

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**DETERMINACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMO RESISTENTE DE LA
EDIFICACIÓN DE SEGURIDAD CIUDADANA DEL DISTRITO DE SAN
SEBASTIÁN APLICANDO EL MÉTODO DE ESPECTRO CAPACIDAD**

PRESENTADO POR:

Br. GUSTAVO PASTOR DE LA CRUZ

Br. MIZRAIM HUILLCA ALVAREZ

**PARA OPTAR AL TÍTULO PROFESIONAL
DE INGENIERO CIVIL**

ASESOR:

Dr. Ing. JOSÉ FRANCISCO SERRANO FLORES

CUSCO-PERÚ

2024

INFORME DE ORIGINALIDAD

(Aprobado por Resolución Nro. CU-303-2020-UNSAAC)

El que suscribe, **Asesor** del trabajo de investigación/tesis titulada: DETERMINACIÓN
DEL DESEMPEÑO SISMO RESISTENTE DE LA EDIFICACIÓN DE
SEGURIDAD CIUDADANA DEL DISTRITO DE SAN SEBASTIÁN
APLICANDO EL MÉTODO DE ESPECTRO CAPACIDAD

presentado por: GUSTAVO PASTOR DE LA CRUZ con DNI Nro.: 46626241 presentado
por: MIZRAIM HUILLCA ALVAREZ con DNI Nro.: 74310983 para optar el
título profesional/grado académico de INGENIERO CIVIL

Informo que el trabajo de investigación ha sido sometido a revisión por 02 veces, mediante el
Software Antiplagio, conforme al Art. 6° del **Reglamento para Uso de Sistema Antiplagio de la**
UNSAAC y de la evaluación de originalidad se tiene un porcentaje de 9%.

Evaluación y acciones del reporte de coincidencia para trabajos de investigación conducentes a grado académico o
título profesional, tesis

Porcentaje	Evaluación y Acciones	Marque con una (X)
Del 1 al 10%	No se considera plagio.	<input checked="" type="checkbox"/>
Del 11 al 30 %	Devolver al usuario para las correcciones.	<input type="checkbox"/>
Mayor a 31%	El responsable de la revisión del documento emite un informe al inmediato jerárquico, quien a su vez eleva el informe a la autoridad académica para que tome las acciones correspondientes. Sin perjuicio de las sanciones administrativas que correspondan de acuerdo a Ley.	<input type="checkbox"/>

Por tanto, en mi condición de asesor, firmo el presente informe en señal de conformidad y **adjunto** la primera página del reporte del Sistema Antiplagio.

Cusco, 17 de DICIEMBRE de 2024

Firma

Post firma JOSE FRANCISCO SERRANO FLORES

Nro. de DNI 23808934

ORCID del Asesor 0000-0002-1374-3738

Se adjunta:

1. Reporte generado por el Sistema Antiplagio.
2. Enlace del Reporte Generado por el Sistema Antiplagio: oid: 27259 : 417039771

GUSTAVO PASTOR DE LA CRUZ - MIZRAIM HUILLC...

DETERMINACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMO RESISTENTE DE LA EDIFICACIÓN DE SEGURIDAD CIUDADANA DEL DISTRIT...

 Universidad Nacional San Antonio Abad del Cusco

Detalles del documento

Identificador de la entrega

trn:oid:::27259:417039771

Fecha de entrega

17 dic 2024, 5:45 p.m. GMT-5

Fecha de descarga

17 dic 2024, 6:19 p.m. GMT-5

Nombre de archivo

DETERMINACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMO RESISTENTE DE LA EDIFICACIÓN DE SEGURIDAD CIUDA....pdf

Tamaño de archivo

38.3 MB

295 Páginas

57,409 Palabras

267,531 Caracteres




9% Similitud general

El total combinado de todas las coincidencias, incluidas las fuentes superpuestas, para ca...

Filtrado desde el informe



- ▶ Bibliografía
- ▶ Texto citado
- ▶ Texto mencionado
- ▶ Coincidencias menores (menos de 20 palabras)

Fuentes principales

- 8%  Fuentes de Internet
- 0%  Publicaciones
- 6%  Trabajos entregados (trabajos del estudiante)

Marcas de integridad

N.º de alertas de integridad para revisión

-  **Caracteres reemplazados**
61 caracteres sospechosos en N.º de páginas
Las letras son intercambiadas por caracteres similares de otro alfabeto.
-  **Texto oculto**
704 caracteres sospechosos en N.º de páginas
El texto es alterado para mezclarse con el fondo blanco del documento.

