.599452
C2	1.067971
Sa, g	0.984694
Te (sec)	0.205
Ki (tonf/m)	31682.75344
Ke (tonf/m)	31682.75344
Ti (sec)	0.205
Alpha	0.30119
uStrength	2.511848
Dy (m)	0.006
Vy (tonf)	184.4342
Weight (tonf)	470.47183
Cm	1

Figura 126: Parámetros asociados al punto de desempeño.

CAPITULO V

DISCUSION DE RESULTADOS

1. Para la evaluación del desempeño sísmico de la edificación de 4 niveles estudiada en la presente investigación se ha hecho uso de la metodología del análisis estático no lineal (Pushover), a través del cual se ha encontrado que las curvas de capacidad de la estructura analizada han tenido un comportamiento estable ante la acción de cargas de hasta 250 t en la dirección X, y 400 t en el caso de la dirección Y para un sismo de diseño como establece la normativa peruana E.030. Estos resultados fueron de esperarse ya que, de antemano se observó que existía una gran cantidad de muros en la dirección Y, mientras que en la dirección X existía una cantidad mucho menor. Estos factores han provocado que la rigidez de la estructura en la dirección Y sea mucho mayor que su rigidez en la dirección x, con un consiguiente aumento de la resistencia lateral.
2. Del desempeño estructural del edificio y en cuanto a la capacidad de deformación de la misma, se puede comentar que la estructura ha tenido una deformación lateral máxima de 9.5cm, en dirección X, mientras que en dirección Y tuvo una deformación lateral máxima de 6.4 cm. Como se pudo ver, la estructura resulta ser mucho más dúctil en la dirección X, y mucho menor en la dirección Y. Esto también era una conclusión esperada, ya que los muros de albañilería tienen una capacidad de deformación pequeña, alcanzando sus máximos a la deformación de 0.005.
3. Las deformaciones asociadas al momento de inicio de fluencia de la estructura tuvieron valores de 2 cm, en dirección X, y 0.5 cm en dirección Y. Estos valores representan el fin de las relaciones lineales ente las cargas aplicadas y las deformaciones laterales en el tope superior de la estructura. Además, pueden interpretarse como el límite de fuerzas laterales que determina si existe daño estructural o no; en otras palabras, es posible decir que más allá de este valor, existirá daño estructural y por debajo de este la estructura permanecerá intacta.

4. Tomando en cuenta los datos mencionados, es fácil obtener la ductilidad de la estructura para cada dirección de análisis. Para esto se considerará que la ductilidad es la razón entre el máximo desplazamiento lateral y el desplazamiento cedente. Los resultados muestran que la ductilidad en dirección X fue de 4.75, mientras que en la dirección Y se tuvo una ductilidad de 12.8.
5. Finalmente, en cuanto al comportamiento de los muros de albañilería confinada, se puede comentar que, de los análisis realizados, se observó que muchos de ellos resultarían dañados durante un sismo de gran magnitud, en especial aquellos ubicados en primer nivel. Estos muros quedarán seriamente dañados durante la ocurrencia de un sismo con periodo de retorno $T_r=475$ años. Aunque se pudo apreciar que los muros presentes en el tercer y cuarto nivel no sufrirán daños considerables.

CONCLUSIONES

- 1) La aplicación del Método de Análisis Estático No Lineal Pushover en una edificación de 4 niveles en la Ciudad de Huánuco permitió evaluar el desempeño sismorresistente de la estructura.
- 2) Los resultados del análisis dinámico lineal ayudaron corroborar el cumplimiento de los requisitos mínimos establecidos en la Norma peruana E.030 de Diseño Sísmico, verificándose que las derivas no superaran el valor mínimo establecido y por tanto la estructura es competente en cuanto al diseño de la misma.
- 3) La aplicación del Método de Análisis Estático No Lineal Pushover en una edificación de 4 niveles en la Ciudad de Huánuco permitió obtener las curvas de capacidad y puntos de desempeño de la estructura.
- 4) De la metodología aplicada y los resultados obtenidos se concluye que utilizando los modelos puntal tirante junto con la aplicación del modelo de Martinelli nos permite evaluar el desempeño sísmico global de la estructura de manera adecuada incluyendo el comportamiento de los muros de albañilería.
- 5) De los resultados obtenidos se concluye que el uso de los modelos puntal tirante permite estimar de manera práctica los parámetros de comportamiento sísmico que experimenta una edificación ante la ocurrencia de un sismo cualquiera, permitiéndonos verificar el cumplimiento de los criterios establecidos por la normativa peruana de diseño sismorresistente.
- 6) La incorporación de modelos puntal tirante junto a los de rotula plástica o modelos de plasticidad concentrada permiten obtener una curva de capacidad de la estructura más precisa y detallada, lo que a su vez facilita la obtención del punto de desempeño ante cualquier nivel de sismo considerado.

RECOMENDACIONES

1. Se recomienda aplicar este tipo de análisis (Pushover) para verificar el diseño y evaluar desempeño sismorresistente de una estructura, ya que este método nos permite predecir el comportamiento estructural de una edificación de manera más próxima a la realidad ante la ocurrencia de un sismo.
2. Se recomienda que el análisis y diseño de estructuras de albañilería confinada se realicen mediante modelos de análisis elástico lineal que consideren las secciones brutas de los elementos estructurales, tanto las secciones de concreto armado como los componentes de albañilería. Además, esto va acorde con los lineamientos que avala la normativa peruana de diseño sismorresistente.
3. Se recomienda el uso del modelo de Martinelli (2015) para la correcta predicción del comportamiento no lineal de muros de albañilería confinada, ya que como se ha visto en este trabajo de investigación es capaz de reproducir la respuesta típica de componentes de albañilería.
4. Se recomienda el uso de los macroelementos *multilinear plastic* del software de análisis estructural ETABS, pues debido a su gran versatilidad permiten la implementación de modelos fenomenológicos complejos, como el modelo de Martinelli (2015).
5. Uno de los parámetros más importantes para estimar la máxima resistencia de un muro de albañilería confinada es la resistencia a la compresión diagonal. Acorde a la revisión de la literatura disponible este valor tiene un valor promedio de 9.5 kg/cm², por lo que, con un criterio conservador, se recomienda considerar este valor en 9 kg/cm²; además, se debe comentar que de acuerdo con numerosas investigaciones realizadas por San Bartolomé et. al (2005), este parámetro es constante aun en el caso de unidades de albañilería artesanales.
6. Se recomienda la realización de un análisis cíclico del comportamiento de edificaciones de albañilería confinada, pues este tipo de análisis

permitiría evaluar de manera detallada el comportamiento sísmico ante cualquier tipo de registro acelerográfico.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguiar, R. (2003). *“Análisis Sísmico por Desempeño”*. Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, Valle de los Chillos, Ecuador.
- Álcantara, K. S., & Nalvarte, C. E. (2016). *Tesis: DESEMPEÑO ESTRUCTURAL APLICANDO LA NORMA ATC-40 PARA EL REFORZAMIENTO DEL PABELLÓN “MONOBLOCK” DEL INSTITUTO NACIONAL DE SALUD DEL NIÑO (BREÑA – LIMA)*. Lima.
- Alcocer, S., Hernandez, H., & Sandoval, H. (2013). ENVOLVENTE DE RESISTENCIA LATERAL DE PISO PARA ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA. *Ingeniería Sísmica*, 24-54.
- ASCE 7-10. (2010). *“Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures”*. ASCE Standard. American Society of Civil Engineers/Structural Engineering Institute. Reston, Virginia, United State.
- Astroza, M., & Schmidt, A. (2004). *Capacidad de deformación de muros de albañilería confinada para distintos niveles de desempeño*. Distrito Federal, México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica.
- ATC-40. (1996). *“Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings”*. Technical report, ATC-40. Applied Technology Council. Redwood City, California.
- ATC-40. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings”*. Technical report, ATC-40. Applied Technology Council. . Redwood City, California.
- Bazán, E., & Meli, R. (1985). *Diseño sísmico de edificios*. México: Noriega Editores.
- Bertero, V. (1997). *Performance-based seismic engineering: A critical review of proposed guidelines*. Slovenia.

- Bonnet, R. (2003). *“Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada”*. Universidad politécnica de Cataluña. Barcelona, España.
- Calcina Peña, R. M. (2017). *Tesis: Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de once pisos utilizando análisis estático y dinámico no-lineal*. Tacna.
- Chávez, T. J., Meléndez, G. M., Sinchi, P. S., & Hurtado, A. E. (2013). *Análisis Estático no lineal de una estructura aporticada esencial (Proyecto de Diplomado de Ingeniería Civil)*. Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, Lima, Perú.
- Chopra, A. K., & Goel, R. K. (1999). *Capacity Demand Diagram Methods Based on Inelastic Design Spectrum*.
- Chunque, P. J. (2013). *Tesis: “Nivel de Desempeño Sísmico del Edificio A” de la Universidad Privada del Norte – Sede Cajamarca*. Universidad Nacional de Cajamarca, Cajamarca, Perú.
- Cornell, C. A. (1968). *Engineering seismic risk analysis*. BSSA.
- Del Re Ruíz, G. (2008). *Evaluación de los Métodos de Análisis Estático No-Lineal para determinar la demanda sísmica en estructuras aporticadas de concreto armado*.
- Delgadillo, J. E. (2005). *TESIS: ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO DE ESTRUCTURAS Y LA NORMA E-030*. Lima.
- Fajardo, G. C. (2012). *Tesis: “Evaluación Estructural de una de las Edificaciones del Hospital Edgardo Rebagliati Martins usando el Método del Espectro de Capacidad”*. Universidad Nacional de Ingeniería, Lima.
- FEMA 356. (2000). *“Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings”*. Federal Emergency Management Agency (FEMA). Washington, D.C.

- Fournier d'Albe, E. (1988). *An approach to earthquake risk management. Engineering Structures.*
- Freeman, S. A. (1990). "Development and use of capacity". *Proceedings of the 6th National Conference.* Oakland.
- Gómez, S. I. (2007). *Análisis sísmico moderno.* México: Trillas.
- González, O., & Robles, F. (2005). *Aspectos fundamentales del concreto reforzado.* México: Noriega editores.
- Guevara, N. E., Osorio, S. A., & Arturo, E. (2006). *Tesis: Evaluación de la capacidad estructural del edificio de la biblioteca de las ingenierías y arquitectura, utilizando análisis estático no lineal (Pushover).* San Salvador.
- Harmsen, T. (2005). *Diseño de Estructuras de Concreto Armado.* PUCP Fondo Editorial.
- Hernández Sampieri, R., & otros, Y. (2014). *Metodología de la Investigación.* Mexico D.F: McGraw-Hill.
- <http://es.slideshare.net>. (2013). Recuperado el 8 de junio de 2016, de slideshare: <http://es.slideshare.net/ligiavargas/proyecto-de-investigacin-roberto-hernandez-sampieri-77-ppt>
- Krawinkler, H., & Seneviratna, G. (1998). *Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation.*
- Martinelli, E., Lima, C., & De Stefano, G. (2015). A simplified procedure for Nonlinear Static analysis of masonry infilled. *Engineering Structures*, 591-608.
- Méndez, C. (2001). *Metodología de la Investigación.*
- Miranda, E., & Bertero, V. V. (1994). *Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake-Resistant Design.*

- Moreno, R. (2006). *Estudio de la Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico de los Edificios de la Ciudad de Barcelona*. Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.
- Nawy, E. G. (1988). *Concreto Reforzado: Un enfoque básico*.
- Nilson, A. H. (1999). *Diseño de Estructuras de Concreto*.
- Otazzi, P. G. (2003). *Tesis: "Material de Apoyo para la Enseñanza de los Cursos de Diseño y Comportamiento del Concreto Armado"*. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima.
- Palomino, E. A. (2014). *Apuntes de Clase: "Diseño de Edificios de Concreto Armado con ETABS 2013"*. Universidad Nacional de Cajamarca, Perú.
- Paredes, M. Á. (2016). *Tesis: "Evaluación del desempeño sismorresistente de un edificio destinado a vivienda en la Ciudad de Lima aplicando el Análisis Estático no Lineal Pushover"*. Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, Lima.
- Park, R., & Paulay, T. (1978). *Estructuras de Concreto Reforzado*. Limusa.
- Paulay, T., & Priestley, M. (1992). *"Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings"*. New York.
- Portillo, W. Y., Rodríguez, M. J., & Martínez, S. C. (2011). *Tesis: "Introducción al diseño de marcos de concreto reforzados, por el método de Análisis Estático no Lineal (Push-over) utilizando un software especializado"*. Universidad de El Salvador, El Salvador.
- RNE. (2016). *Reglamento Nacional de Edificaciones*.
- Ruíz-García, J., & Miranda, E. (2003). *Evaluación de los Factores de Reducción de Resistencia por Ductilidad para Estructuras de Mampostería Cimentadas en Terreno Firme*. Revista de Ingeniería Sísmica.

- Ruíz-García, J., Sánchez, T., & Alcocer, S. M. (1998). *Rehabilitación de Muros de Mampostería Confinada Mediante Malla de Alambre y Recubrimiento de Mortero*.
- Sampieri, R. (2014). *Metodología de la Investigación*. Mexico D.F: Mc Graw Hill Education.
- Scott, L. (1994). *The Mathematical Theory of Finite Element Methods*.
- SEAOC. (1995). *Vision 2000: Performance Based Seismic Engineering of Buildings*. San Francisco.
- SEAOC Blue Book. (1999). "Recommended Lateral Force Requirements and Commentary". Seismology Committee. Structural Engineers Association of California. Sacramento California, United State.
- Sitter, W. R. (1984). *Costs for Service Life Optimization. The "Law of Fives"*. In: *CEB-RILEM Durability of Concrete Structures. Proceedings of the International Workshop held in*. Copenhagen: Dept. of Structural Engineering, Technical University of Denmark.
- Solis, F. M. (2016). *TESIS: EVALUACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS LATERALES ANTE EVENTOS SÍSMICOS EN LAS EDIFICACIONES DE LA CIUDAD DE JULIACA*. Juliaca.
- Toledo, V. (2011). *Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño. (1era. Edición): Perú*.
- Vergara, L. V., & Zevallos, E. M. (2014). *Tesis: "Análisis sísmico por desempeño estático no lineal de un edificio de 6 niveles en la Ciudad de Trujillo, La Libertad"*. Trujillo.
- Viera, A. L. (2004). *Tesis: "Diseño Sísmico Basado en Desempeño de Edificios de Hormigón Armado"*. Universidad Técnica de Ambato, Tungurahua, Ecuador.
- Zuñiga Cuevas, O., & Teran Gilmore, A. (2008). *EVALUACIÓN BASADA EN DESPLAZAMIENTOS DE EDIFICACIONES DE MAMPOSTERÍA CONFINADA. Ingeniería Sísmica, 25-48*.

ANEXOS

Anexo 1: Resolución de Aprobación del proyecto del trabajo de investigación.

UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO

Facultad de Ingeniería

RESOLUCIÓN N° 170-2020-CF-FI-UDH

Huánuco, 07 de Febrero de 2020

Visto, el expediente N° 347-20, del Coordinador Académico de Ingeniería Civil, referente el(la) bachiller Diego Vladimir NARRO RIVA AGÜERO, del Programa Académico Ingeniería Civil Facultad de Ingeniería, quien solicita modificación del título del Proyecto de Investigación;

CONSIDERANDO:

Que, según Resolución N° 560-99-CO-UH, de fecha 06/09/99, se aprueba el Reglamento de Grados y Títulos de la Facultad de Ingeniería, vigente;

Que, según el Expediente 347-20, del Programa Académico de, Ingeniería Civil, Informa que el Proyecto de Investigación Presentado por el(la) bachiller **Diego Vladimir NARRO RIVA AGÜERO**, ha sido aprobado, y

Que según Resolución N° 354-2018-CF-FI-UDH, se aprueba el proyecto de “EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE APLICANDO EL MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOVER EN UNA EDIFICACIÓN DE 4 NIVELES EN LA CIUDAD DE HUÁNUCO 2017” presentado por el bachiller **Diego Vladimir NARRO RIVA AGÜERO**, el mismo que solicita el cambio de título del proyecto de investigación por recomendación de sus jurados; y

Estando a lo acordado por el Consejo de Facultad de fecha 07 de Febrero de 2020 y normado en el Estatuto de la Universidad, Art. N° 44 inc.r);

SE RESUELVE:

Artículo Primero. - ANULAR, la resolución N° 354-2018-CF-FI-UDH de fecha 11 de mayo del 2018 en todo considerando.

Artículo Segundo. - APROBAR, la modificación del título del Proyecto de Investigación siendo el correcto: “EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE APLICANDO EL MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOVER EN UNA EDIFICACIÓN DE 4 NIVELES EN LA CIUDAD DE HUÁNUCO 2019” presentado por el(la) bachiller **Diego Vladimir NARRO RIVA AGÜERO**, para optar el Título de Ingeniera Civil del Programa Académico de Ingeniería Civil de la Universidad de Huánuco.

REGÍSTRESE, COMUNÍQUESE, ARCHÍVESE



UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO
FACULTAD DE INGENIERÍA
Mg. Johnny S. Tacha Rojas
SECRETARIO DOCENTE



UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO
Mg. Bertha Campos Rios
DECANA (E) DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA

Anexo 2: Resolución de nombramiento de Asesor.

UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO

Facultad de Ingeniería

RESOLUCIÓN N° 390-2021-D-FI-UDH

Huánuco, 14 de abril de 2021

Visto, el Oficio N° 251-2021-C-PAIC-FI-UDH presentado por el Coordinador del Programa Académico de Ingeniería Civil y el Expediente S/N, del Bach. **Diego Vladimir, NARRO RIVA AGÜERO**, quién solicita cambio de Asesor de Tesis.

CONSIDERANDO:

Que, de acuerdo a la Nueva Ley Universitaria 30220, Capítulo V, Art 45º inc. 45.2, es procedente su atención, y;

Que, según el Expediente S/N, presentado por el (la) Bach. **Diego Vladimir, NARRO RIVA AGÜERO**, quién solicita cambio de Asesor de Tesis, para desarrollar su trabajo de investigación, y;

Que, con Resolución N° 621-2017-D-FI-UDH, de fecha 11 de setiembre de 2017, en la cual se designa como Asesor de Tesis del Bach. **Diego Vladimir, NARRO RIVA AGÜERO** al Ing. Josué Choquevilca Chinguel; el mismo que no cuenta con el grado de maestro y que para el Registro Nacional de Trabajos de Investigación - RENATI, es requisito que el asesor cuente con dicho grado, y;

Que, según lo dispuesto en el Capítulo II, Art. 31 del Reglamento General de Grados y Títulos de la Universidad de Huánuco vigente, es procedente atender lo solicitado, y;

Estando a las atribuciones conferidas al Decano de la Facultad de Ingeniería y con cargo a dar cuenta en el próximo Consejo de Facultad.

SE RESUELVE:

Artículo Primero. - **DEJAR SIN EFECTO**, la Resolución N° 621-2017-D-FI-UDH, de fecha 11 de setiembre de 2017.

Artículo Segundo.- DESIGNAR, como nuevo Asesor de Tesis del Bach. **Diego Vladimir, NARRO RIVA AGÜERO** al Mg. Jhon Elio Gómez Valles, Docente del Programa Académico de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería.

Regístrese, comuníquese, archívese



Distribución:
Fac. de Ingeniería - PAIC- Asesor- Mat. y Reg.Acad. - Interesado - Archivo.
BCR/JPJ/nto

Anexo 3: Matriz de Consistencia

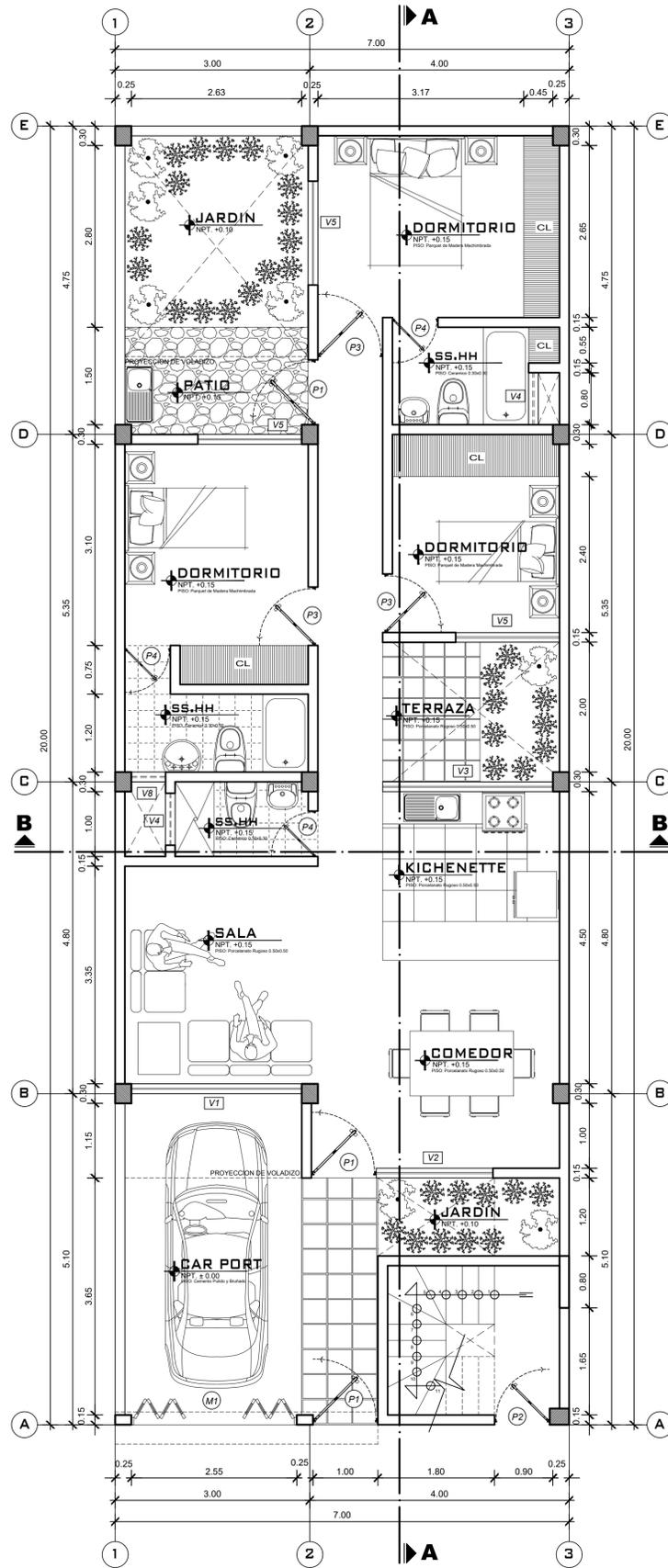
PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES E INDICADORES		METODOLOGIA
			VARIABLE INDEPENDIENTE		
Problema General	Objetivo General	Hipótesis General	DIMENSIÓN	INDICADORES	TIPO: Aplicada
¿Cómo evaluar el desempeño Sismorresistente aplicando el Método de Análisis Estático No Lineal Pushover en una edificación de 4 niveles en la Ciudad de Huánuco 2019?	- Evaluar el desempeño Sismorresistente aplicando el Método de Análisis Estático No Lineal Pushover en una edificación de 4 niveles, en la Ciudad de Huánuco 2019.	- Si se aplica el Método de Análisis Estático No Lineal Pushover en una edificación de 4 niveles en la Ciudad de Huánuco, entonces se podrá evaluar el desempeño sismorresistente de la estructura.	Rótula plástica	- Factores y criterios técnicos de modelamiento. - Sistema estructural de la Edificación - Uso de la Edificación	ENFOQUE: Cuantitativo NIVEL O ALCANCE: El presente trabajo es de Alcance Descriptivo
			Rendimiento de la Edificación	- Nivel de desempeño de la Estructura.	

Problemas Específicos - ¿Cómo realizar el análisis sísmico lineal de una edificación de 4 niveles en la Ciudad de Huánuco usando ETABS 2016 para verificar el cumplimiento de los requisitos mínimos que establece la Norma E 030 de Diseño Sismorresistente en el Perú?	Objetivos específicos - Realizar el análisis sísmico lineal de una edificación de 4 niveles en la Ciudad de Huánuco usando ETABS 2016 para verificar el cumplimiento de los requisitos mínimos que establece la Norma E 030 de Diseño Sismorresistente en el Perú.	Hipótesis Específicas - Si se realiza el análisis sísmico lineal en una edificación de 4 niveles en la ciudad de Huánuco usando ETABS 2016, entonces se podrá verificar el cumplimiento de los requisitos mínimos que establece la Norma E.030 de diseño		- Uso de Niveles Sísmicos.	transversal (Hernández Sampieri & otros, Metodología de la Investigación, 2014) POBLACIÓN Todas aquellas edificaciones de concreto armado, que cuenten con un sistema estructural de albañilería confinada y estén destinados como uso a departamentos. Además, las edificaciones que
			Adecuada Configuración Horizontal-Vertical	- Diagramas de Momento Giro, Curvas de Capacidad	
			No Linealidad del material	- Espectro de Respuesta.	
			VARIABLE DEPENDIENTE		
			DIMENSIÓN	INDICADORES	
Niveles de desempeño	-Operacional -Ocupación inmediata -Seguridad de vida				

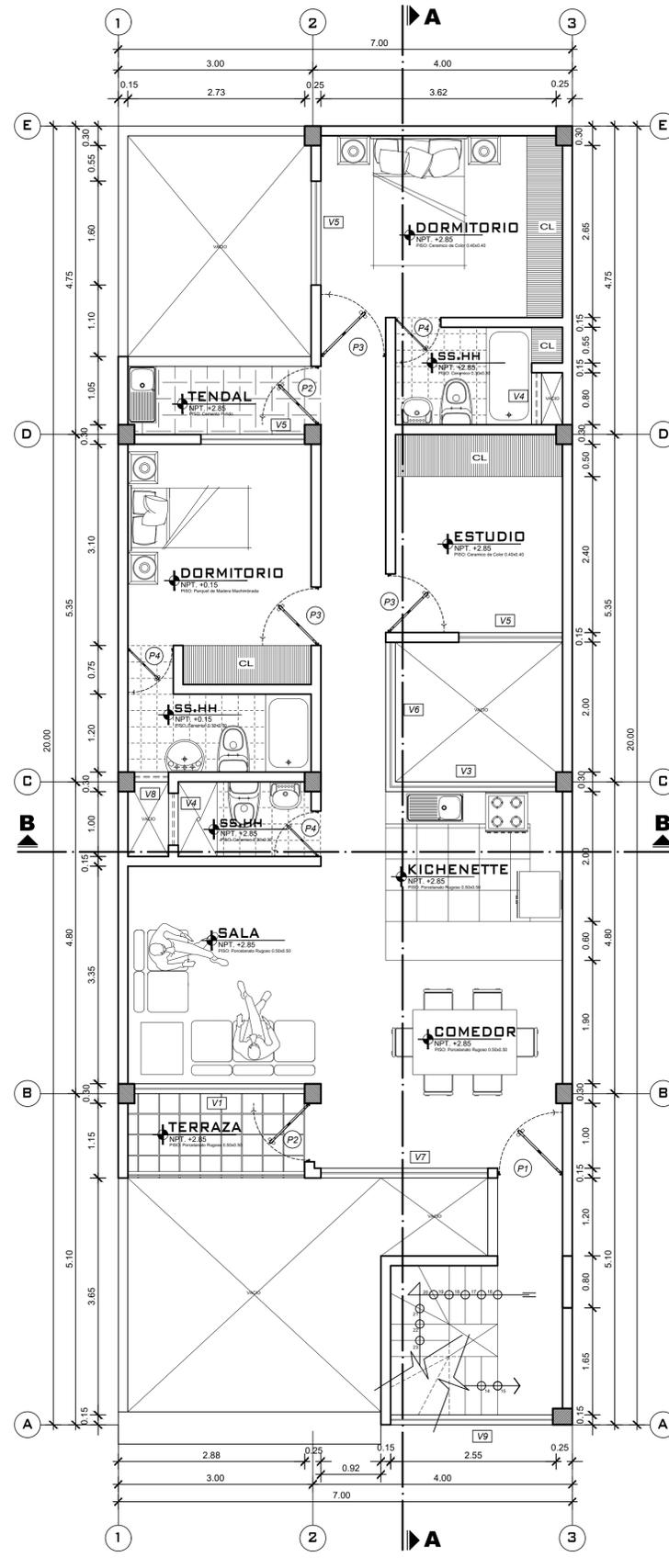
<p>- ¿Cómo efectuar el Análisis Estático No Lineal Pushover de una edificación de 4 niveles en la Ciudad de Huánuco usando ETABS 2016, para obtener las curvas de capacidad y punto de desempeño de la estructura?</p>	<p>- Efectuar el Análisis Estático No Lineal Pushover de una edificación de 4 niveles en la Ciudad de Huánuco usando ETABS 2016, para obtener las curvas de capacidad y punto de desempeño de la estructura.</p>	<p>- Si se efectúa el Análisis Estático No Lineal Pushover en una edificación de 4 niveles en la ciudad de Huánuco usando ETABS 2016, entonces se podrán obtener las curvas de capacidad y el punto de desempeño de la estructura.</p>		-Estabilidad estructural	<p>conforman nuestra población son también aquellas que cuentan con 4 niveles a más y se encuentran ubicadas en el Departamento de Huánuco.</p> <p>MUESTRA</p> <p>Una edificación que cuenta con 4 niveles, la misma que está construida mediante un sistema estructural de albañilería</p>
			Intensidad del sismo	Niveles sísmicos	
			Aplicación de la Norma Sismorresistente peruana	Curvas de Capacidad de la Estructura.	

					<p>confinada. además, el uso que tiene la misma está destinado a departamentos y se encuentra ubicada en el Psje. Los Fresnos Lote 12B en la Urbanización Los Portales, en el Distrito de Amarilis, Provincia de Huánuco.</p> <p>INSTRUMENTO</p> <ul style="list-style-type: none">- Expediente Técnico.- Hojas de cálculo
--	--	--	--	--	--

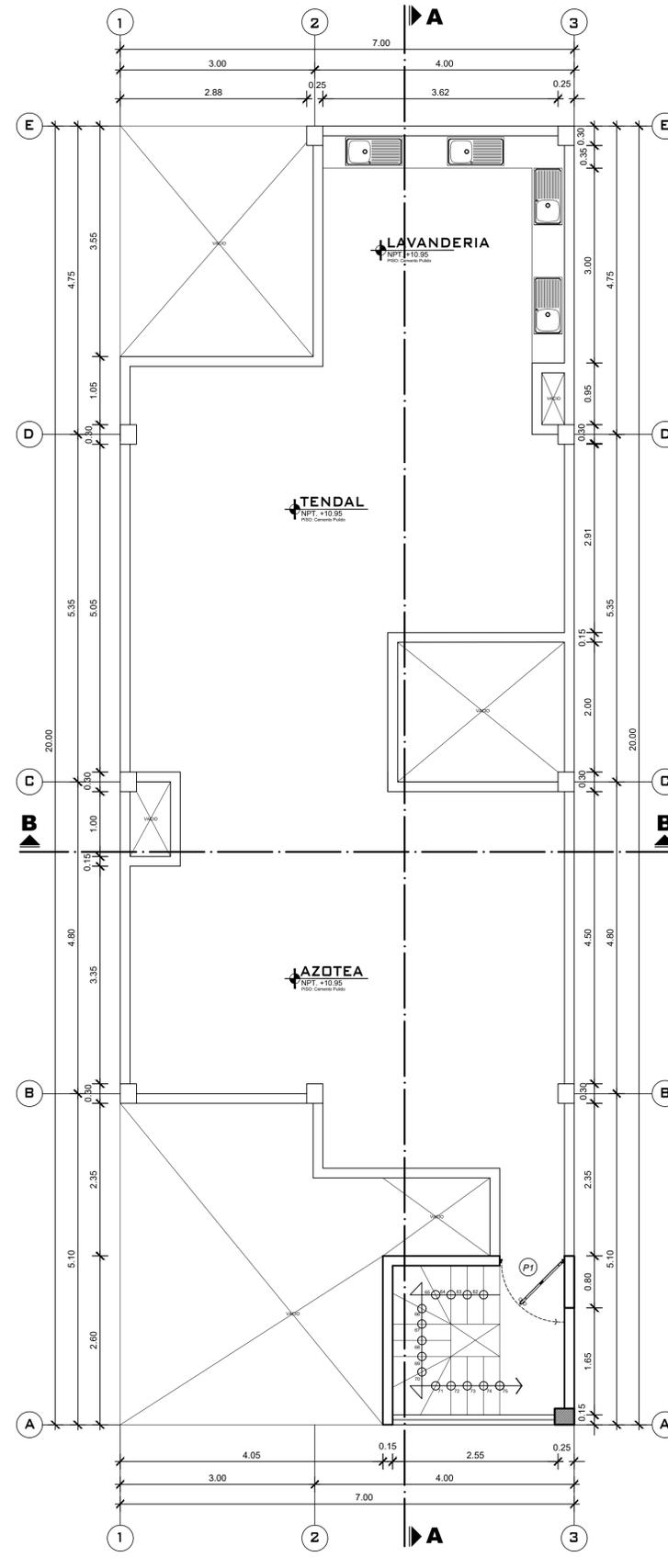
Anexo 4: Plano A-1 Distribución general.



PLANTA PRIMER NIVEL
ESCALA 1/50



PLANTA TIPICA
ESCALA 1/50



AZOTEA
ESCALA 1/50

RESUMEN CUADRO DE ACABADOS		1º NIVEL				2do, 3ro y 4to NIVEL				AZOTEA	
ACABADOS	AMBIENTES	SALA - COMEDOR		COCINA		DORMITORIO		TERRAZA		AZOTEA	
		CEMENTO PULIDO Y BRANDEADO									
PARQUET DE MADERA MACHEMORADA											
CERAMICO 0.30X0.30											
CERAMICO 0.40X0.40											
PORCELANATO 0.50X0.50											
CERAMICO 1.00X1.00											
CEMENTO PULIDO 1.00X1.00											
PORCELANATO 1.00X1.00											
MADERA											
TARRAJO PINTADO PISO											
TARRAJO PINTADO											
CIELO RASO											
VENTANAS DE VIDRIO CON PERFILES METALICOS											
PUERTA DE MADERA CONTRAPLACADA											
INTERIOR: LATAZ LABABLE											
EXTERIOR: LATEX LABABLE CAMARITAL EPOXICO											
PISO: ESMALTE FOSFORESCENTE DE SEÑALIZACION											
VIDRIOS: CRISTAL INCOLORO 6 MM											
INTERIOR: CRISTAL INCOLORO 6 MM											
EXTERIOR: CRISTAL INCOLORO 6 MM											
REJOLINO LONA DE COLOR NACIONAL											
LAVADERO LONA DE COLOR NACIONAL											
LAVADERO DE ACERO INOXIDABLE											
LAVADERO DE GRANITO LAVADO											
FANALERA LONA COLOR NACIONAL											
JABONERA LONA COLOR NACIONAL											
TORNILLOS											
GRIFO CROMADO TIPO BANSO											
GRIFO CROMADO TIPO ESPAÑOLA											
CERRAJERIA TIPO FIELLA											
CERRAJERIA TIPO GALPEA FORTE											

CUADRO DE VANOS						
CODIGO	ANCHO	ALTURA	CANTIDAD	ALFEIZER	CARACTERISTICAS	
P1	1.00	2.50	6	—	Puerta Metálica según diseño, con sobreluz de 0.40m, 1 hoja, Giro 90°	
P2	0.90	2.50	7	—	Puerta Metálica según diseño, con sobreluz de 0.40m, 1 hoja, Giro 90°	
P3	0.80	2.50	12	—	Puerta de madera contraplacada, con sobreluz de 0.40m, 1 hoja e = 2", Giro 90°	
P4	0.70	2.50	12	—	Puerta de madera contraplacada, con sobreluz de 0.50m, 1 hoja e = 2", Giro 90°	
M1	2.55	2.20	1	—	Puerta Elevadora para garaje según diseño	
V1	2.62	2.20	4	0.30	Ventana baja con sistema nova vidrio e=6mm.	
V2	1.80	1.70	1	0.80	Ventana baja con sistema nova vidrio e=6mm.	
V3	2.62	1.50	4	1.00	Ventana baja con sistema nova vidrio e=6mm.	
V4	0.80	0.70	12	1.80	Ventana alta con vidrio incoloro e=6mm.	
V5	1.60	1.60	12	0.90	Ventana baja con sistema nova vidrio e=6mm.	
V6	2.15	1.50	4	1.00	Ventana baja con sistema nova vidrio e=6mm.	
V7	2.57	1.70	3	0.80	Ventana baja con sistema nova vidrio e=6mm.	
V8	0.53	0.70	4	1.80	Ventana alta con vidrio incoloro e=6mm.	
V9	0.80	2.55	1	—	Muro Cortina Sistema Frame / vidrio translucido	

VIVIENDA MULTIFAMILIAR

LAMINA: **A-1**

TITULO: EVALUACION DEL DESEMPEÑO SISMORESISTENTE APLICANDO EL METODO DE ANALISIS ESTADICO NO LINEAL PUSHOVER EN UNA EDIFICACION DE 4 NIVELES EN LA CIUDAD DE HUANUCO 2019

PLANO: **DISTRIBUCION GENERAL**

RESPONSABLE: **BACH. ING. CIVIL DIEGO V. NARRO RIVA AGÜERO**

ESCALA: **INDICADA**

UBICACION: **HUANUCO**

PROVINCIA: **HUANUCO**

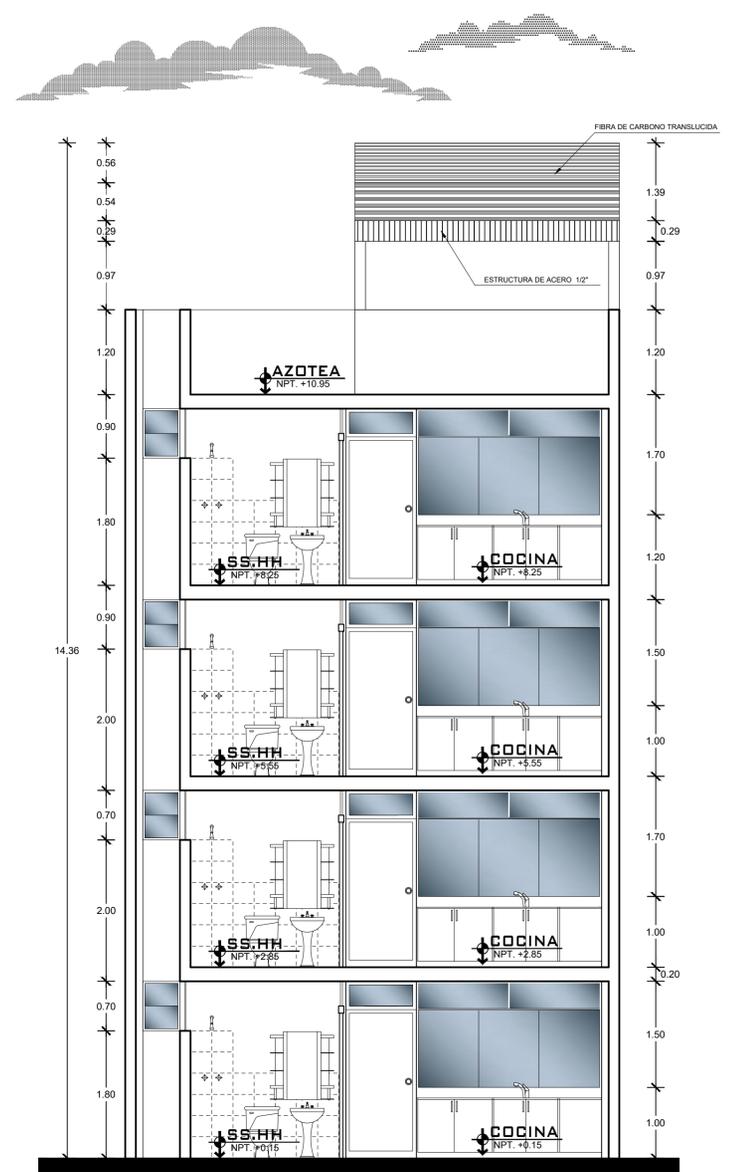
DISTRITO: **AMARILLOS**

DIRECCION: **PSJE. LOS FRESNOS LOTE 12B URB. LOS PORTALES**

Anexo 5: Plano A-2 Cortes generales.