Los algoritmos de nuestro sistema analizan un documento en profundidad para buscar inconsistencias que permitirían distinguirlo de una entrega normal. Si advertimos algo extraño, lo marcamos como una alerta para que pueda revisarlo.

Una marca de alerta no es necesariamente un indicador de problemas. Sin embargo, recomendamos que preste atención y la revise.

Dedicatoria

A Dios por ser mi guía y fortaleza, gracias por brindarme sabiduría y perseverancia para alcanzar este logro.

*A mis amados padres, Adrian Huillca Florez y Juana Elizabeth Alvarez Cabrera, por su gran amor y constante apoyo que han sido pilares para lograr mis objetivos.
A mis hermanos Heydy Mariluz y Juan Adrian*

A mis amados abuelos, Edilberto Alvarez y Paulina Cabrera, por haberme enseñado el valor de la perseverancia y fortaleza.

Bach. Huillca Alvarez, Mizraim

Dedicatoria

En primer lugar, agradezco con todo mi corazón a mi mamá, Luisa de la Cruz Enríquez, por su amor incondicional y constante apoyo a lo largo de mi vida académica. A mi papá, Alberto Pastor León, por ser una fuente constante de inspiración y por enseñarme el valor del esfuerzo y la dedicación. A mi hermana menor, Nohelia Pastor de la Cruz, por su comprensión y aliento en los momentos más difíciles.

A mi asesor, Dr. José Francisco Serrano Flores, le extiendo mi más sincero agradecimiento por su guía, paciencia y valiosos consejos durante el desarrollo de esta investigación. Su experiencia y conocimiento han sido fundamentales para alcanzar este logro.

Bach. Pastor de la Cruz, Gustavo

Agradecimientos

A la prestigiosa Tricentenaria Casa de estudios, Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco, a la Facultad de Ingeniería Civil, por habernos dado la formación profesional a través su plana docente, su infraestructura y malla curricular para lograr el título profesional que alguna vez anhelamos.

A nuestro asesor Dr. Ing. José Francisco Serrano Flores por su pleno e incesante apoyo a la investigación, además de guiarnos con su gran conocimiento en la especialidad referente a la presente investigación en el ámbito de estructuras, gracias a su compromiso y destreza de trabajo de asesoría, ha logrado un significativo aporte con esta investigación de tesis.

Índice General

Dedicatoria.....	2
Dedicatoria.....	3
Agradecimientos	4
Índice General.....	5
Índice de tablas	9
Índice de figuras.....	13
Resumen.....	18
Abstract.....	19
Introducción	20
CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	21
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	21
1.1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA.....	21
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	23
1.2.1. PROBLEMA GENERAL	23
1.2.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS	23
1.3. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN.....	23
1.3.1. JUSTIFICACIÓN TÉCNICA.....	23
1.3.2. JUSTIFICACIÓN SOCIAL.....	24
1.3.3. JUSTIFICACIÓN POR VIABILIDAD.....	24
1.3.4. JUSTIFICACIÓN POR RELEVANCIA.....	25
1.4. LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN.....	25
1.4.1. LIMITACIÓN ESPACIAL.....	25
1.4.2. LIMITACIÓN TEMPORAL	25
1.4.3. LIMITACIÓN INFORMATIVA.....	26