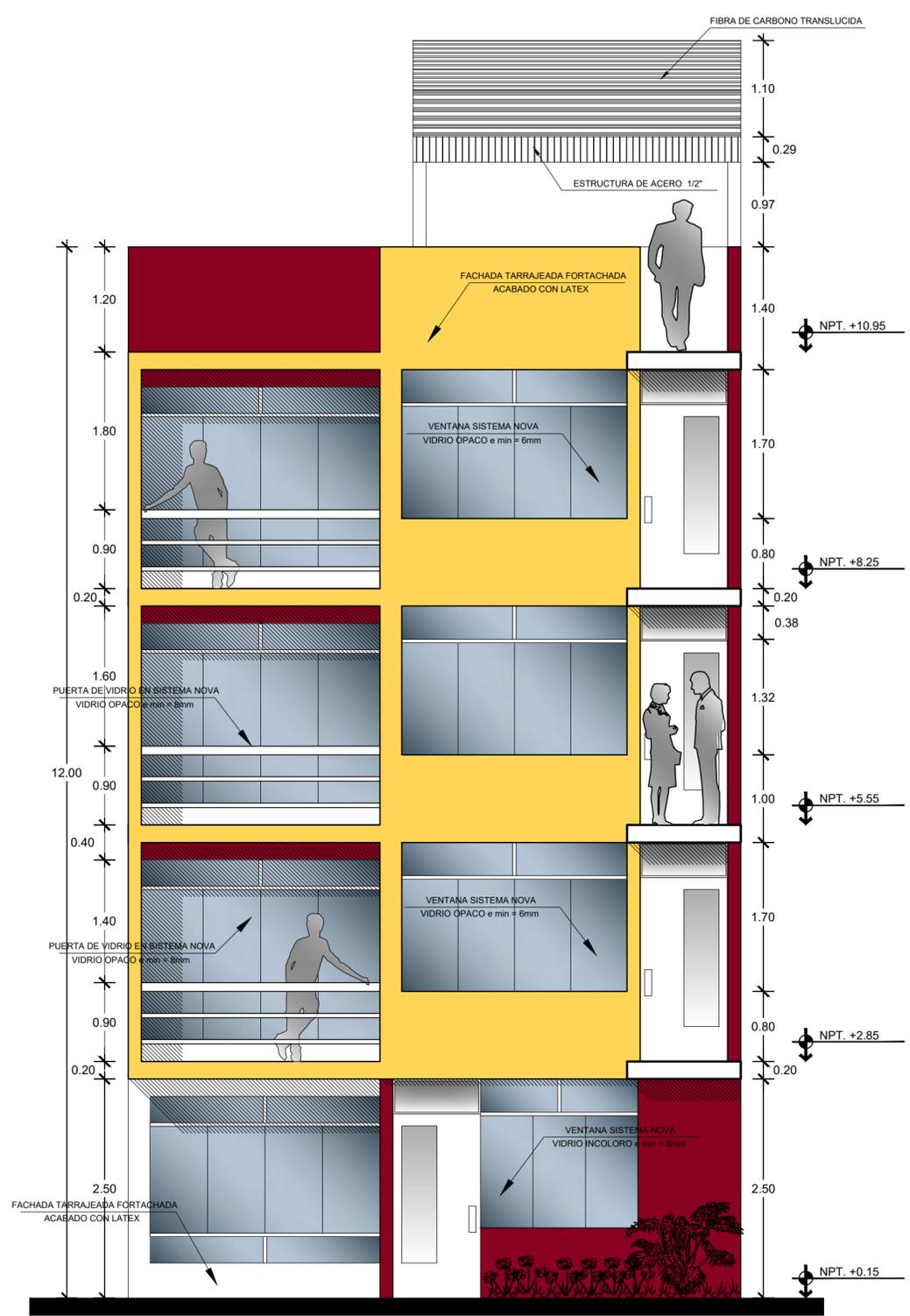
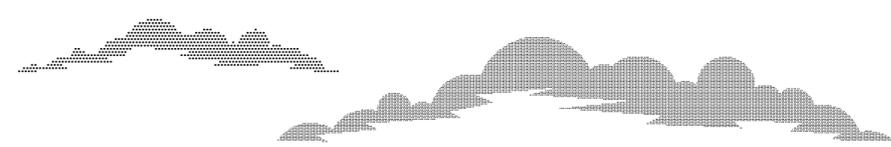
CORTE A-A
ESCALA 1/50



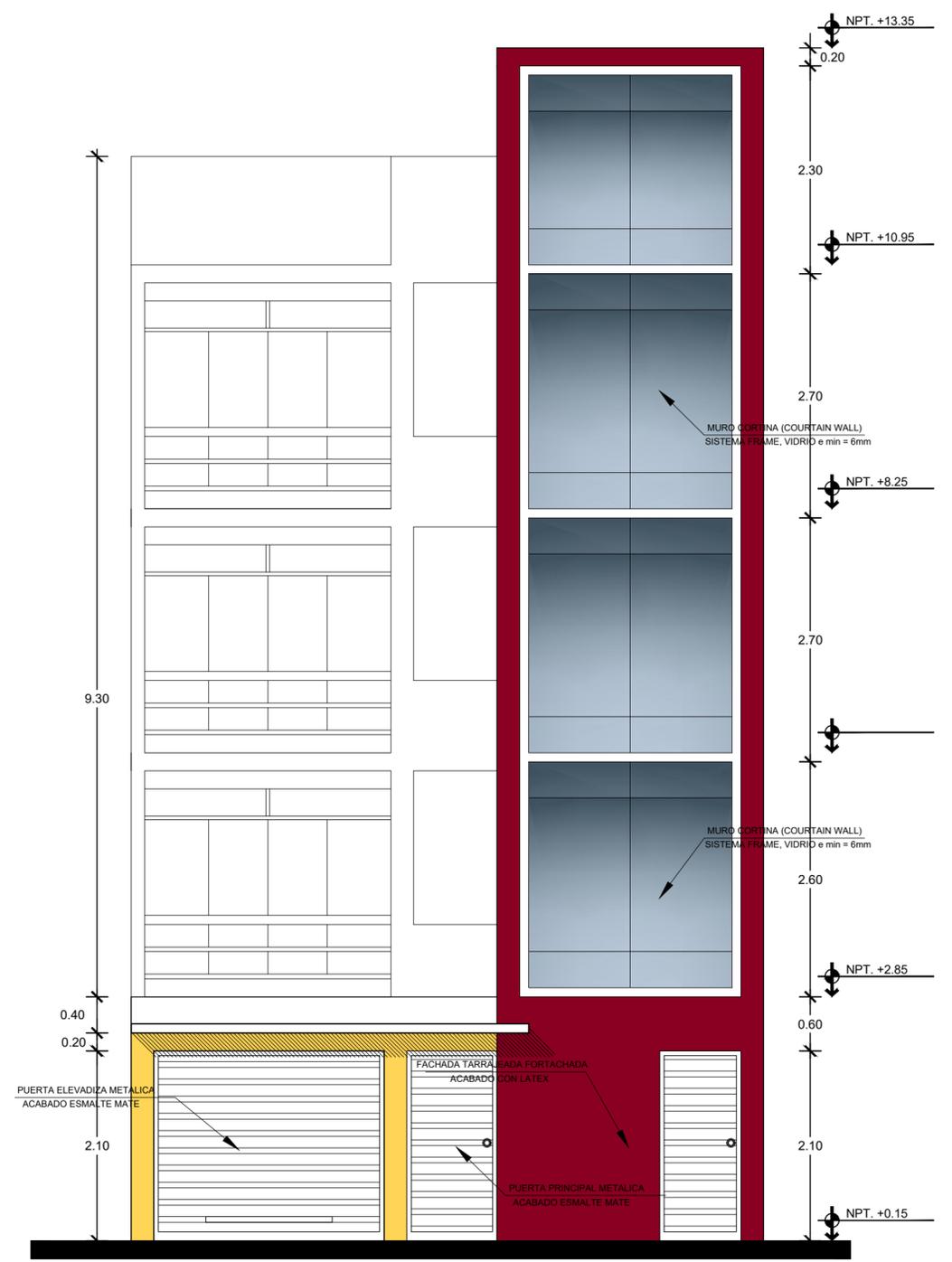
CORTE B-B
ESCALA 1/50

	PROYECTO : VIVIENDA MULTIFAMILIAR	LAMINA : A-2
	<small>TÍTULO : EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE APLICANDO EL MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOVER EN UNA EDIFICACIÓN DE 4 NIVELES EN LA CIUDAD DE HUANOCA 2019.</small>	
PLANO : CORTES GENERALES	ESPECIALIDAD : ARQUITECTURA DIRECCIÓN : PSE. LOS FRESNOS LOTE 12B URB. LOS PORTALES	UBICACIÓN : REGION : HUANOCA PROVINCIA : HUANOCA DISTRITO : AMARILIS
RESPONSABLE: BACH. ING. CIVIL DIEGO V. NARRO RIVA AGÜERO	ESCALA : INDICADA	

Anexo 6: Plano A-3 Elevaciones.



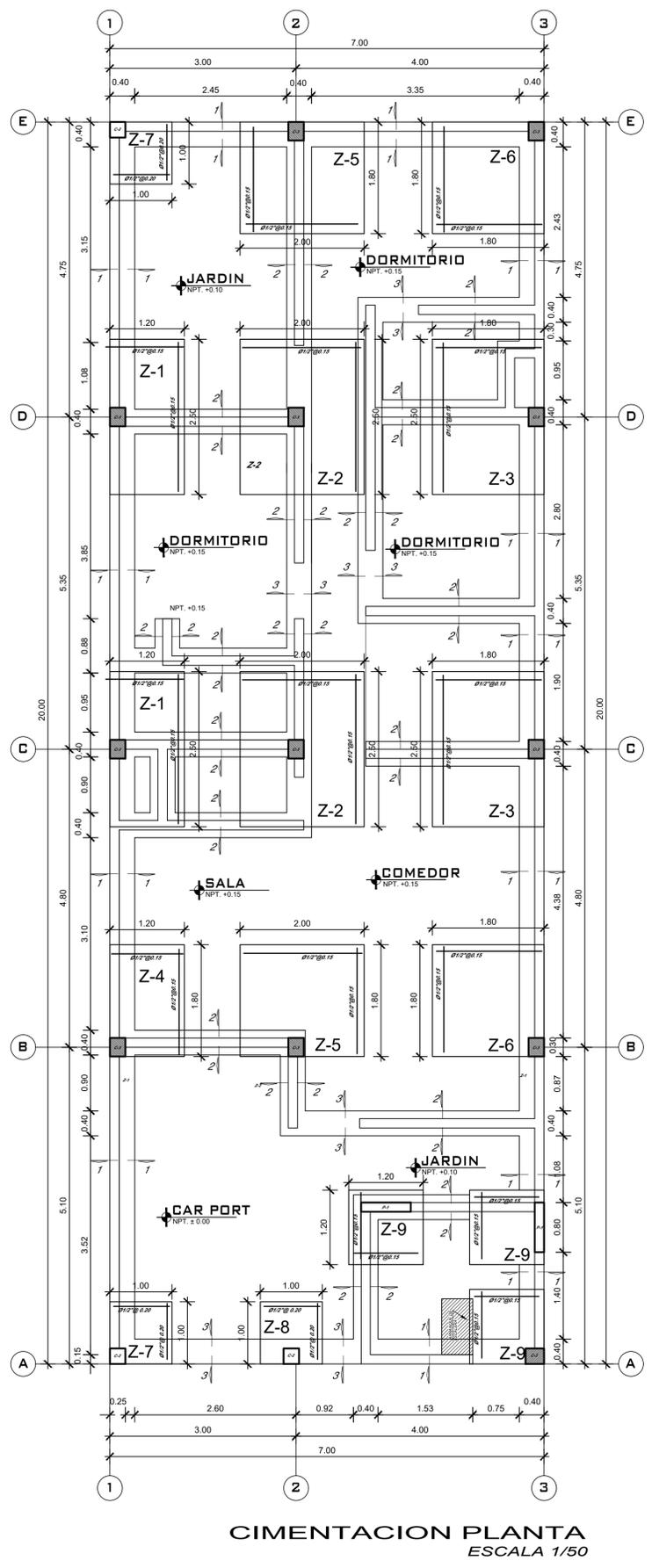
ELEVACION PRINCIPAL
ESCALA 1/50



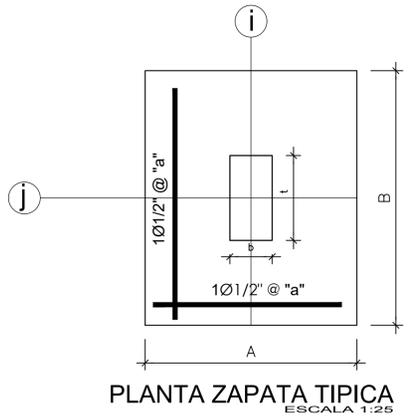
ELEVACION EXTERIOR
ESCALA 1/50

	PROYECTO : VIVIENDA MULTIFAMILIAR	LAMINA : A-3
	TITULO : EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE APLICANDO EL MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSH-OVER EN UNA EDIFICACIÓN DE 4 NIVELES EN LA CIUDAD DE HUÁNUCO 2019.	
PLANO : ELEVACIONES	ESPECIALIDAD : ARQUITECTURA	UBICACION : REGION : HUANUCO PROVINCIA : HUANUCO DISTRITO : AMARILIS
RESPONSABLE: BACH. ING. CIVIL DIEGO V. NARRO RIVA AGÜERO		ESCALA: INDICADA

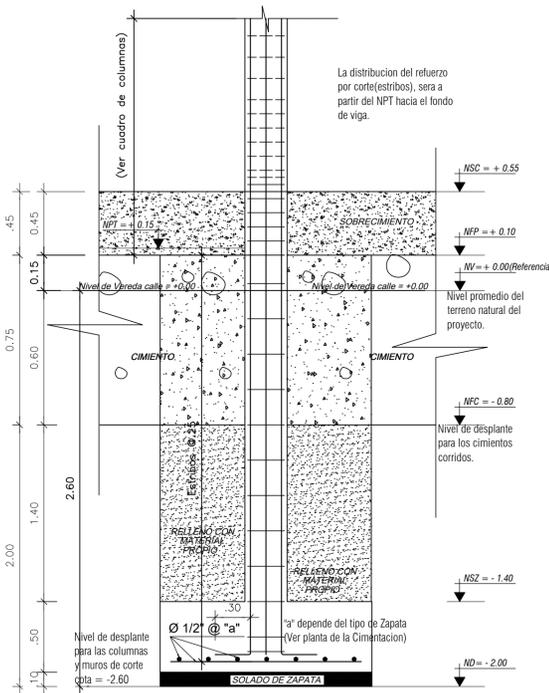
Anexo 7: Plano E-1 Planta de cimentación.



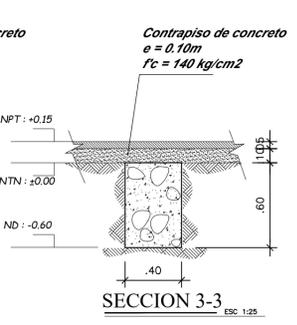
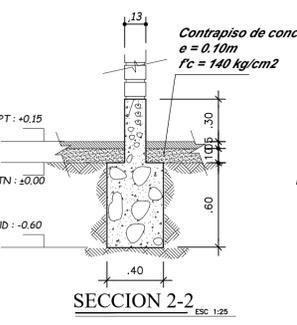
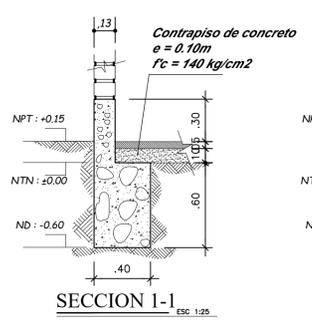
CIMENTACION PLANTA
ESCALA 1/50



PLANTA ZAPATA TIPICA
ESCALA 1:25



ELEVACION TIPICA ZAPATA
ESCALA 1:25



DETALLE CONSTRUCTIVO DE MURO PORTANTE
Escala: 1/12.5

DETALLES DE CIMENTACIÓN
Escala: 1/25

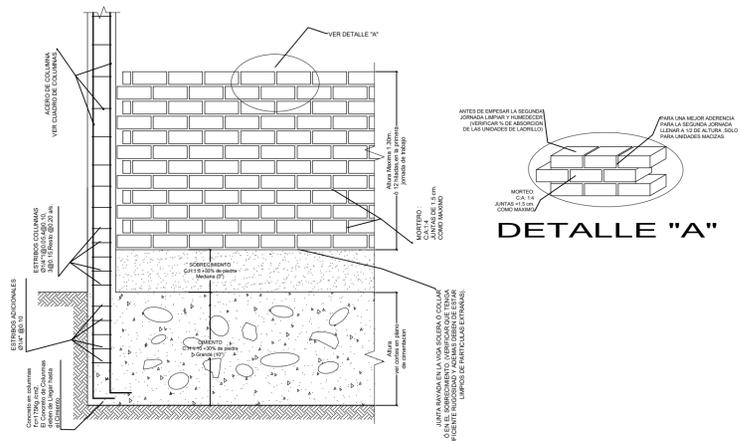
EMPALMES				
fe	LOSAS Y VIGAS L (m)	COLUMNAS L (m)	EN LOSAS Y VIGAS	EN COLUMNAS
Ø 3/8"	0.40	0.30		Los empalmes "L" se ubicarán: a) Se ubicarán en el tercio central b) No se empalmarán más del 50% de la armadura en una misma sección
Ø 1/2"	0.50	0.40		
Ø 5/8"	0.60	0.50		
Ø 3/4"	0.80	0.60		

LONGITUD DE ANCLAJE CON GANCHO (L _{dg})			
Ø	f _c	210	280 kg/cm ²
1/2"	0.40	0.45	
5/8"	0.40	0.50	
3/4"	0.45	0.60	
1"	0.55	0.75	
	1.00	1.30	

EXTENSION		RECTA	
3/8"	3 cm	1/2"	15 cm
1/2"	4 cm	5/8"	20 cm
5/8"	5 cm	3/4"	25 cm
3/4"	6 cm	1"	31 cm
1"	8 cm		

DETALLE DE LONGITUD DE ANCLAJE Y LONGITUD DE DOBLEZ

CUADRO DE COLUMNAS Y PLACAS ESC: 1/25			
NIVEL TIPO	SECCION	ACERO	Separación de Estribos
1er al 4to Nivel	P-1	0.80 2Ø5/8" 6Ø 1/2" 2Ø5/8"	Ø3/8" 2@0.05, 6@0.10 4@0.15, 3@0.20, Rto.@.25 A/E
	C-2	0.25 4Ø1/2"	Ø3/8" 2@0.05, 4@0.10 Rto.@.20 A/E
	C-3	0.30 2Ø3/4" 2Ø1/2" 2Ø3/4"	Ø3/8" 2@0.05, 5@0.10 3@0.15, Rto.@.25 A/E



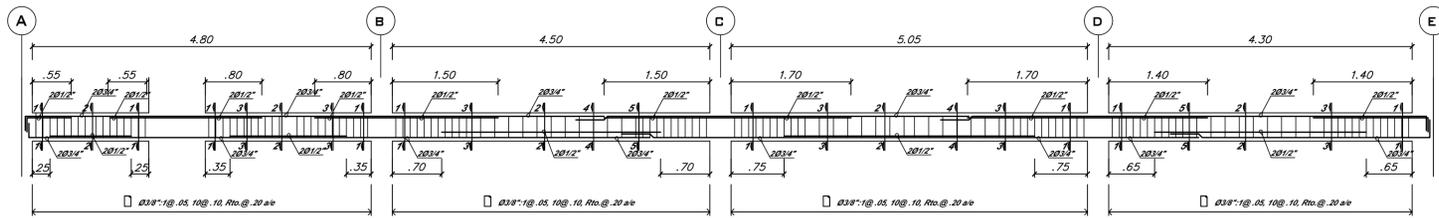
DETALLE "A"

- ESPECIFICACIONES TECNICAS
- CONCRETOS
 - 1.1) CONCRETO ESTRUCTURAL
f_c = 210 kg/cm², Zapatas, Columnas, Escalera, Vigas, Losa Aligerada y Losa Armada
f_c = 175 kg/cm², Sobre Cimiento, Columnas y Vigas de Amare
 - 1.2) CONCRETO CICLOPEO
f_c = C - H, 1:12 + 30 % PG en falsa cimentación corrido (solado)
f_c = C - H, 1:10 + 30 % PG en cimiento corrido
f_c = C - H, 1:8 + 25 % PM en sobrecimiento corrido
 - ACERO DE REFUERZO
Acero ASTM 60, f_y = 4200 kg/cm²
 - SOBRECARGA
Indicada en plano de vigas y aligerados
 - ALBAÑILERIA
 - 4.1) Resistencia específica del muro f_m = 45 kg/cm²
 - 4.2) Tipo de mortero 1:4 (cemento-arena)
 - 4.3) La junta de construcción de la albañilería es de 1.5 cm, H.V. (máximo)
 - 4.4) La unidad de albañilería normalizada será el ladrillo tipo IV de dimensiones 9 x 13 x 24 con un máximo de vacíos de 30 % del volumen de ladrillo unitario
 - 4.5) Los muros portantes (achurados en planta deberán construirse antes y después los confinamientos de concreto armado (vertical y horizontal)
 - RECUBRIMIENTOS
 - 5.1) En vigas chatas, losas aligeradas y losas macizas será de 2.5 cm
 - 5.2) En vigas peraltadas será de 3.5 cm
 - 5.3) En columnas y vigas de cimentación será de 3 cm.
 - 5.4) En zapatas 7.5 cm
 - CURADOS
En todos los elementos donde se usen cemento se efectuarán curados permanentes durante el día con agua potable hasta cumplir los 7 días después de las construcciones
 - MADERA ESTRUCTURAL
La madera estructural será del grupo "C"
 - SUELO
La capacidad portante y profundidad de cimentación estará definida por estudio de suelos Para el presente proyecto, la capacidad portante del terreno es Q₁ = 1.80 kg/cm² a una profundidad promedio de 2.00m., tomando como referencia el NVT +0.00 de la calle
 - TRATAMIENTO DE CALICATAS PARA CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIÓN
Si existiera algún elemento de estructura de cimentación sobre calicatas excavadas para fines de estudios de suelos para cimentación, serán previamente tratadas con un relleno adecuado con construcción de un relleno conformando un falso cimiento o falsa zapata según sea el caso con dosificación 1:12 + 30 % P.G. evitándose de este modo los asentamientos diferenciales.

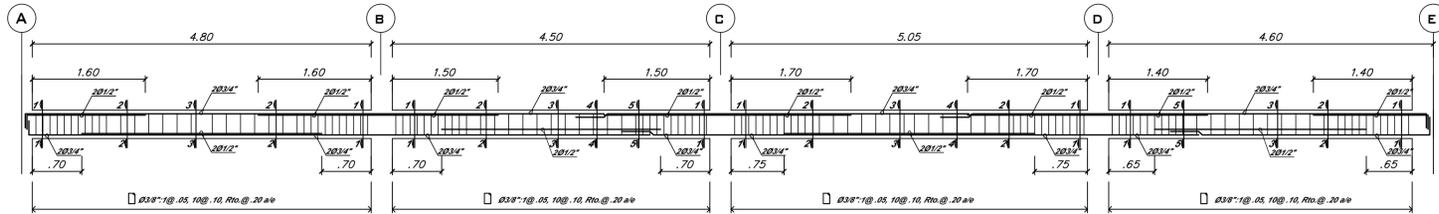
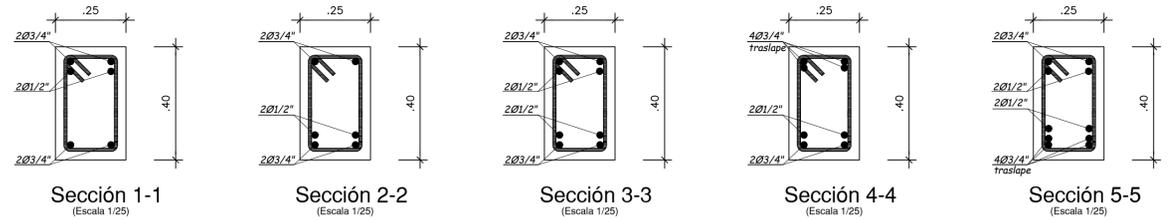


	PROYECTO: VIVIENDA MULTIFAMILIAR	LAMINA: E-1
	TITULO: EVALUACION DEL DESEMPEÑO SISMORESISTENTE APLICANDO EL METODO DE ANALISIS ESTADICO NO LINEAL PUSHOVER EN UNA EDIFICACION DE 4 NIVELES EN LA CIUDAD DE HUANOCAO 2015	REGION: - HUANOCAO DISTRITO: - AMARILLOS
PLANO: PLANTA DE CIMENTACION	ESPECIALIDAD: - ESTRUCTURAS DIRECCION: - PSJE. LOS FRENSOS LOTE 12B URB. LOS PORTALES	RESPONSABLE: BACH. ING. CIVIL DIEGO V. NARRO RIVA AGÜERO

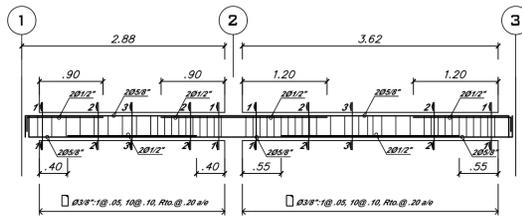
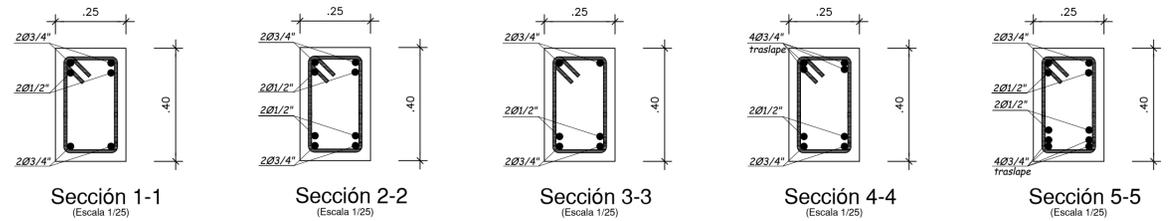
Anexo 8: Plano E-2 Detalles vigas de techo.



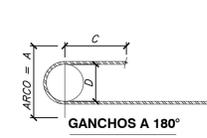
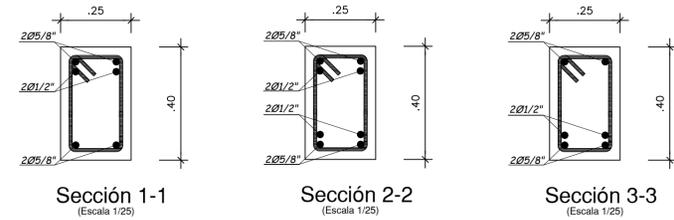
VIGA 104 V-104 (0.25X0.40)
ESC: 1/10



VIGA 103 V-103 (0.25X0.40)
ESC: 1/10



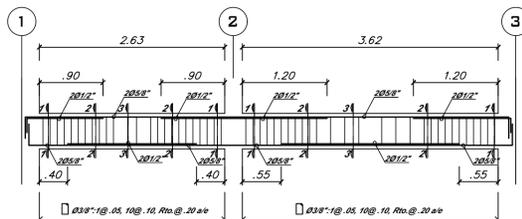
VIGA 101 V-101 (0.25X0.40)
ESC: 1/10



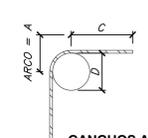
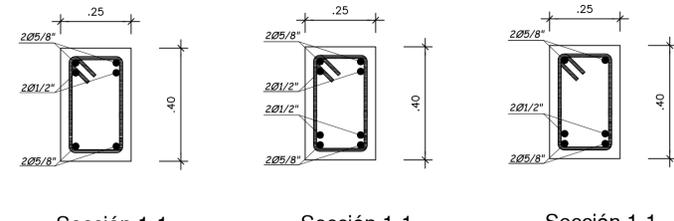
Ø	D(cm)	A(cm)	C(cm)	Longitud del Gancho
3/8"	5.71	10.45	9.55	20.00
1/2"	7.62	13.96	11.04	25.00
5/8"	9.54	17.48	7.62	25.00
3/4"	11.46	21.00	9.00	30.00
1"	15.24	27.93	12.07	40.00



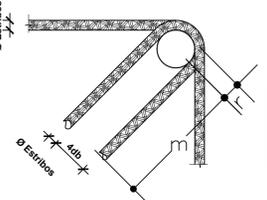
Ø	D(cm)	A(cm)	C(cm)	Longitud del Gancho
3/8"	3.81	6.73	9.53	17.50
1/2"	5.08	8.97	12.70	20.00
5/8"	6.35	11.22	15.88	27.50
3/4"	11.43	17.92	19.05	37.50
1"	15.24	23.02	25.40	50.00



VIGA 102 V-102 (0.25X0.40)
ESC: 1/10



Ø	D(cm)	A(cm)	C(cm)	Longitud del Gancho
3/8"	5.71	5.23	14.77	20.00
1/2"	7.62	6.98	18.02	25.00
5/8"	9.54	8.74	21.26	30.00
3/4"	11.46	10.50	24.50	35.00
1"	15.24	13.96	31.04	45.00

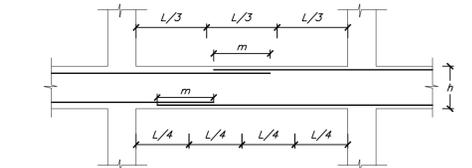


DET. DE DOBLEZ DE ESTRIBO A 135°
ESCALA 5:1

DOBLEZ EN ESTRIBO A 135°			
Ø	m	r	TOTAL
3/8"	9.50cm	1.90cm	11.50cm
1/2"	6.5cm	1.27cm	8.00cm
1/4"			

NOTA: La longitud proporcionada será la mínima colocada en el momento de la construcción

DETALLE PARA CORTE DE VARILLAS EN TRACCION Y COMPRESION



VALORES DE m		
REFUERZO INTERIOR	H < 30	H > 30
3/8"	40	45
1/2"	40	50
5/8"	50	60
3/4"	60	75
1"	1.15	1.00

NOTA
a. No empalmarse más del 50% del Área total en una misma sección.
b. En caso de no empalmarse en las zonas indicadas o con los porcentajes especificados, aumentar la longitud de empalme en un 70% o consultar al proyectista.
c. Para aligerados y vigas chitas, el acero interior se empalmará sobre los apoyos siendo la longitud de empalme igual a 25cm para fierro de 3/8" y 35 cm. para fierro de 1/2" o 5/8".

EMPALMES POR TRASLAPE

Las barras empalmadas por medio de traslapes son contacto en elementos sujetos a flexión, no deberán separarse transversalmente más de 1/5 de la longitud de traslape requerido, ni más de 1/3 de la longitud de desarrollo.
Los traslapes de barras que forman paquetes deberán basarse en la longitud de traslape requerida para las barras individuales dentro de un paquete, aumentada en un 20% para paquetes de 3 barras y en un 33% para paquetes de 4 barras. Los traslapes de las barras individuales dentro de un paquete no deberán coincidir dentro de una misma longitud de traslape.

EMPALMES TRASLAPADOS DE BARRAS CORRUGADAS SUJETAS A TRACCION

La longitud mínima del traslape en los empalmes traslapados en tracción será conforme a los requisitos de los empalmes denominados tipos B o C, pero nunca menos a 30 cm.
Empalme Tipo B es a 1/3 l
Empalme Tipo C es a 1/2 l

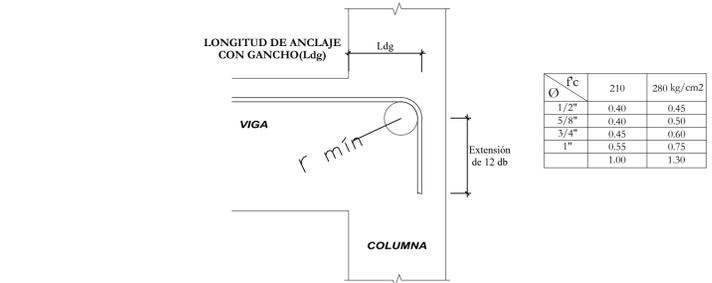
EMPALMES TRASLAPADOS DE BARRAS CORRUGADAS SUJETAS A COMPRESION

La longitud mínima de un empalme traslapado en compresión será la longitud de desarrollo en compresión indicada anteriormente, debiendo ser además mayor o igual a 500 fy/dy y no menor a 30 cm. Para fy menor de 210 kg/cm2, la longitud de empalme será incrementada en un tercio.

LONGITUDES DE DESARROLLO PARA BARRAS CORRUGADAS A TRACCION

BARRAS INFERIORES						
fy	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	
4200 kg/cm2 <td>175.00</td> <td>30.00</td> <td>35.00</td> <td>45.00</td> <td>50.00</td> <td>95.00</td>	175.00	30.00	35.00	45.00	50.00	95.00
Long. desor. en cm.	210.00	30.00	35.00	45.00	50.00	90.00

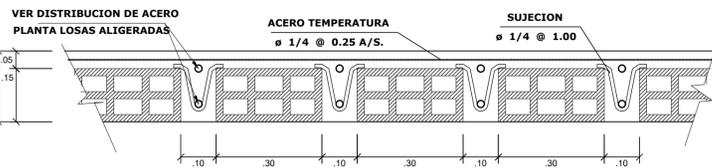
BARRAS SUPERIORES						
fy	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	
4200 kg/cm2 <td>175.00</td> <td>35.00</td> <td>45.00</td> <td>60.00</td> <td>70.00</td> <td>130.00</td>	175.00	35.00	45.00	60.00	70.00	130.00
Long. desor. en cm.	210.00	30.00	45.00	60.00	70.00	125.00



Ø	fy	210	280 kg/cm2
1/2"	0.40	0.45	
5/8"	0.40	0.50	
3/4"	0.45	0.60	
1"	0.55	0.75	
	1.00	1.30	

EXTENSION	RECTA	RADIO	MINIMO DE DOBLEZ
1/2"	15 cm	3/8"	3 cm
5/8"	20 cm	1/2"	4 cm
3/4"	25 cm	5/8"	5 cm
1"	31 cm	3/4"	6 cm
		1"	8 cm

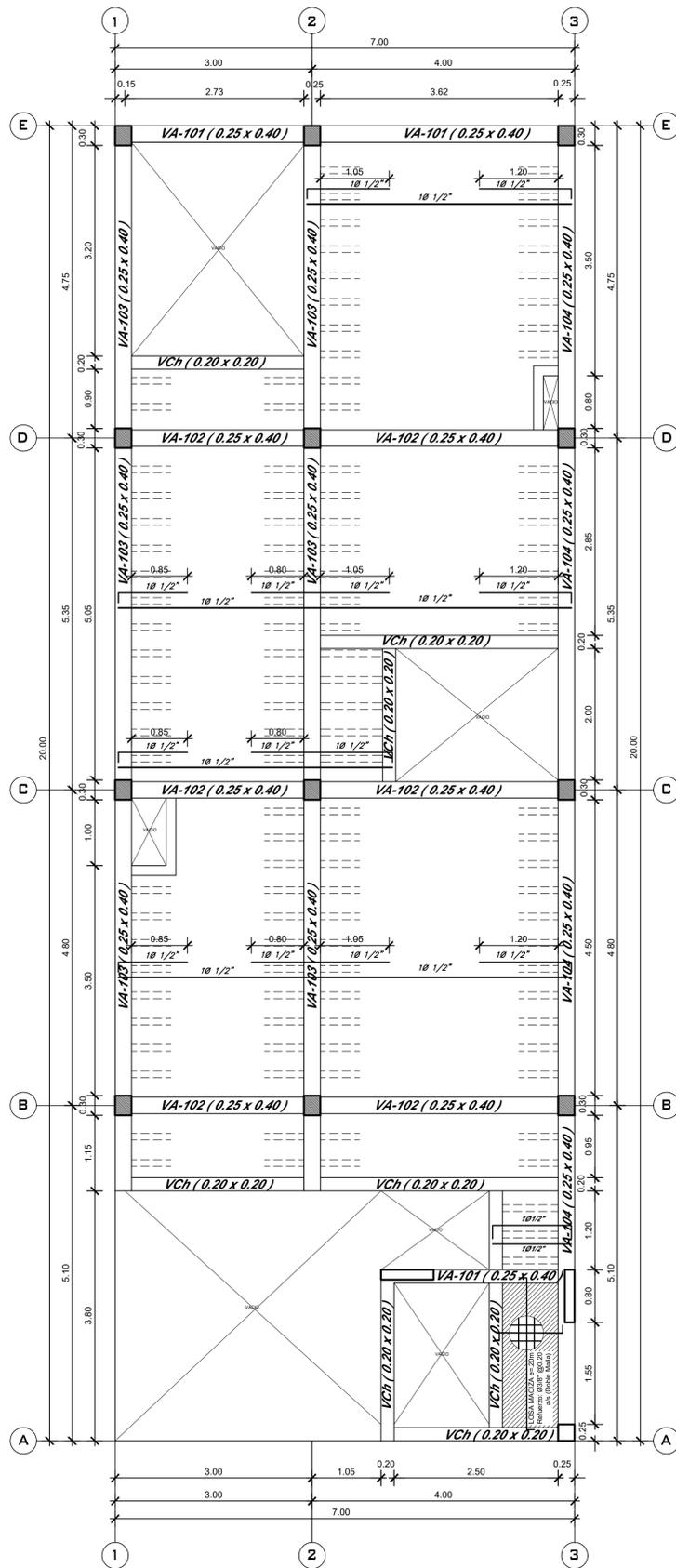
DETALLE DE LONGITUD DE ANCLAJE Y LONGITUD DE DOBLEZ



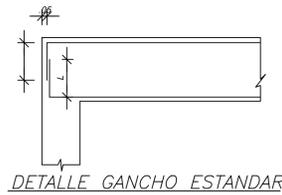
DETALLE DE ALIGERADO
ESC: 1/10 S/C=300 Kg/cm2

	VIVIENDA MULTIFAMILIAR	E-2
	DETALLES VIGAS DE TECHO	ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS DIRECCION: PSJE. LOS FRESNOS LOTE 12B URB. LOS PORTALES
RESPONSABLE: BACH. ING. CIVIL DIEGO V. NARRO RIVA AGÜERO	ESCALA: INDICADA	

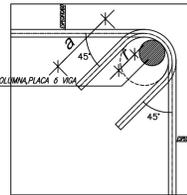
Anexo 9: Plano E-3 Aligerado y escalera.