1.4.4.	LIMITACIÓN DE MATERIALES	26
1.4.5.	LIMITACIÓN DE PROCEDENCIA DE DATOS.....	27
1.5.	OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN.....	27
1.5.1.	OBJETIVO GENERAL.....	27
1.5.2.	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	27
CAPÍTULO II: ANTECEDENTES Y MARCO TEÓRICO		28
2.1.	ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN.....	28
2.1.1.	ANTECEDENTES LOCALES	28
2.1.2.	ANTECEDENTES NACIONALES.....	29
2.1.3.	ANTECEDENTES INTERNACIONALES	30
2.2.	MARCO TEÓRICO- CONCEPTUAL.....	31
2.2.1.	DESEMPEÑO SÍSMICO	31
2.2.2.	DEMANDA SÍSMICA.....	43
2.2.3.	CAPACIDAD ESTRUCTURAL.....	45
2.2.4.	MÉTODOS PARA ESTIMAR EL PUNTO DE DESEMPEÑO	56
2.3.	HIPÓTESIS.....	58
2.3.1.	HIPÓTESIS GENERAL.....	58
2.3.2.	SUB HIPÓTESIS.....	58
2.4.	VARIABLES E INDICADORES.....	58
2.4.1.	VARIABLES INDEPENDIENTES	58
2.4.2.	VARIABLES DEPENDIENTES.....	60
2.4.3.	OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES	62
CAPÍTULO III: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN		65
3.1.	METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....	65
3.1.1.	ENFOQUE DE LA INVESTIGACIÓN.....	65
3.1.2.	NIVEL O ALCANCE DE LA INVESTIGACIÓN.....	65
3.1.3.	MÉTODO DE INVESTIGACIÓN.....	66

3.2. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN	66
3.2.1. DISEÑO METODOLÓGICO	66
3.2.2. DISEÑO DE INGENIERÍA	66
3.3. POBLACIÓN Y MUESTRA	68
3.3.1. POBLACIÓN	68
3.3.2. MUESTRA	68
3.3.3. CRITERIOS DE INCLUSIÓN.....	69
3.4. INSTRUMENTOS	70
3.4.1. INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS	70
3.4.2. INSTRUMENTOS DE INGENIERÍA	73
3.5. PROCEDIMIENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS	73
3.5.1. VERIFICACIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	73
CAPÍTULO IV: RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN	77
4.1. PROCEDIMIENTO DE RECOLECCIÓN DE DATOS	77
4.1.1. CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL.....	77
4.1.2. MODELADO DE LA ESTRUCTURA.....	78
4.1.3. PARÁMETROS DE ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL	103
CAPÍTULO V: ANÁLISIS Y RESULTADOS.....	111
5.1. PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS DE DATOS	111
5.1.1. ANÁLISIS ESTÁTICO SEGÚN NORMA E.030	111
5.1.2. ANÁLISIS DINÁMICO SEGÚN NORMA E.030	131
5.1.3. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL.....	138
5.1.4. DEMANDA SÍSMICA.....	186
5.1.5. DESEMPEÑO SÍSMICO	194
CAPÍTULO VI: DISCUSIONES	211
6.1. HALLAZGOS MÁS RELEVANTES	211
6.1.1. ANÁLISIS ESTÁTICO SEGÚN NORMA E.030	211

6.1.2.	ANÁLISIS DINÁMICO SEGÚN NORMA E.030	212
6.1.3.	ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL.....	212
6.1.4.	DEMANDA SÍSMICA	213
6.1.5.	DESEMPEÑO SÍSMICO	213
6.2.	LIMITACIONES DEL ESTUDIO	214
6.3.	COMPARACIÓN CRÍTICA CON LA LITERATURA EXISTENTE.....	214
6.4.	IMPLICANCIAS DEL ESTUDIO	216
6.5.	REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURA	218
CAPÍTULO VII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		234
7.1.	CONCLUSIONES	234
7.2.	RECOMENDACIONES	238
BIBLIOGRAFÍA		239
ANEXOS		242
ANEXO I: MATRIZ DE CONSISTENCIA DE INVESTIGACION		242
ANEXO II: ANALISIS DE CAPACIDAD ESTRUCTURAL DE PROPUESTA		245
1. PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS DE DATOS		245
ANEXO III: PLANOS DE EDIFICACION		266