ALIGERADO TÍPICO
ESCALA 1/50

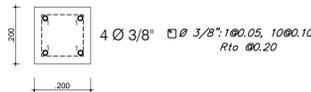


Ø	L(m)
1/2"	.15
5/8"	.20
3/4"	.25
1"	.30



Ø	r(cm.)	a(cm.)
3/8"	2.0	10.0
1/2"	2.5	12.5

DETALLE DE DOBLADO
DE ESTRIBOS
EN COLUMNAS Y VIGAS



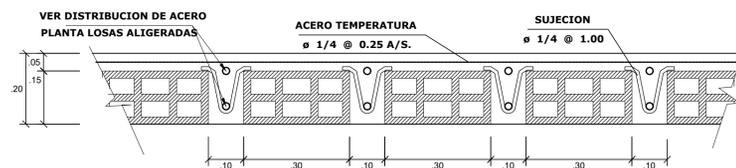
Sec. V-Ch

ESCALA: 1/25

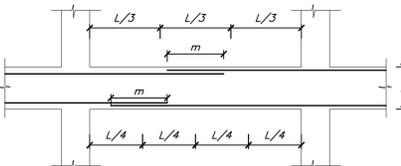
CUADRO DE SOBRECARGAS

S/C PISO - 01	: 200 KG/M2
S/C PISO - 02	: 200 KG/M2
S/C PISO - 03	: 200 KG/M2
S/C PISO - 04	: 200 KG/M2
S/C ESCALERA	: 250 KG/M2

FUENTE : R. N. E.



DETALLE PARA CORTE DE VARILLAS EN TRACCION Y COMPRESION



VALORES DE m		
REFUERZO INTERIOR	H < 30	H > 30
3/8"	40	45
1/2"	40	50
5/8"	50	60
3/4"	60	75
1"	1.15	1.30

NOTA

- a. No empalmes más del 50% del Área total en una misma sección.
- b. En caso de no empalmarse en las zonas indicadas, se con los porcentajes especificados, aumentar la longitud de empalme en un 70% o consultar al proyectista.
- c. Para aligerados y vigas chulas, el acero interior se empalmará sobre los apoyos siendo la longitud de empalme igual a 25cm. para fierro de 3/8" y 3/4", para fierro de 1/2" o 5/8".

EMPALMES POR TRASLAPE

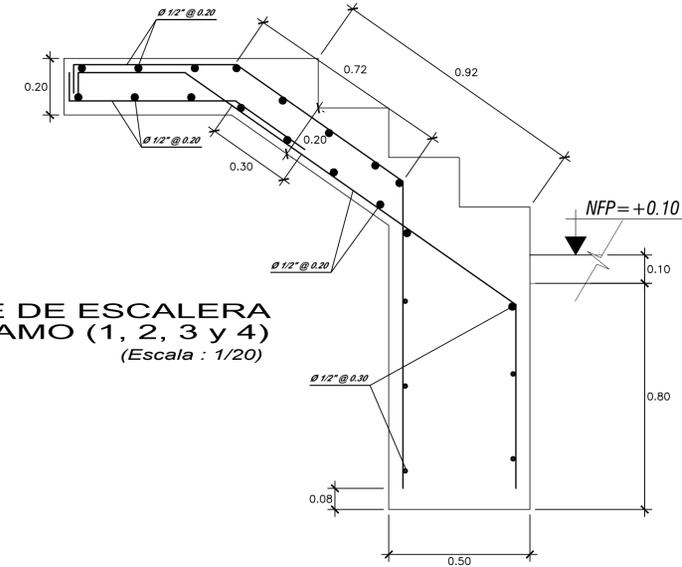
- Las barras empalmadas por medio de traslapes son contacto en elementos sujetos a flexión, no deberán separarse transversalmente más de 1/5 de la longitud de traslape requerida, ni más de 30 cm.
- Los traslapes de barras que forman paquetes deberán basarse en la longitud de traslape requerida para las barras individuales dentro de un paquete, aumentada en un 20% para paquetes de 3 barras y en un 33% para paquetes de 4 barras. Los traslapes de las barras individuales dentro de un paquete no deberán coincidir dentro de una misma longitud de traslape.

EMPALMES TRASLAPADOS DE BARRAS CORRUGADAS SUJETAS A TRACCION

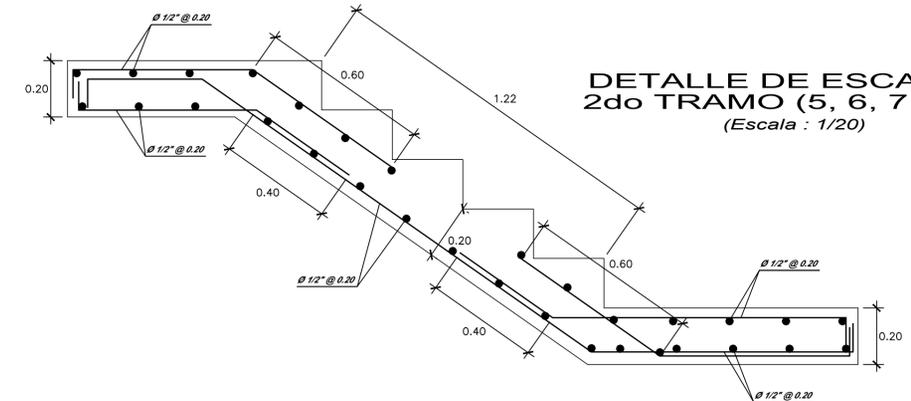
- La longitud mínima del traslape en los empalmes traslapados en tracción será conforme a los requisitos de los empalmes denominados tipos B o C, pero nunca menor a 30 cm.
- Empalme Tipo B se le 1/3 l
- Empalme Tipo C se le 1/2 l
- Donde l es la longitud del empalme, y l' es la longitud de desarrollo en tracción.
- Los empalmes en zonas de esfuerzo alto deben preferentemente evitarse, sin embargo, si fueren estrictamente necesarios y si se empalma menos de la mitad de las barras dentro de una longitud requerida de traslape se deberá usar empalmes Tipo B. Si se empalma más de la mitad de las barras dentro de una longitud requerida de traslape se deberá usar empalme Tipo C.

EMPALMES TRASLAPADOS DE BARRAS CORRUGADAS SUJETAS A COMPRESION

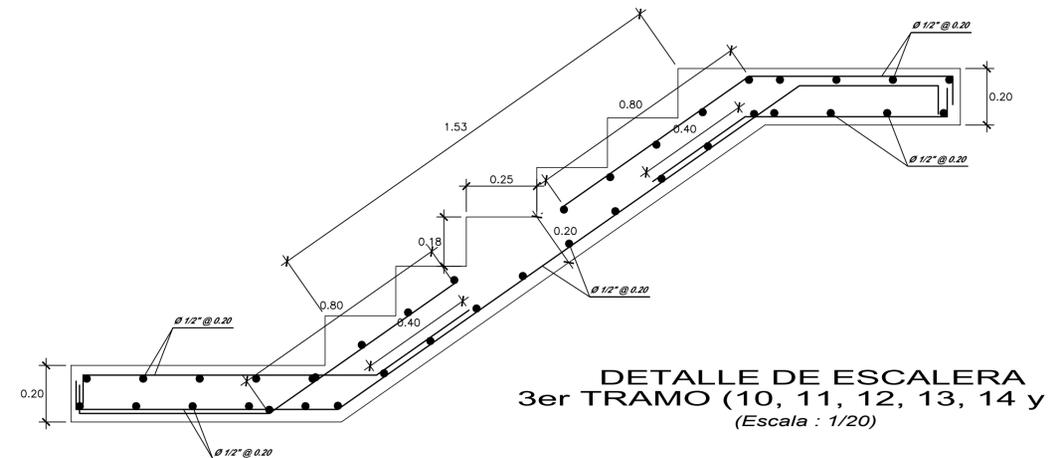
- La longitud mínima de un empalme traslapado en compresión será la longitud de desarrollo en compresión indicada anteriormente, debiendo ser además mayor o igual a 0.007 l' dy y no menor a 30 cm. Para f' menor de 210 kg/cm², la longitud de empalme será incrementada en un 10%.



DETALLE DE ESCALERA
1er TRAMO (1, 2, 3 y 4)
(Escala : 1/20)



DETALLE DE ESCALERA
2do TRAMO (5, 6, 7, 8 y 9)
(Escala : 1/20)



DETALLE DE ESCALERA
3er TRAMO (10, 11, 12, 13, 14 y 15)
(Escala : 1/20)

	PROYECTO : VIVIENDA MULTIFAMILIAR	LAMINA : E-3
	TÍTULO: EVALUACION DEL DISEÑO SIMBRESISTENTE APLICANDO EL MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOUT EN UNA EDIFICACION DE 4 NIVELES EN LA CIUDAD DE HUÁNUCO 2019.	ESPECIALIDAD : ESTRUCTURAS
PLANO : ALIGERADO Y ESCALERA	DIRECCION : PSE. LOS FRESNOS LOTE 12B URB. LOS PORTALES	RESPONSABLE: BACH. ING. CIVIL DIEGO V. NARRO RIVA AGÜERO
ESCALA: INDICADA		

Anexo 10: Estudio de suelos.

INFORME TECNICO Y ESTUDIO DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACION

PROYECTO:

“EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORESISTENTE
APLICADO EL MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL
PUSHOVER EN UNA EDIFICACION DE 4 NIVELES EN LA
CIUDAD DE HUANUCO”

SOLICITANTE:

DIEGO VLADIMIR NARRO RIVA AGÜERO

UBICACIÓN

DISTRITO : AMARILIS
PROVINCIA : HUANUCO
REGION : HUANUCO

ESPECIALISTA:

WERNHER SERNA ALVA

06 DE JULIO DEL 2019



VIGILIO CLAUDIO Franklin
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 149845

Wernher G. Serina Alva
Especialista en Suelos
Concreto y Asfalto



INFORME TECNICO

1. GENERALIDADES

- 1.1 Objetivo del Estudio
- 1.2 Ubicación y Descripción del Área en Estudio
- 1.3 Características Estructurales de la Obra a Cimentar

2. GEOLOGIA Y SISMICIDAD

- 1.2 2.1 GEOLOGIA
- 1.3 2.2 Sismicidad

3. INVESTIGACIONES EN CAMPO

4. ENSAYOS DE LABORATORIO

- 4.1 Ensayos Estándar

5. PERFILES ESTATIGRÁFICOS

6. ANALISIS DE LA CIMENTACION

- 6.1 Profundidad de la Cimentación.
- 6.2 Tipo de Cimentación.
- 6.3 Cálculo de la Capacidad Portante
- 6.4 Cálculo de Asentamientos

7. CALCULO DE COEFICIENTE DE BALASTO

8. AGRESIÓN DEL SUELO DE CIMENTACIÓN

9. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES


 VIGILIO CLAUDIO Franklin
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 149845


Werner G. Serna Alva
Especialista en Suelos
Concreto y Asfalto



INFORME TECNICO

1. GENERALIDADES

1.1 Objetivo del Estudio

El presente estudio tiene por objetivo describir los trabajos de campo, laboratorio y gabinete, llevados a cabo para la evaluación geotécnica del proyecto "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORESISTENTE APLICADO EL MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOVER EN UNA EDIFICACION DE 4 NIVELES EN LA CIUDAD DE HUANUCO" ubicado en el Distrito de Amarilis, Provincia y Región Huánuco; para determinar las características físico-mecánicas del suelo dentro de la profundidad activa y a partir de ello, los parámetros necesarios para el diseño de la estructura.

Dichos parámetros son: profundidad, tipo de cimentación, capacidad portante admisible del terreno adoptado como suelo de cimentación, pautas generales de diseño y construcción en relación con los suelos.

1.2 Ubicación y Descripción del Área en Estudio:

El área de estudios se encuentra ubicada en pasaje los fresnos lote 12B – Urbanización los Portales - Amarilis - Huánuco, presenta una topografía plana.

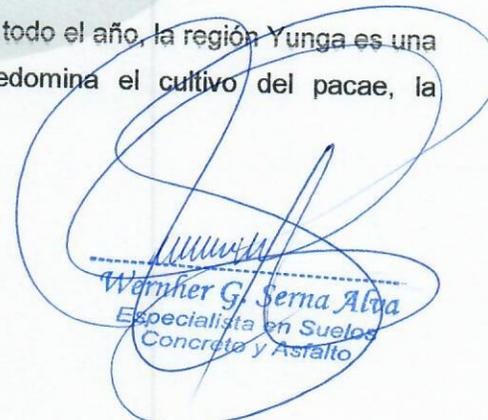
Por lo que su ubicación según el Dr. Javier Pulgar Vidal, corresponde a la región:

Región Yunga

La región Yunga es el área geográfica que se encuentra ubicada entre los 500 o los 1000 m. Y los 2500m.s.n.m. Esta región está constituida por las zonas más bajas de los andes en las que podemos observar valles muy estrechos y a la vez profundos. Además, encontramos empinados contrafuertes andinos, que se caracterizan por su escasa vegetación y su clima cálido, aunque ligeramente húmedo y con escasas lluvias durante los meses de verano. Yunga significa "valle cálido".

Por su clima primaveral, de radiante sol durante todo el año, la región Yunga es una zona eminentemente frutícola, en donde predomina el cultivo del pacaie, la


VIGILIO CLAUDIO Franklin
INGENIERO CIVIL
Reg. OIP N° 149845


Werner G. Serna Alca
Especialista en Suelos
Concreto y Asfalto



guayaba, el pepino, la chirimoya, los manzanos, etc. De otro lado no es una región muy poblada, ya que la mayor parte de su población vive en los estrechos valles. La región Yunga se encuentra dividida en dos: la Yunga Marítima y la Yunga Fluvial.

II GEOLOGIA Y GEOTECNIA

2.1 GENERALIDADES

La Geología actual del área de estudio es producto de millones de años de desarrollo y modificaciones a lo largo de diferentes procesos y la geodinámica externa como son los huaycos, deslizamientos, desprendimientos, asentamientos, por efecto eólico y erosión pluvial y tectónico, sobre impuesto por los procesos de geodinámica, que han moldeado el rasgo morfoestructural de la región central del Perú, donde se ubica el proyecto. Geológicamente la forma estructural del área de estudios es de una colina no muy pronunciada, los estratos están claramente divididos y se debe a la desintegración, meteorización de las rocas del tipo metamórfico que se encontraba hace muchos millones de años geológicos en áreas cercanas, las cuales fueron transportadas por diversos factores pluviales y eólicos. Así mismo, la erosión, los deslizamientos producidos por drenaje principalmente de las diversas lluvias en las zonas altas y la acumulación de agua y es desplazamiento de estas a sobre grandes extensiones da las formas a esta zona dándole la configuración actual de su relieve.

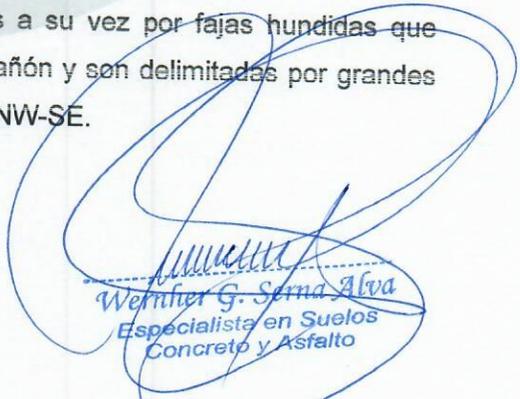
2.1.1 LITOESTRATIGRAFÍA

La secuencia estratigráfica en el área de estudio está definida únicamente por dos unidades. El basamento está representado por rocas metamórficas Neoproterozoico sobre las cuales se distribuyen depósitos fluviales y aluviales del Paleozoico inferior.

Complejo del Marañón (PeA)

El área pertenece a las fosas tectónicas del Marañón y consiste de una faja angosta de cuencas tectónicas, constituidos a su vez por fajas hundidas que coinciden más o menos con el valle del Marañón y son delimitadas por grandes fallas más o menos verticales de orientación NW-SE.


VIGILIO CLAUDIO Franklin
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 149845


Werner G. Serna Alva
Especialista en Suelos
Concreto y Asfalto



Los límites de las fosas están constituidos por grandes bloques levantados del basamento metamórfico, la cuenca presenta sedimentos desde el precámbrico paleozoico y mesozoico y rocas de batolito granodiorítico del terciario y esto último denominado como el Batolito de Pataz, considerándose el cuerpo intrusivo más importante de la región, y que comprende un área de 200 km². Las rocas más antiguas de la región se encuentran en el complejo Marañón que consiste de rocas metamórficas de bajo grado, filita negra, meta-andesita verdosa y mica-esquistos gris verdoso. La secuencia tiene un espesor máximo de más de 2,000 m y data del precámbrico al cambriano.

DEPÓSITOS ALUVIALES

Están compuestos por bloques, rodados, gravas gruesas y finas, de formas sub redondeadas a sub angulares con matriz limo arenosa. Estos sedimentos son de naturaleza heterogénea. Se encuentran inconsolidados, son productos de la acumulación de los flujos hídricos ocurridos durante la época de lluvias sobre las laderas de los cerros y cauce de quebradas. Se encuentran formando conos aluviales, terrazas, depósitos de ladera y pampas aluviales que presentan topografía suave.

Grupo Ambo.

El Grupo Ambo tiene un espesor promedio de 300 m, alcanzando un máximo de 500 m, consistiendo en areniscas y lutitas con intercalaciones de conglomerados y restos de plantas del carbonífero.

Grupo Mitu.

Las areniscas y conglomerados rojos oscuros del grupo Mitu tienen un espesor promedio de 200 m, el conglomerado basal del grupo se compone de elementos suredondeados de caliza, arenisca parda, andesita rosada y areniscas arcósicas.

2.2 GEODINÁMICA INTERNA

De acuerdo al análisis sísmico tectónico se considera que en la tierra existen dos zonas muy importantes de actividad sísmica conocidas como *Círculo Alpino Himalayo* y el *Círculo Circumpacífico*. En esta última zona está localizado nuestro país, considerado como una región de alta actividad sísmica.


VICILIO CLAUDIO Franklin
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 149845


Werner G. Serna Alva
Especialista en Suelos
Concreto y Asfalto



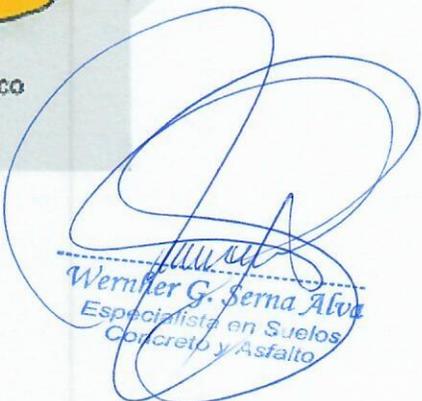
LAB. JW&SC LABORATORIO DE SUELOS CONCRETO Y ASFALTO LA CALIDAD Y GARANTÍA A SU SERVICIO



El área que comprende el Proyecto no se mapeó presencia de estructuras geológicas importantes, tales como fallas geológicas activas o inactivas, discordancias, fracturas y grietas de gran potencia, sin embargo, se debe tener en cuenta la sismicidad de la zona. Esta se encuentra en una clasificación tipo 2 en importancia regional sísmica. Además, en base al mapa de distribución de máximas intensidades sísmicas observadas en el Perú se concluye que de acuerdo al área sísmica donde se ubica el proyecto, no existe la posibilidad de que ocurran sismos de intensidades medias ni alta intensidad.




VIGILIO CLAUDIO Franklin
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 149845


Werner G. Serna Alva
Especialista en Suelos
Concreto y Asfalto



1.3 Características Estructurales de la Obra a Cimentar:

Los tipos de edificaciones A, B y C designa la importancia relativa de la estructura desde el punto de vista de la investigación de suelos necesaria para cada tipo.

Con los datos proporcionados por el proyectista se clasifico como Tipo C, clasificada como estructuras especiales el cual determina el número de sondajes en función al tipo de estructura y del área de la superficie a ocupar, indicando 1 (sondaje) por cada 10 m2. a investigar.

2. GEOLOGIA Y SISMICIDAD.

2.1 GEOLOGIA.

La morfología del área en estudio es el resultado de los efectos degradatorios causados por los agentes de meteorización que han actuado sobre las unidades litológicas constituidas por rocas. Dentro de los agentes meteorizantes que han tenido un papel preponderante en el modelado actual del área resulta: las precipitaciones pluviales, la escorrentía superficial, la temperatura del medio ambiente, etc.

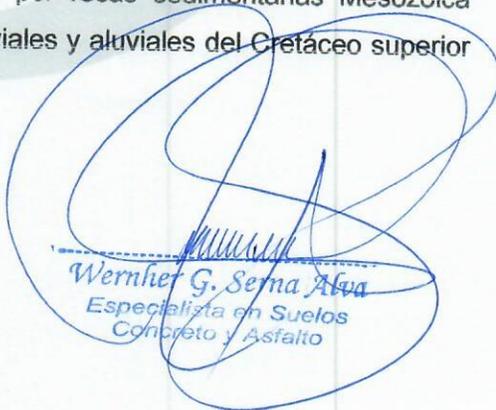
GEOMORFOLOGÍA.

En el área de investigación la constitución morfológica está definida por áreas altas cumbres, valles del fondo amplio, valles cañón y valles fluvio aluvionales, en la mayor parte la topografía es accidentada. Unidades menores están representadas por quebradas pequeñas de poca profundidad dentro del área periférica del distrito de Amarilis.

LITOESTRATIGRAFÍA.

La secuencia estratigráfica en el área de estudio está definida únicamente por dos unidades. El basamento está representado por rocas sedimentarias Mesozoica sobre las cuales se distribuyen depósitos fluviales y aluviales del Cretáceo superior e inferior.


VIGILIO CLAUDIO Franklin
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 149945


Werner G. Serna Alva
Especialista en Suelos
Concreto y Asfalto



La secuencia estratigráfica en el área de estudio está definida únicamente por unidades intrusivas. El basamento está representado por Granodiorita grises a marrón del Pérmico superior e inferior.

Depósitos Fluviales y Aluviales (Qh-c)

Los depósitos fluviales son bancos de gravas y arena redondeadas, limos y arcilla estratificados formadas por la acumulación reciente de los ríos y quebradas del área. Los depósitos aluviales se diferencian ligeramente por un menor redondeamiento de sus componentes rodados, es decir sus componentes tienen menor recorrido en las corrientes de agua.

Estos depósitos ocupan principalmente los ejes de los valles, siendo los fluviales los que se acumulan en pendientes más llanas. El carácter litológico de los depósitos depende esencialmente de la naturaleza petrográfica de las regiones drenadas, por ello, los depósitos fluviales del valle en Ccatcca son mayormente finos, especialmente los depósitos aluviales arcillosos de Kcauripampa, que derivan de las pizarras y lutitas pizarrosas. La edad de estos depósitos incluye desde el cuaternario reciente hasta acumulaciones actuales, disponiéndose en niveles de terraza, cada vez más altos sobre los ríos y quebradas actuales cuando más antiguamente se han depositado.

Depósito eólico del holoceno (Qh-c)

Son acumulaciones de arena depositados por el viento sobre las extensas planicies que conforman la penillanura costera. Ocurren como mantos de arena de unos pocos metros de espesor o como dunas tipo barján, aisladas, sobrepuestas o alineadas, en constante migración, describiendo ondulaciones locales. Las arenas son de grano medio a grueso y de color gris oscuro por su contenido de minerales ferromagnesianos o arenas finas cuarzosas de color más claro y de mayor movilidad. En el área donde se desarrollará el proyecto, esta unidad litológica se desarrolla en la extensa planicie, distribuida mayormente en la parte norte y este del área de estudio.

En el área existe una serie de depósitos eólicos, los más antiguos conforman extensos mantos de arena de escaso espesor que no pasan de un metro de


VICILIO CLAUDIO Franklin
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 149945


Werner G. Serna Alva
Especialista en Suelos
Concreto y Asfalto

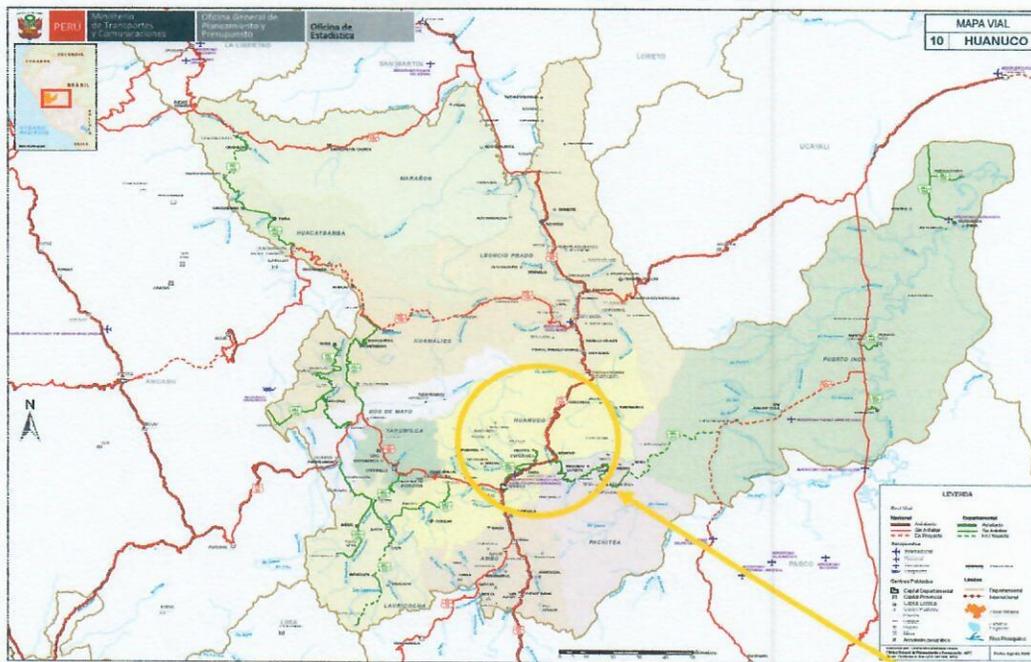


profundidad en las áreas de mayor acumulación. Las arenas son de grano grueso y color gris oscuro, debido a su alto contenido de ferromagnesianos. Estos depósitos presentan generalmente, una superficie ondulada. En la actualidad son estáticos o con poca movilidad y ocupan las partes planas del área de estudio.

Otro tipo de depósitos identificados en la zona durante la etapa de trabajo lo constituyen grandes bancos de conchas de abanico y caparazones de otras especies marinas. Se encuentran depositados cerca al litoral, próximos a las instalaciones de la nueva planta, formando acumulaciones de una capa con un grosor de 0.5 a 2 m. En el mapa 4.1.3-1 se encuentra la distribución de las unidades geológicas en el área de estudio.

CARTOGRAFÍA UTILIZADA

- ❖ Mapa Físico - Político del Departamento del Huánuco.

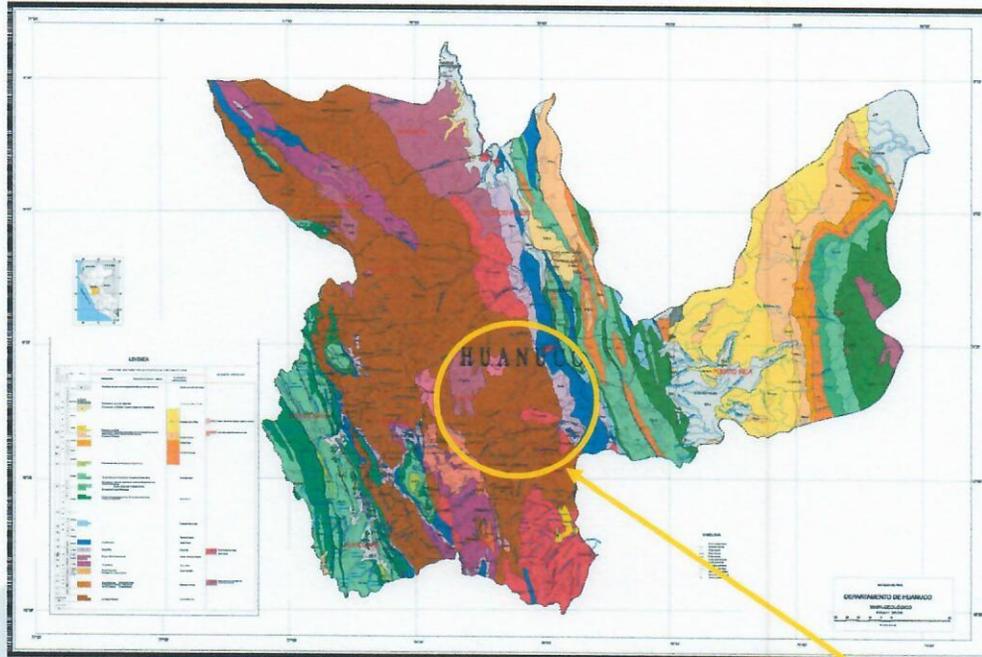


- ❖ Geología del Cuadrángulo de Huánuco, -, INGEMMET.

ÁREA DE ESTUDIO


VIGILIO CLAUDIO Franklin
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 149345


Werner G. Serna Alva
Especialista en Suelos
Concreto y Asfalto



AREA DE ESTUDIO

2.2 Sismicidad

Por lo expuesto y de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones, los diseños estructurales deberán ser asísmicos. Dentro del territorio peruano se han establecido diversas zonas, las cuales presentan diversas características de acuerdo a la mayor o menor presencia de sismos. Según los mapas de zonificación sísmica y mapas de máximas intensidades sísmicas del Perú y de acuerdo a las normas sismo-resistentes del Reglamento Nacional de Edificaciones, el Distrito de Amarilis, Provincia y Región Huánuco, se encuentra comprendida en la **zona 2**, correspondiente a una sismicidad baja y de intensidad IV a VII en la escala de Mercalli Modificada.

Correspondiéndole un factor de zona ($z = 0.25$), un perfil de suelo tipo S₂ con ($s = 1.2$) y con un período predominante de $T_s = 0.6$ segundos.

PARÁMETROS DEL SUELO

Tipo	Descripción	T_p	S
S ₁	Roca o suelos muy rígidos	0.4	1.0
S ₂	Suelos intermedios	0.6	1.2
S ₃	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	0.9	1.4
S ₄	Condiciones excepcionales	-	-

(*) T_p y S serán establecidos por el especialista, no serán menores que los especificados para el perfil tipo S₁.



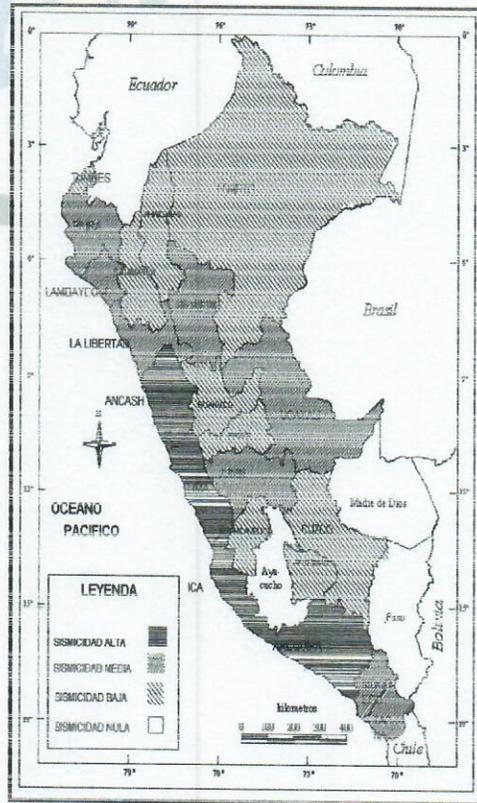
De acuerdo con nueva Norma Técnica NTE E-30 y el predominio del suelo bajo la cimentación, se recomienda adoptar en los Diseños Sismo-Resistentes, tomando parámetros, donde las fuerzas horizontales pueden

$$H = \frac{Z \times U \times S \times C \times P}{R_d}$$

calcularse de acuerdo a la relación:

Dónde:

- Factor de zona (Zona 2) : Z = 0.25
- Factor de suelo.- (S₂ Suelo intermedio) : S = 1.2
- Período que define la Plataforma del espectro : Ts = 0.6



VICILIO CLAUDIO Franklin
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 149845

Wernier G. Serna Alba
Especialista en Suelos
Concreto y Asfalto



3. INVESTIGACIONES EN CAMPO

La técnica empleada para el presente estudio está según Norma Técnica ASTM D420 del Reglamento Nacional de Construcciones del Ministerio de Transportes y Comunicaciones.

Se excavo (01) Pozo o calicata a cielo abierto, en el terreno aledaño a la construcción, la cual se profundizó hasta un máximo de 1.50 mts.



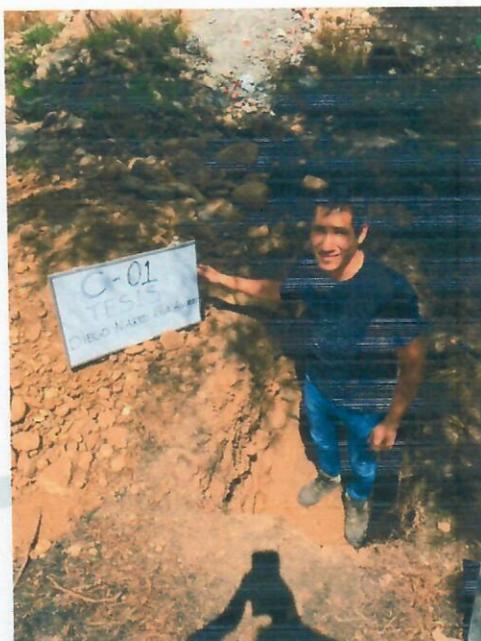
Estos sondajes se ubicaron de tal forma que permitan establecer una información estratigráfica adecuada para adoptar los criterios de cimentación para la estructura, considerando la ubicación de las diferentes estructuras a construir (viviendas, colegios, hospitales, edificios, etc.).

Se tomaron muestras disturbadas a lo largo de las excavaciones, en cantidad suficiente para su análisis.

Previamente se identificaron los suelos, mediante procedimientos manuales de campo, tales como la dilatancia (reacción de agitación), la resistencia en estado seco (característica de rompimiento).


VIGILIO CLAUDIO Franklin
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 149845

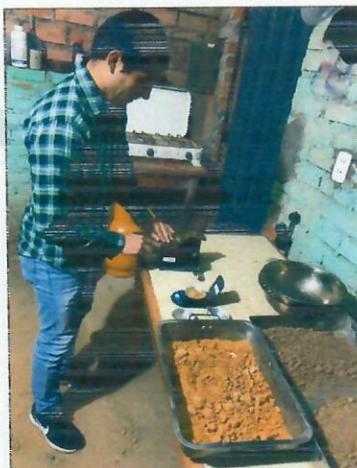

Werniller G. Serna Alva
Especialista en Suelos
Concreto y Asfalto



Todos los trabajos de campo fueron realizados, por el Especialista en análisis de suelos *Wernher G. Serna Alva*, revisado y a cargo por el *ing. Franklin Vigilio Claudio* y se programaron de tal manera que toda el área de investigación fuera cubierta. Las características físicas y mecánicas del material extraído se pueden ver en los registros correspondientes de los perfiles estratigráficos de sondaje.

4. ENSAYOS DE LABORATORIO.

Las muestras seleccionadas como representativas fueron enviadas al Laboratorio Técnico especializado en Suelos, Concreto y Asfalto, para la realización de los ensayos estándar, para determinar el Angulo de fricción interna de los suelos y la cohesión del mismo, para el cálculo de la capacidad portante.




VIGILIO CLAUDIO Franklin
INGENIERO CIVIL
N° 149845


Wernher G. Serna Alva
Especialista en Suelos
Concreto y Asfalto



4.1 Ensayos Estándar.

Con las muestras de suelos tomadas en el campo se han efectuado los siguientes ensayos, con fines de identificación de suelos:

- Análisis Granulométrico por tamizado (Norma ASTM D422)



- Limite Líquido (Norma ASTM D4318)
- Límite Plástico (Norma ASTM D4318)



- Contenido de Humedad (Norma ASTM D2216)





- Peso volumétrico (Norma BS 1377)
- Densidad Natural (Norma ASTM D1556)4.
- Clasificación SUCS.
- Ensayo de corte directo (ASTM D3080)



5. PERFILES ESTATIGRÁFICOS

De acuerdo a los resultados obtenidos en la investigación de campo realizada en la zona, en base a las calicatas, luego del estudio obtenido de los records de las excavaciones, así como los ensayos de laboratorio, se puede establecer la siguiente descripción:

- El terreno estudiado no presenta una diferencia de cotas significativas.
- Las Excavaciones se realizaron de manera manual hasta encontrar terreno firme.
- Hasta la profundidad estudiada se encontró que el terreno esta removido, presentando vacíos.

Calicata C-1

- De 0.00 a 1.50 m. SP – SC Arena pobremente gradada con arcilla y grava.

Contenido de Humedad	(%)	5.60
Límite Líquido (LL)	(%)	23
Límite Plástico (LP)	(%)	17



Índice Plástico (IP)	(%)	6
Clasificación (S.U.C.S.)		SP - SC
Clasificación (AASHTO)		A-1-b

6. ANÁLISIS DE LA CIMENTACION.

De acuerdo con la información proporcionada por el solicitante, del proyecto:
"EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORESISTENTE APLICADO EL MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOVER EN UNA EDIFICACION DE 4 NIVELES EN LA CIUDAD DE HUANUCO".

Se va a emplear Zapatas y su estructura está conformada por zapatas conectadas, con viga de cimentación por ser una estructura especial.

Una zapata conectada está constituida por una zapata excéntrica y una zapata interior unida por una viga de conexión rígida, que permite controlar la rotación de la zapata excéntrica correspondiente a la columna perimetral. Estructuralmente se tienen dos zapatas aisladas, siendo una de ellas excéntrica, la que está en el límite de propiedad y diseñada bajo la condición de presión uniforme del terreno; el momento de flexión debido a que la carga de la columna y la resultante de las presiones del terreno no coinciden, es resistido por una viga de conexión rígida que unen las dos columnas que conforman la zapata conectada. La viga de conexión debe ser muy rígida para que sea compatible con el modelo estructural supuesto. La única complicación es la interacción entre el suelo y el fondo de la viga. Algunos autores recomiendan que la viga no se apoye en el terreno, o que se apoye de manera que solo resista su peso propio.

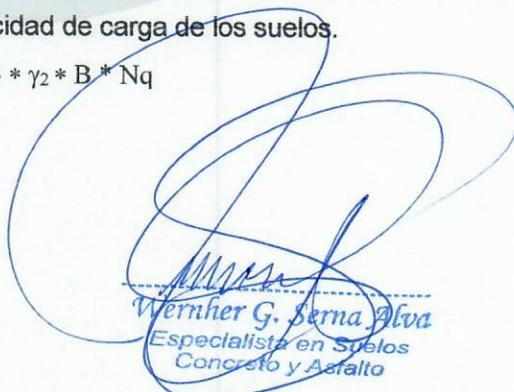
Usos

Es utilizada cuando la columna está ubicada en el límite de propiedad y el uso de zapatas excéntricas sometidas a presiones elevadas, debido a la distribución triangular que se produce al considerar la excentricidad de la carga actuante, no es segura ni económica.