Índice de tablas

Tabla 1 Niveles de Desempeño del Edificio Objetivo	36
Tabla 2 Objetivos de Desempeño Según ASCE/SEI 41-17.....	38
Tabla 3 Objetivo Básico de Desempeño Equivalente a los Nuevos Estándares	42
Tabla 4 Niveles de Amenaza Sísmica para Diseño y Evaluación.....	44
Tabla 5 Matriz de Operacionalización de Variables	62
Tabla 6 Área de varillas de acero de refuerzo comercial	84
Tabla 7 Carga Lineal de Tabiquería de 15 cm	91
Tabla 8 Carga Lineal de Tabiquería de 25 cm	91
Tabla 9 Carga Lineal de Tabiquería de 25 cm H=1.00 m.....	92
Tabla 10 Carga Lineal de Tabiquería de 25 cm H=1.10 m.....	92
Tabla 11 Carga Lineal de Tabiquería de 25 cm H=1.65 m.....	92
Tabla 12 Carga Lineal de Tabiquería de 25 cm H=2.00 m.....	92
Tabla 13 Parámetros de Calculo para la Plancha de Drywall	93
Tabla 14 Peso por Metro Cuadrado de Planchas de Drywall	93
Tabla 15 Parámetros de Calculo la estructura de Aluminio.....	94
Tabla 16 Peso por Metro Cuadrado de Tabiquería Drywall	94
Tabla 17 Peso de muro de Drywall por metro lineal	95
Tabla 18 Cargas Distribuidas por Uso. Norma E.020 del RNE.....	98
Tabla 19 Fuerzas Cortante de Entrepiso - Dirección de Análisis X	114
Tabla 20 Fuerzas Cortante de Entrepiso - Dirección de Análisis Y	114
Tabla 21 Desplazamiento de Centros de Masa - Direcciones de Análisis X.....	115
Tabla 22 Desplazamiento de Centros de Masa - Direcciones de Análisis Y	115
Tabla 23 Calculo de Rigidez por Piso y Dirección.....	116
Tabla 24 Cálculo de Irregularidad de Resistencia	117
Tabla 25 Cálculo de Irregularidad de la Masa	118
Tabla 26 Resumen de las Irregularidades en Altura	120
Tabla 27 Puntos Extremos por cada Sentido de Análisis de la Edificación	121
Tabla 28 Límites Máximos Permisibles para Análisis de Irregularidad.....	122
Tabla 29 Determinación de Desplazamientos Máximos de Entrepiso – Dirección X.....	122

Tabla 30 Determinación de Desplazamientos Máximos de Entrepiso – Dirección Y	123
Tabla 31 Calculo de Desplazamientos de Puntos Extremos por nivel.....	124
Tabla 32 Verificación de Irregularidad por Torsión – Dirección X	126
Tabla 33 Verificación de Irregularidad por Torsión – Dirección Y	127
Tabla 34 Calculo de Irregularidad de Discontinuidad del Diafragma	128
Tabla 35 Resumen de Irregularidades en Altura.....	129
Tabla 36 Periodos y Modos de Vibración de la Edificación.....	132
Tabla 37 Determinación del Coeficiente de Análisis Estático.....	133
Tabla 38 Coeficiente del Cortante Basal por Dirección de Análisis.....	133
Tabla 39 Derivas de Entrepiso de Edificación.....	135
Tabla 40 Comprobación de Derivas de Entrepiso	136
Tabla 41 Calculo de Desplazamiento de Entrepiso	137
Tabla 42 Análisis de Cortantes Dinámicas y Estáticas	138
Tabla 43 Verificación de Sismo Dinámico y Estático	139
Tabla 44 Factores de Corrección de Sismos	139
Tabla 45 Asignación de Rigideces Efectivas en Elementos Estructurales	142
Tabla 46 Secciones y Diámetros de Acero Comercial.....	144
Tabla 47 Datos Geométricos y Acero de Viga	154
Tabla 48 Calculo de Cuantías Balanceadas, Compresión y Tracción.....	155
Tabla 49 Verificación de Sección Conforme y No Conforme.....	155
Tabla 50 Determinación de Parámetros de Modelo y Criterios de Aceptación.....	156
Tabla 51 Datos Geométricos de Columna	160
Tabla 52 Características de los Materiales de Columna	160
Tabla 53 Cargas y Porcentajes de Esfuerzo de Sección de Columna	161
Tabla 54 Determinación de Longitudes Plásticas de Muros de Corte	166
Tabla 55 Definición de Patrón de Cargas Laterales en Dirección X-X.....	167
Tabla 56 Definición de Patrón de Cargas Laterales en Dirección Y-Y	167
Tabla 57 Desplazamiento y Cortante Basal en Dirección de Análisis X-X.....	174
Tabla 58 Desplazamiento y Cortante Basal en Dirección de Análisis Y-Y.....	178
Tabla 59 Calculo de Ductilidad en Dirección de Análisis X-X.....	184
Tabla 60 Calculo de Ductilidad en Dirección de Análisis Y-Y	186
Tabla 61 Probabilidad de Excedencia y Periodos de Retorno según ASCE 41-17	187
Tabla 62 Periodos de retorno y Factor R	188

Tabla 63 Espectros Calibrados en Dirección de Análisis X-X.....	188
Tabla 64 Espectros Calibrados en Dirección de Análisis Y-Y	191
Tabla 65 Límites de deriva según el ATC – 40	195
Tabla 66 Límites de deriva según el Comité Visión 2000.....	196
Tabla 67 Aceleraciones y Desplazamientos Espectrales en Dirección X-X.....	197
Tabla 68 Puntos de Desempeño Sísmico en Dirección X-X	201
Tabla 69 Objetivos de Desempeño de Edificación en Dirección X-X	202
Tabla 70 Desempeño Sísmico en Dirección X-X.....	203
Tabla 71 Aceleraciones y Desplazamientos Espectrales en Dirección Y-Y.....	204
Tabla 72 Puntos de Desempeño Sísmico en Dirección Y-Y	208
Tabla 73 Objetivos de Desempeño de Edificación en Dirección Y-Y	208
Tabla 74 Desempeño Sísmico en Dirección Y-Y	209
Tabla 75 Aceleraciones y Desplazamientos Espectrales en Dirección X-X.....	220
Tabla 76 Puntos de Desempeño Sísmico en Dirección X-X	224
Tabla 77 Objetivos de Desempeño de Edificación en Dirección X-X	224
Tabla 78 Desempeño Sísmico en Dirección X-X.....	226
Tabla 79 Aceleraciones y Desplazamientos Espectrales en Dirección Y-Y.....	227
Tabla 80 Puntos de Desempeño Sísmico en Dirección Y-Y	231
Tabla 81 Objetivos de Desempeño de Edificación en Dirección Y-Y	231
Tabla 82 Desempeño Sísmico en Dirección Y-Y	233
Tabla 83 Fuerzas Cortante de Entrepiso - Dirección de Análisis X	245
Tabla 84 Fuerzas Cortante de Entrepiso - Dirección de Análisis Y	246
Tabla 85 Desplazamiento de Centros de Masa - Direcciones de Análisis X.....	247
Tabla 86 Desplazamiento de Centros de Masa - Direcciones de Análisis Y.....	247
Tabla 87 Calculo de Rigidez por Piso y Dirección.....	248
Tabla 88 Calculo de Irregularidad de Resistencia	249
Tabla 89 Calculo de Irregularidad de Masa.....	250
Tabla 90 Resumen de Irregularidades en Altura.....	252
Tabla 91 Puntos Extremos por cada Sentido de Análisis de la Edificación	253
Tabla 92 Límites Máximos Permisibles para Análisis de Irregularidad.....	254
Tabla 93 Determinación de Desplazamientos Máximos de Entrepiso – Dirección X.....	254
Tabla 94 Determinación de Desplazamientos Máximos de Entrepiso – Dirección Y.....	255
Tabla 95 Calculo de Irregularidad de Discontinuidad del Diafragma	256

Tabla 96 Resumen de Irregularidades en Altura.....	257
Tabla 97 Periodos y Modos de Vibración de la Edificación.....	258
Tabla 98 Determinación de Coeficientes de Análisis Estático	260
Tabla 99 Coeficiente de Cortante Basal por Dirección de Análisis.....	260
Tabla 100 Derivas de Entrepiso de Edificación.....	261
Tabla 101 Comprobación de las Derivas de Entrepiso	262
Tabla 102 Calculo de Desplazamiento de Entrepiso	262
Tabla 103 Análisis de Cortantes Dinámicas y Estáticas	264
Tabla 104 Verificación de Sismo Dinámico y Estático	264
Tabla 105 Factores de Corrección de Sismos	265
Tabla 106 Definición de Patrón de Cargas Laterales en Dirección X-X.....	266
Tabla 107 Definición de Patrón de Cargas Laterales en Dirección Y-Y	266