Para los cálculos de la capacidad portante admisible del suelo de fundación, se consideraron la ecuación general de capacidad de carga de los suelos.

$$q_h = 1.3 * C * N_c + \gamma_1 * D_f * N_\gamma + 0.4 * \gamma_2 * B * N_q$$


VIGILIO CLAUDIO Franklin
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 149845


Werner G. Berna Alva
Especialista en Suelos
Concreto y Asfalto



D_f = Profundidad de desplante

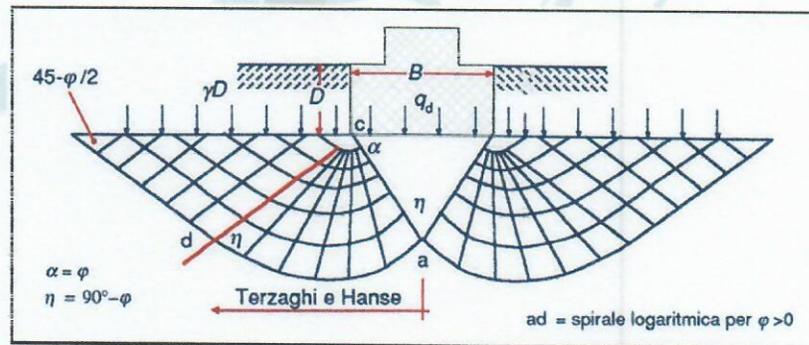
γ_m = Peso específico volumétrico del suelo (cada estrato)

B = Ancho de cimentación

N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad de carga que depende de la fricción

(ϕ) . $F.S.$ = Factor de seguridad

Para estos cálculos se tomó en cuenta que el nivel de cimentación de la estructura proyectada será a 2.00 m de profundidad con respecto al nivel superficial (0,00m).



6.1 Profundidad de la Cimentación.

Basado en los trabajos de campo, ensayos de laboratorio, perfiles y registros estratigráficos y las condiciones de ausencia nivel freático y las características de las estructuras, se recomienda cimentar a una profundidad: $D_f = 2.00\text{m}$.

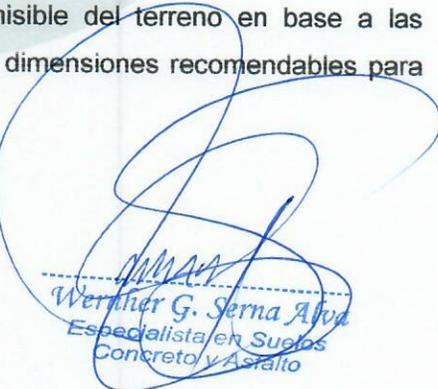
6.2 Tipo de Cimentación.

Dada la naturaleza del terreno a cimentar y las magnitudes posibles de las cargas se recomienda utilizar zapatas y su estructura está conformada por zapatas conectadas con viga de cimentación.

6.3 Cálculo de la Capacidad Portante Admisible Calicata N° 01.

Se ha determinado la capacidad portante admisible del terreno en base a las características del subsuelo y se han propuesto dimensiones recomendables para cimentación.


VIGILIO CLAUDIO Franklin
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 149845


Werner G. Serna Alva
Especialista en Suelos
Concreto y Asfalto



La capacidad de carga se ha determinado en base a la fórmula de Terzaghi y Peck, con los parámetros de Vesic.

De acuerdo a las dimensiones las zapatas aisladas empleadas en los sistemas de diseño, se ha considerado un ancho de cimentación de 2.00 m. para la zapata conectada con viga de cimentación.

De acuerdo a lo verificado In Situ, confirmado en Laboratorio, se han obtenido los siguientes valores:

Ángulo de fricción interna: $\phi = 26.5^\circ$, y cohesión $c = 0.25 \text{ kg/cm}$

Del análisis de los resultados, de la revisión y verificación de los datos de campo y aplicando la experiencia del suscrito en este tipo de suelos, se ha seleccionado como representativa para los cálculos de la capacidad portante los resultados indicados y no se ha considerado el criterio de falla local para los presentes cálculos.

Para los cálculos de la capacidad portante admisible del suelo de fundación, se consideraron las ecuaciones 01 y 02 de Terzaghi, para zapatas cuadradas y cimiento corrido respectivamente.

$$01) \quad q_h = 1.3 * C * N_c + \gamma_1 * D_f * N_\gamma + 0.4 * \gamma_2 * B * N_q$$

$$02) \quad q_h = C * N_c + \gamma_1 * D_f * N_\gamma + 0.5 * \gamma_2 * B * N_q$$

Para estos cálculos se tomó en cuenta que el nivel de cimentación de la estructura proyectada será a 2.00m de profundidad con respecto al nivel superficial (0,00m).

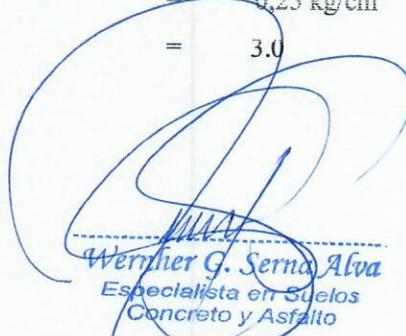
a) Zapatas conectadas.

$$q_h = C * N_c + \gamma_1 * D_f * N_\gamma + 0.5 * \gamma_2 * B * N_q$$

De los ensayos de laboratorio se obtuvieron los siguientes parámetros:

- Peso volumétrico seco (γ) = 1.377 g/cm³
- Ángulo de fricción interna (ϕ) = 26.5°
- Cohesión (c) = 0.25 kg/cm²
- Factor de seguridad (F's) = 3.0


VIGILIO CLAUDIO Franklin
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 149845


Werner G. Serna Alva
Especialista en Suelos
Concreto y Asfalto



o Factores de carga adimensionales:

$$Nc' = 23.198$$

$$Nq' = 12.622$$

$$Ny = 10.516$$

$$Qh = \frac{51.43 \text{ Tn/m}^2}{3.0}$$

$$Qd = 17.14 \text{ Tn/m}^2$$

$$Qd = 1.71 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Qadm = 1.71 \text{ kg/cm}^2$$

TABLA DE RESULTADOS

El siguiente cuadro muestra los diferentes valores posibles a diferente ancho y profundidad de cimentación de los suelos en el cual se ejecutará el proyecto en estudio.

CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE (Kg/cm ²)				
PROFUNDIDAD (m)	PARA ZAPATA CUADRADA			
	ANCHO DE LA BASE (m)			
	1.80	2.00	2.20	2.40
1.60	1.46	1.50	1.53	1.57
1.80	1.57	1.61	1.64	1.68
2.00	1.68	1.71	1.75	1.79
2.20	1.79	1.82	1.86	1.90
2.40	1.90	1.93	1.97	2.01
2.60	2.01	2.04	2.08	2.12

6.4 Cálculo de Asentamientos.

Tratándose de un suelo de arena pobremente gradada con limo, se calcula por la teoría elástica aplicada por LAMBE y WHITMAN (1969), para los tipos de cimentación analizadas y el esfuerzo neto transmite un asentamiento uniforme que se puede evaluar por:

El asentamiento elástico de la cimentación superficial se estimó mediante la Teoría de la Elasticidad


VIGILIO CLAUDIO Franklin
INGENIERO CIVIL
R. O. N.º 149615


Werner G. Serna Alva
Especialista en Suelos
Concreto y Asfalto



$$S_e = q_0 * B * (1 - \mu_s) * I_f / E_s$$

Dónde:

▪ Capacidad admisible de carga (ton/m ²)	=	51.43
▪ Ancho de zapata (m)	=	2.00
▪ Módulo de Elasticidad (ton/m ²)	=	3500
▪ Relación de Poison	=	0.30
▪ Factor de Forma L/B (cimentación rígida) (cm/m)	=	82.00
▪ Asentamiento Permisible Rígido (cm)	=	2.193

Remplazando valores se obtiene:

$$S_e = 2.193$$

Se adoptó el criterio de limitar el asentamiento de la cimentación a 1 pulgada (2.54cm) según Terzaghi y Peck (1967).

Luego:

$$S_e (2.193 \text{ cm}) < 1'' (2.54\text{cm})$$

Con los valores indicados, el asentamiento es menor a 2.54 cm, que es el asentamiento máximo tolerable para este tipo de cimentación. Recomendándose finalmente lo siguiente:

Recomendamos para el diseño de cimentaciones:

$$Q_{ad.} = 1.71 \text{ Kg/cm}^2$$

De acuerdo con las características de los estratos del sub-suelo en el área de estudio, no se esperan asentamientos aunque se traten de suelos comprensibles y hay carencia de agua tanto superficial como sub-terránea.


VIGILIO CLAUDIO Franklin
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 149845


Werner G. Serna Alva
Especialista en Suelos
Concreto y Asfalto



RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION

Tipo de Cimentación:

Zapatas conectadas con viga de cimentación.

Estrato de Apoyo de la Cimentación:

SP - SC Arena pobremente gradada con arcilla y grava.

Parámetros de diseño:

Df	=	2.00 m.
Qadm.	=	1.71 Kg/cm ²
F.S.	=	3.0
Asent. Difer.	=	2.193 cm.

CALCULO DE COEFICIENTE DE BALASTO

Uno de los métodos de cálculo más utilizado para modernizar la interacción entre estructuras de cimentación y terreno es el que supone el suelo equivalente a un número infinito de resortes elásticos -muelles o bielas biarticuladas- cuya rigidez, denominada módulo o coeficiente de balasto (K_s), se corresponde con el cociente entre la presión de contacto (q) y el desplazamiento -en su caso asiento- (δ):

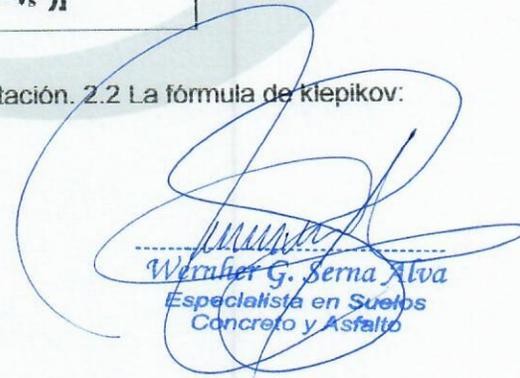
Apartir de la determinación de parámetros característicos del suelo (módulo de deformación, tensión admisible, etc.) que se relacionan con el módulo de balasto mediante fórmulas dadas por varios autores. Es conocida, por ejemplo, la fórmula de Vesic en función del módulo de deformación o elasticidad (E_s) y coeficiente de Poisson (ν_s) el terreno, que en su forma reducida tiene la siguiente expresión:

$$k_s = E_s / [B (1 - \nu_s^2)]$$

Donde B es el ancho de la cimentación. 2.2 La fórmula de Klepikov:



VIGILIO CLAUDIO Franklin
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 149845


Werner G. Serna Alva
Especialista en Suelos
Concreto y Asfalto



Calicata 01

Capacidad admisible de carga (ton/m ²)	=	51.43
Ancho de zapata (m)	=	2.00
Módulo de Elasticidad (ton/m ²)	=	3500
Relación de Poison	=	0.30
Módulo de Balasto (Modulus of sub grade reaction)	=	1593

7. AGRESIÓN DEL SUELO DE CIMENTACIÓN.

La acción química del suelo sobre la estructura puede ocurrir a través del agua subterránea que se filtra; por esta razón se puede presentar un deterioro bajo el nivel freático, zona de ascensión capilar o presencia de agua infiltrado por otra razón (rotura de tuberías lluvias extraordinarias, inundaciones, etc.).

De los resultados de las muestras obtenidas de las calicatas 01 para efectos de este informe se han seleccionado las muestras representativas de cada calicata en donde arroja los siguientes valores:

		%	ppm
o	Contenidos de sulfatos	= 0.0020	20.00
o	Contenido de Cloruros	= 0.0025	25.00
o	Contenido de sales solubles totales	= 0.0047	47.00

Dichos valores se encuentran por debajo de los límites máximos permisibles de agresividad al concreto y acero, pudiéndose utilizar por lo tanto Cemento Pórtland tipo I en la fabricación del concreto.

TRATAMIENTO DE LA BASE PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LA LOSA DE PISOS INTERIORES.


VICENTE LAUDIO Franklin
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 149845


Weither G. Jerna Alva
Especialista en Suelos
Concreto y Asfalto



En el caso de proyectarse pisos interiores de concreto se deberá seguir el siguiente tratamiento:

Sub-rasante será escarificada y compactada, retirando las partículas mayores de 2", y otros, en un espesor de 0.15 m., al 95% de la Máxima Densidad Seca del Ensayo del Próctor Modificado ASTM D-1557.

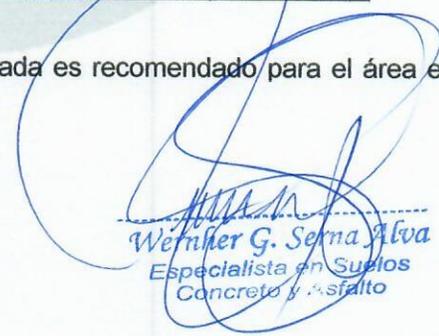
Una base de afirmado compactado al 100% de la máxima Densidad Seca del Ensayo del Proctor Modificado en un espesor de 0.15 m., que deberá tener las siguientes características:

El material de base llenará los requisitos de Granulometría dados en la tabla siguiente:

TAMAÑO DE LA MALLA TIPO AASHTO T-11 y T-27 (ABERTURA CUADRADA)	Porcentaje en peso que pasa (%)			
	Gradación	Gradación	Gradación	Gradación
	A	B	C	D
2 pulg.	100	100	--	--
1 pulg.	--	75-97	100	100
3/8 pulg.	30-65	40-75	50-85	60-100
N.4-(4.76 mm.)	25-55	30-60	35-65	50-85
N.10-(2.00 mm.)	15-40	20-45	25-50	40-70
N.40-(0.420 mm.)	8-20	15-30	15-30	25-45
N.200-(0.074 mm.)	2-8	5-20	5-15	5-20

El espesor del pavimento a nivel y de la base afirmada es recomendado para el área en estudio es:


VIGILIO CLAUDIO Franklin
INGENIERO CIVIL
Reg. C.P. N° 149845


Weñner G. Serna Alva
Especialista en Suelos
Concreto y Asfalto



Espesor del concreto $e = 6'' \text{ pulg.} = 0.15\text{m.}$

Base granular $e = 8'' \text{ pulg.} = 0.20\text{m.}$



SECCION PAVIMENTO

8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- El terreno evaluado es de mediana a alta capacidad de soporte al estar constituido por suelos de naturaleza granular (arenas de grano medio), material orgánico mezcla disturbada, dejando vacíos en algunos estratos.
- Las muestras de la Calicatas 01 corresponden a la clasificación de suelos **SUCS- SP-SC** (Arena pobremente gradada con arcilla y grava).

- Los valores obtenidos para la capacidad de carga admisible para el diseño de la cimentación:

De la C-01 Recomendamos como valor único de diseño $q_{ad} = 1.71 \text{ Kg/cm}^2$

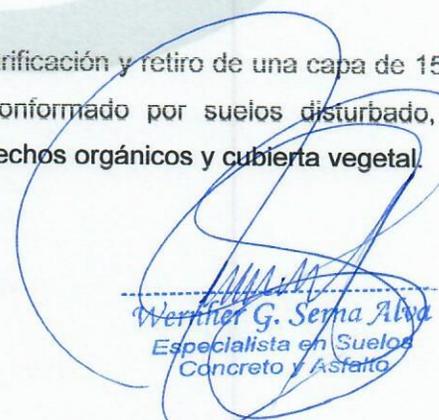
- Con estos valores no se espera problemas por asentamientos, ya que están por debajo de lo permisible.
- La profundidad mínima de cimentación para la estructura proyectada que se recomienda para las zapatas conectadas con viga de cimentación es de 2.00m.
- Dada la naturaleza del terreno a cimentar y las magnitudes posibles de las cargas se recomienda utilizar una cimentación mediante una zapata conectada
- El concepto estructural de Una zapata conectada está constituido por una zapata excéntrica y una zapata interior unida por una viga de conexión rígida,



que permite controlar la rotación de la zapata excéntrica correspondiente a la columna perimetral. Estructuralmente se tienen dos zapatas aisladas, siendo una de ellas excéntrica, la que está en el límite de propiedad y diseñada bajo la condición de presión uniforme del terreno; el momento de flexión debido a que la carga de la columna y la resultante de las presiones del terreno no coinciden, es resistido por una viga de conexión rígida que unen las dos columnas que conforman la zapata conectada. La viga de conexión debe ser muy rígida para que sea compatible con el modelo estructural supuesto. La única complicación es la interacción entre el suelo y el fondo de la viga. Algunos autores recomiendan que la viga no se apoye en el terreno, o que se apoye de manera que solo resista su peso propio.

- En ningún caso la presión de contacto será mayor a la presión admisible del suelo.
- Se deberá investigar la existencia de tendidos de tuberías de desagüe, instalaciones eléctricas, silos, etc., que puedan comprometer la estabilidad del proyecto. De ser el caso se tomarán las medidas correctivas pertinentes.
- Se recomienda realizar un control de calidad de todos los materiales e utilizarse en la construcción de los cimientos, en especial a los agregados (piedra y arena).
- Para la aplicación de las normas sismo resistentes del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) debe considerarse al suelo como tipo tres con período predominante $t_S = 0.90$ seg.
- Si en el periodo de diseños se hacen cambios o si durante la construcción se encuentran diferencias con las condiciones del subsuelo establecidas en este informe, se debe comunicar a un especialista en mecánica de suelos para evaluar las recomendaciones de este informe.
- Se recomienda la eliminación la escarificación y retiro de una capa de 15 cm. del terreno superficial, por estar conformado por suelos disturbado, con presencia de restos de plástico y desechos orgánicos y cubierta vegetal.


VIGILIO CLAUDIO Franklin
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 149845


Werther G. Serna Alva
Especialista en Suelos
Concreto y Asfalto



- Los resultados de este estudio se aplican exclusivamente al proyecto:
“EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORESISTENTE APLICADO EL
MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOVER EN UNA
EDIFICACION DE 4 NIVELES EN LA CIUDAD DE HUANUCO”, NO SE
pueden utilizar en otros sectores o para otros fines.


VIGILIA CLAUDIO Franklin
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 149845


Werner G. Sotna Alva
Especialista en Suelos
Concreto y Asfalto



REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Norma E-050, Suelos y Cimentaciones
- Norma E-030, Diseño Sismo resistente
- Alva Hurtado J.E., Meneses J. Y Guzmán V. V. (1984), "Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas Observadas en el Perú", V Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Tacna, Perú.
- Juárez Badillo – Rico Rodríguez: Mecánica de Suelos, Tomos I, II.
- Karl Terzaghi / Ralph B. Peck: Mecánica de Suelos en la ingeniería Práctica. Segunda Edición 1973.
- T William Lambe Robert V. Whitman. Primera Edición 1972.
- Roberto Michelena / Mecánica de Suelos Aplicada. Primera Edición 1991.
- Reglamento Nacional de Construcciones CAPECO Quinta Edición 1987.
- RNC Normas de Diseño Sismo Resistente
- Cimentación de Concreto Armado en Edificaciones – ACI American Concrete Institute. Segunda Edición 1993.
- Supervisión de Obras de Concreto – ACI American Institute. Tercera Edición 1995.
- Recomendaciones para el proceso de Puesta en Obras de Estructuras de Concreto. Ing. Enrique Riva López /CONCYTEC 1988.
- Geotécnica para Ingenieros, Principios Básicos Alberto, J. Martínez Vargas /CONCYTEC 1990.