Índice de figuras

Figura 1 Niveles y Rangos de Desempeño de la Edificación	35
Figura 2 Objetivos de desempeño sísmico recomendados Para Edificaciones	37
Figura 3 Diagrama Momento - Curvatura	46
Figura 4 Curvatura y Rotación de una Sección	47
Figura 5 Análisis estático no lineal con carga proporcional	48
Figura 6 Carga lateral creciente y Curva Capacidad.	49
Figura 7 Fuerza lateral creciente y Curva Capacidad.	50
Figura 8 Proceso del Análisis Pushover.	51
Figura 9 Carga Lateral equivalente a la Forma de Modo Fundamental.	52
Figura 10 Carga Lateral equivalente a la Masa de Entrepiso.	52
Figura 11 Carga Lateral equivalente a las Fuerzas Cortantes de Entrepiso.....	53
Figura 12 Carga Lateral Proporcional a los Valores C_{vx}	53
Figura 13 Curva de Capacidad Estructural.	55
Figura 14 Categorías de Ductilidad	55
Figura 15 Verificación Estructural de Columnas	71
Figura 16 Verificación Estructural de Muros	71
Figura 17 Verificación Estructural de Vigas	72
Figura 18 Vista de la Fachada Principal de Edificación.....	74
Figura 19 Verificación de las Dimensiones de los ejes Estructurales	75
Figura 20 Verificación de Dimensión de las Columnas	75
Figura 21 Verificación de Dimensión de las Muros de Corte	76
Figura 22 Aislamiento de los Muros de pantalla del Sótano	76
Figura 23 Plano en Planta de Edificación.....	77
Figura 24 Plano en Elevación de Edificación.....	78
Figura 25 Sistema de Grillas de Edificación	79
Figura 26 Altura de Entrepiso de Edificación	79
Figura 27 Vista 3D de Grillas de Edificación.....	80
Figura 28 Material de Concreto $f_c=210 \text{ kgf/cm}^2$	81
Figura 29 Material de acero de refuerzo $F_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$	81

Figura 30 Definición de Elementos Tipo Frame - Vigas y Columnas.....	82
Figura 31 Definición de Viga de 0.40x1.20 m	83
Figura 32 Definición de Columna Tipo T	83
Figura 33 Asignación de Áreas de Acero en software ETABS	84
Figura 34 Definición de Secciones Tipo Wall - Muros de Corte	85
Figura 35 Losa Aligerada en una Dirección h=20 cm	85
Figura 36 Losa Aligerada en una Dirección h=25 cm	86
Figura 37 Losas aligeradas y macizas de entrepiso	86
Figura 38 Modelo de Edificación 3D	87
Figura 39 Piers para muros estructurales	88
Figura 40 Piers asignados en cada muro de corte	88
Figura 41 Definición de Patrones de Carga.	89
Figura 42 Tipos de unidades de Albañilería en Edificación	90
Figura 43 Cálculo de Peso de Tabiquería de Vidrio	96
Figura 44 Definición de Cargas Distribuidas	97
Figura 45 Asignación de Cargas Distribuidas	97
Figura 46 Asignación de Carga Muerta de Entrepiso.....	99
Figura 47 Asignación de Carga Viva 01 de Entrepiso.....	99
Figura 48 Asignación de Carga Viva 02 de Entrepiso.....	100
Figura 49 Asignación de Brazos Rígidos	101
Figura 50 Asignación de Diafragmas Rígidos.....	101
Figura 51 Asignación de Empotramientos en la Base	102
Figura 52 Asignación de Mesh en Losas	103
Figura 53 Espectro de Respuesta para X y Y, con Valor de $R = 7$	105
Figura 54 Definición de los Casos de Carga.....	105
Figura 55 Definición de Espectro de Respuesta en Dirección X-X	106
Figura 56 Definición de Modos de Vibración de la Estructura	107
Figura 57 Definición de la Masa o Peso de la Edificación	108
Figura 58 Combinaciones de Carga.....	110
Figura 59 Sistema Estructural en Dirección X-X y Dirección Y-Y	111
Figura 60 Espectro de Respuesta para un Sistema Estructural de Muros Estructurales.....	112
Figura 61 Determinación de los Puntos Extremos de la Edificación	121
Figura 62 Espectro de Respuesta con Irregularidad	130