VIGILIO CLAUDIO Franklin
INGENIERO CIVIL
Reg. GIP N° 149845


Werner G. Serna Alva
Especialista en Suelos
Concreto y Asfalto



ANEXOS

- ANEXO I REGISTRO DE EXCAVACIONES
- ANEXO II PERFILES ESTRATIGRAFICOS
- ANEXO III ENSAYOS DE LABORATORIO

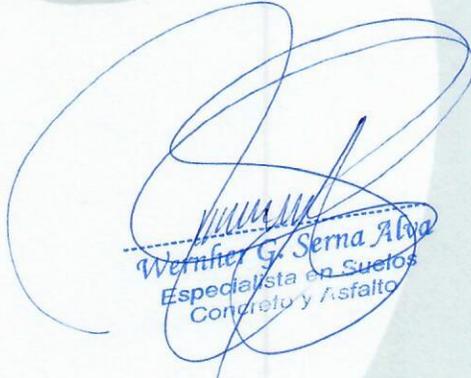

VICILIO CLAUDIO Franklin
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 149845


Werner G. Serna Alva
Especialista en Suelos
Concreto y Asfalto



GRANULOMETRIAS


VIGILIO CLAUDIO Franklin
INGENIERO CIVIL
Reg. DIP N° 149845


Werner G. Serna Alva
Especialista en Suelos
Concreto y Asfalto



ENSAYOS ESTANDAR DE CLASIFICACION

PROYECTO EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORESISTENTE APLICADO EL MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOVER EN UNA EDIFICACION DE 4 NIVELES EN LA CIUDAD DE HUANUCO
SOLICITANTE DIEGO VLADIMIR NARRO RIVA AGÜERO
UBICACIÓN DISTRITO AMARILIS, PROV. HUANUCO - HUANUCO
ESTRUCTURA EDIFICACION
ESPECIALISTA : WERNHER SERNA ALVA
FECHA : 06 DE JULIO DEL 2019
CALICATA : C-01

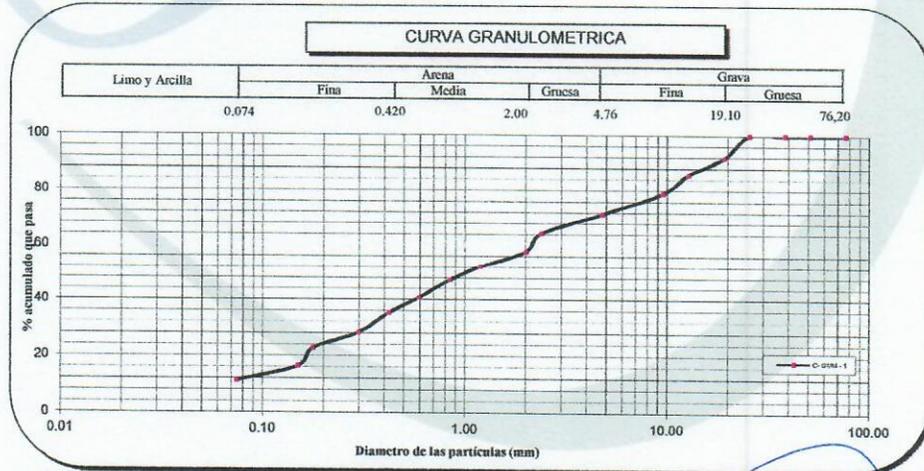
Calicata	C-01	
Muestra	M-1	
Profundidad (m)	0,00 - 4,00	
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA (%)	Malla	
	Nº	Abertura (mm)
	3"	76.200
	2"	50.800
	1 1/2"	38.100
	1"	25.400
	3/4"	19.100
	1/2"	12.700
	3/8"	9.520
	Nº 4	4.760
	Nº 8	2.380
	Nº 10	2.000
	Nº 16	1.190
	Nº 20	0.840
	Nº 30	0.590
	Nº 40	0.420
	Nº 50	0.297
	Nº 80	0.177
	Nº 100	0.149
	Nº 200	0.074
Contenido de Humedad (%)	5.60	
Límite Líquido (LL) (%)	23	
Límite Plástico (LP) (%)	17	
Índice Plástico (IP) (%)	6	
Clasificación (S.U.C.S.)	SP - SC	
Clasificación (AASHTO)	A-1-b	
Índice de Grupo	0	



Distribución Granulométrica

% Grava	GG%	8.18	28.53
	GF%	20.35	
% Arena	AG%	13.70	60.22
	AM%	22.60	
% Finos	AF%	23.93	11.25

Nombre de grupo : Arena pobremente gradada con arcilla y grava



Archivo: Clasificación/Reporte

Descripción (AASHTO)	BUENO
----------------------	-------

VIGILIO CLAUDIO Franklin
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 149845

Wernher G. Serina Alva
Especialista en Suelos
Concreto y Asfalto



REGISTRO DE SONDAJE

PROYECTO : EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORESISTENTE APLICADO EL MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOVER EN UNA EDIFICACION DE 4 NIVELES EN LA CIUDAD DE HUANUCO	
SOLICITANTE : DIEGO VLADIMIR NARRO RIVA AGÜERO	CALICATA N° : C-01
UBICACIÓN : DISTRITO AMARILIS, PROV. HUANUCO – HUANUCO	ESPECIALISTA : WERNHER SERNA ALVA
PROF. (m) : 0,00 - 4.00 NIVEL FREÁTICO No se halló	FECHA : 06 DE JULIO DEL 2019
0	

PROF. (m)	MUESTRA	DESCRIPCIÓN	SUCS	SIMBOLOGÍA
0.00		Suelo disturbado	PT	
0.08				
0.15				
0.23	M-1	Arena pobremente gradada con arcilla y grava	SP - SC	
0.30				
0.38				
0.45				
0.53				
0.60				
0.68				
0.75				
0.83				
0.90				
0.98				
1.05				
1.13				
1.20				
1.28				
1.35				
1.43				
1.50				

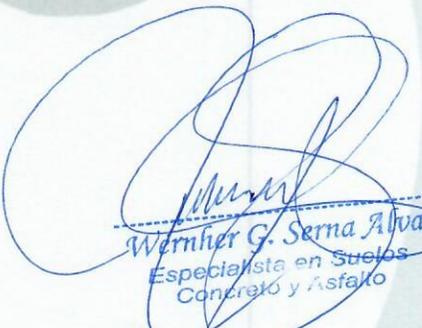
VIGILIO CLAUDIO Franklin
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 149845

Wernher G. Serma Alva
Especialista en Suelos
Concreto y Asfalto



CORTES DIRECTOS

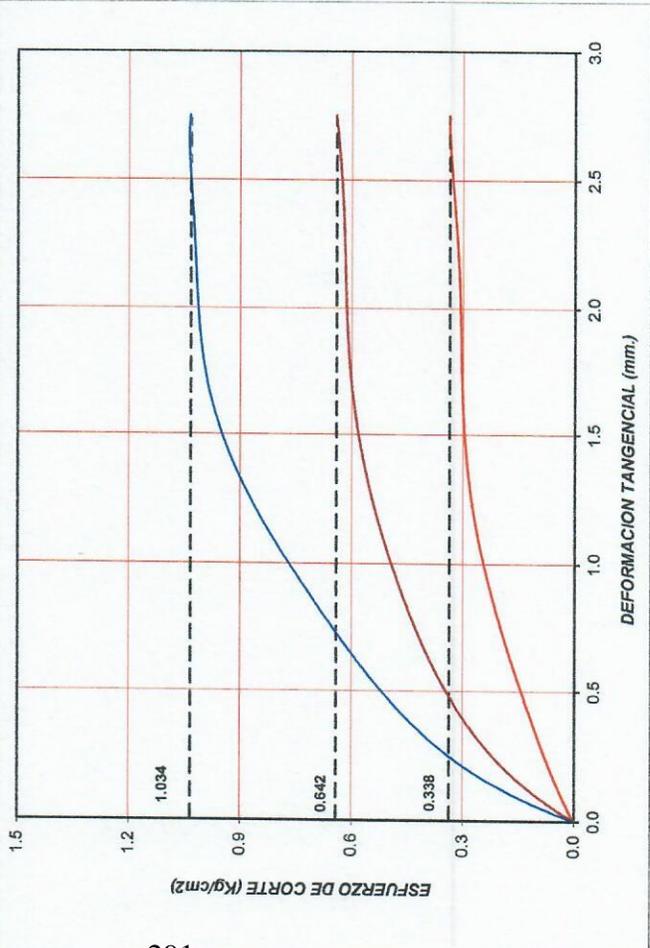

VIGINIO CLAUDIO Franklin
INGENIERO CIVIL
N° 149845


Werner G. Serna Alva
Especialista en Suelos
Concreto y Asfalto

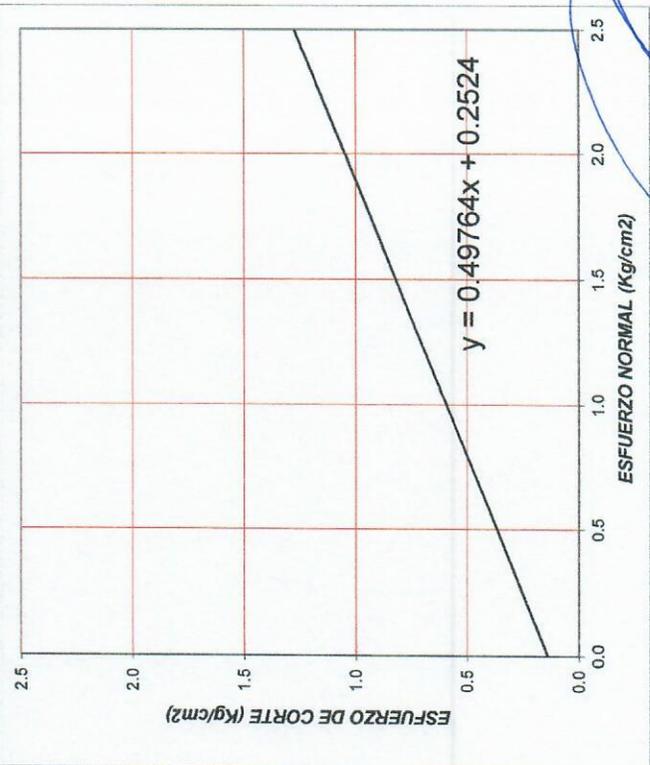
ENSAYO DE CORTE DIRECTO (ASTM D-3080)

PROYECTO : EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORESISTENTE APLICADO EL MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOVER EN UNA EDIFICACION DE 4 NIVELES EN LA CIUDAD DE HUANUCO	
UBICACIÓN : AMARILIS - HUANUCO - HUANUCO	
SOLICITADO : DIEGO VLADIMIR NARRO RIVA AGÜERO	RESPONSABLE: ING. FRANK VIGILIO CLAUDIO
MUESTRA : C-LM-2 PROF (m) : 0,00 - 1,50	ESPECIALISTA : WERNHER SERNA ALVA
CONDICIÓN : MUESTRA REMOLDEADA	FECHA : 06 DE JULIO DEL 2019

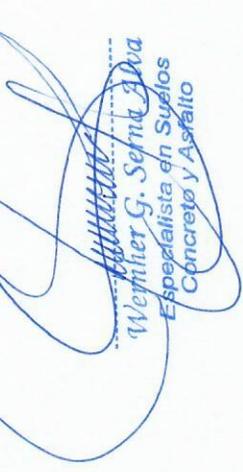
CARACTERÍSTICAS DE LOS ESPECIMENES					
MUESTRA N°	DIÁMETRO (cm)	ÁREA (cm ²)	CONT. HUM. (%)	DENS. SECA (gr/cm ³)	ESFUERZO NORMAL (Kg/cm ²)
01	6.1	28.75	5.6	1.304	0.5
02	6.1	28.75	5.6	1.304	1.0
03	6.1	28.75	5.6	1.304	2.0
CLASIF. SUCS : SP-SC L.L. : 23 I.P. : 6 % MENOR QUE MALLA N° 200 : 11.2					



RESULTADOS DE ENSAYOS		
COHESION (Kg/cm²)	0.25	ANGULO DE FRICCIÓN (°)
		26.5




VICIJA CLAUDIO Franklin
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 149845


Wernher G. Serma Alva
 Especialista en Suelos
 Concreto y Asfalto



PANEL FOTOGRAFICO

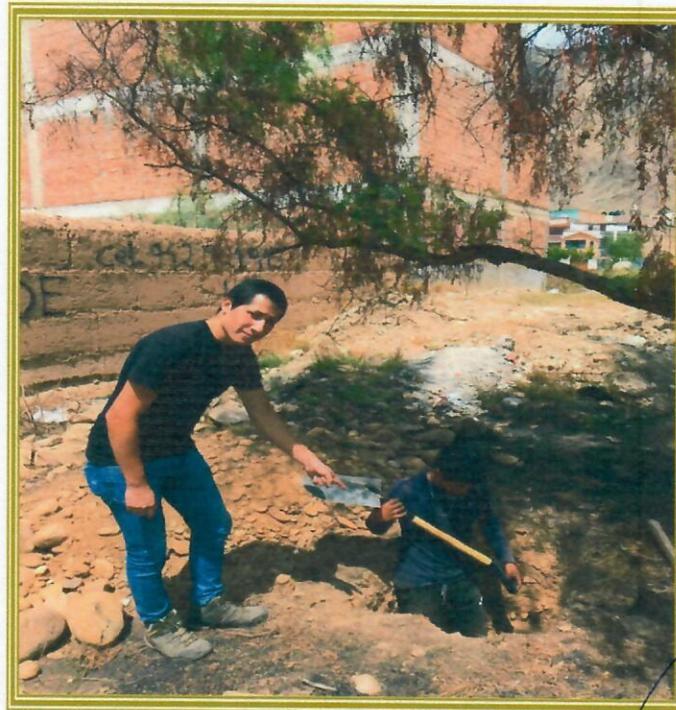


Vigilio Claudio Franklin
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 149845

Werther G. Serna Alva
Especialista en Suelos
Concreto y Asfalto

“EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORESISTENTE APLICADO EL METODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOVER EN UNA EDIFICACION DE 4 NIVELES EN LA CIUDAD DE HUANUCO”

PANEL FOTOGRAFICO



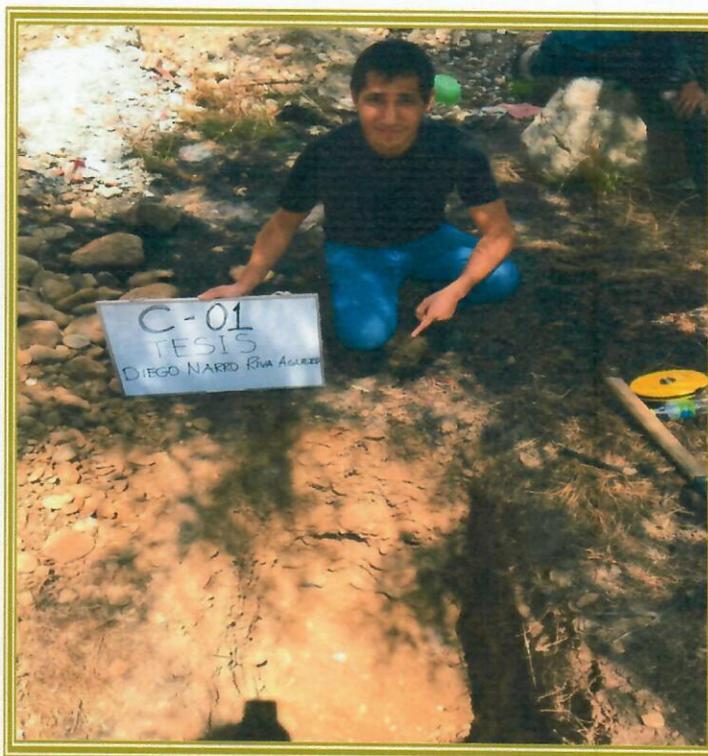
CALICATA N°01


VIGILIO CLAUDIO Franklin
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 149845


Werner G. Serna Alva
Especialista en Suelos
Concreto y Asfalto

“EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORESISTENTE APLICADO EL METODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOVER EN UNA EDIFICACION DE 4 NIVELES EN LA CIUDAD DE HUANUCO”

PANEL FOTOGRAFICO



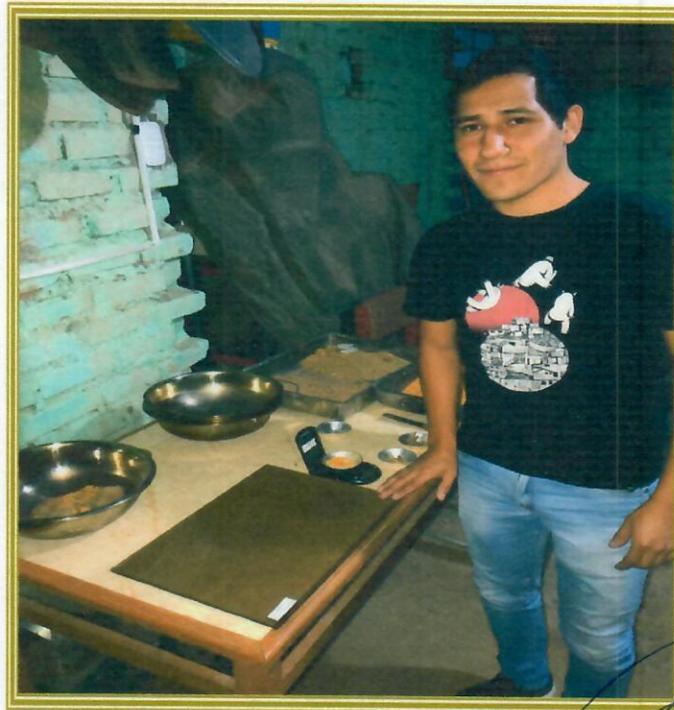
CALICATA N° 02


VIGILIO CLAUDIO Franklin
INGENIERO CIVIL
Reg/ CIP N° 149845


Wensher G. Serna Alvar
Especialista en Suelos
Concreto y Asfalto

“EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORESISTENTE APLICADO EL METODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOVER EN UNA EDIFICACION DE 4 NIVELES EN LA CIUDAD DE HUANUGO”

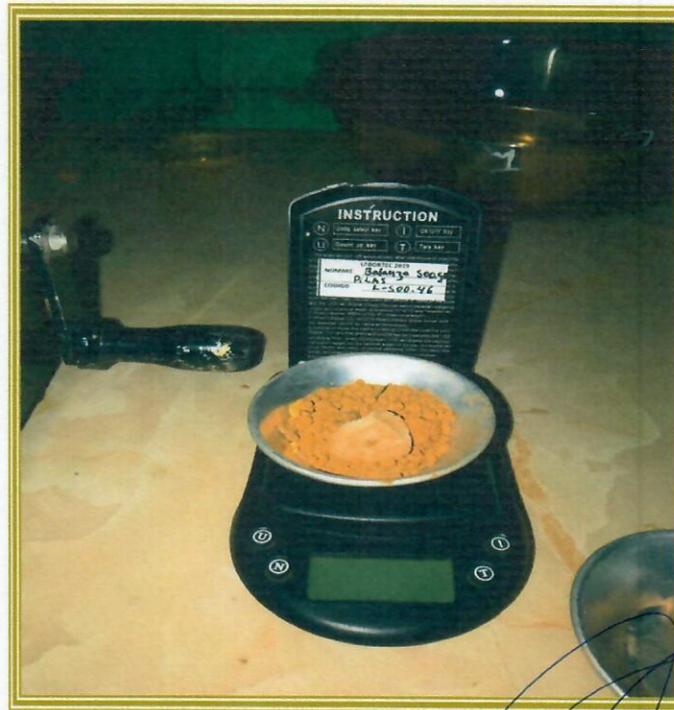
PANEL FOTOGRAFICO



CALIGATA N°03

“EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMORESISTENTE APLICADO EL METODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOVER EN UNA EDIFICACION DE 4 NIVELES EN LA CIUDAD DE HUANUCO”

PANEL FOTOGRAFICO



CALIGATA N°04


VIGILIO CLAUDIO Franklin
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 149845


Werner G. Serna Alva
Especialista en Suelos