Figura 63 Categoría y Restricciones de Irregularidad de Edificaciones.....	131
Figura 64 Factor de Sismo Estático X-X.....	134
Figura 65 Factor de Sismo Estático Y-Y	134
Figura 66 Calibración de Espectro de Respuesta en Dirección X-X.....	140
Figura 67 Calibración de Espectro de Respuesta en Dirección Y-Y	141
Figura 68 Asignación de Rigideces Efectivas en Vigas	143
Figura 69 Definición de Secciones de Acero en ETABS	144
Figura 70 Distribución de Acero de Refuerzo en Viga	145
Figura 71 Cálculo del Área de Acero en Vigas Tramo 1-2	146
Figura 72 Asignación de Acero en Vigas	146
Figura 73 Cuadro de Columnas de Edificación	147
Figura 74 Asignación de Distribución de Acero de Columna Tipo T en el sótano.....	147
Figura 75 Asignación de Distribución de Acero de Columna Tipo T en el sótano.....	148
Figura 76 Asignación de Distribución de Acero de Columna Tipo T desde el primer nivel.....	148
Figura 77 Asignación de Distribución de Acero de Columna Cuadrada.....	149
Figura 78 Asignación de Secciones de Viga y Columna con Acero de Refuerzo.....	149
Figura 79 Distribución de Acero de Refuerzo en Placas	150
Figura 80 Definición de Secciones Tipo Wall con Acero de Refuerzo.....	151
Figura 81 Área de Acero en Muros de Corte.....	151
Figura 82 Modelado de Muro de Corte en Layered.....	152
Figura 83 Definición de Muros de Corte con Acero de Refuerzo	152
Figura 84 Viga Representativa para Calculo Manual de Rotula Plástica.....	153
Figura 85 Envolvente de Viga	154
Figura 86 Obtención de Relaciones de Curvatura Momento Positivo.....	156
Figura 87 Asignación Automática de Rotulas Plásticas en Vigas	157
Figura 88 Parámetros de Modelado y Criterios de Aceptación	158
Figura 89 Asignación de Longitud Plástica de Vigas.....	159
Figura 90 Rotula Plásticas en Columnas	160
Figura 91 Obtención de Relaciones de Curvatura de Columnas no Circulares.....	161
Figura 92 Fuerzas Axiales para Rotulas Plásticas en Columnas	162
Figura 93 Definición de Rotula Plástica de Columna a un 30% de Capacidad.....	162
Figura 94 Definición de Rotula Plástica de Columna a un 60% de Capacidad.....	163
Figura 95 Diagrama de Interacción de Columnas	163

Figura 96 Muro de Corte a Definir Rotula Plástica	164
Figura 97 Refuerzo de Muro de Corte para Rotulas Plásticas	165
Figura 98 Definición de Condición Inicial de Cargas de Gravedad no Lineal.....	169
Figura 99 Patrón de Cargas Laterales en Dirección X-X	170
Figura 100 Patrón de Cargas Laterales en Dirección Y-Y	170
Figura 101 Definición de Caso de Carga de Push Over en Dirección X-X.....	171
Figura 102 Definición de Caso de Carga de Push Over en Dirección Y-Y.....	172
Figura 103 Definición de Punto de Control.....	173
Figura 104 Capacidad Estructural en Dirección X-X.....	175
Figura 105 Formación de Primera Rotula Plástica en Dirección X-X	176
Figura 106 Primera Rotula Plástica en Columna en Dirección de Análisis X-X	177
Figura 107 Rotulas Plásticas en Ultimo Paso de Análisis en Dirección X-X.....	178
Figura 108 Capacidad Estructural en Dirección Y-Y.....	179
Figura 109 Formación de Primera Rotula Plástica en Dirección Y-Y	180
Figura 110 Primera Rotula Plástica en Muros de Concreto en Dirección Y-Y	181
Figura 111 Primera Rotula Plástica en Columnas en Dirección Y-Y.....	182
Figura 112 Rotulas Plásticas en Ultimo Paso de Análisis en Dirección Y-Y.....	183
Figura 113 Bilinealización de Curva Capacidad en Dirección de Análisis X-X.....	184
Figura 114 Bilinealización de Curva Capacidad en Dirección de Análisis Y-Y	185
Figura 115 Demanda Sísmica en Dirección X-X	190
Figura 116 Demanda Sísmica en Dirección Y-Y	193
Figura 117 Demanda Sísmica en ETABS.....	194
Figura 118 Límites de Desempeño Sísmico	196
Figura 119 Desempeño para Sismo de 43 años de Periodo de Retorno en X-X	198
Figura 120 Desempeño para Sismo de 72 años de Periodo de Retorno en X-X	198
Figura 121 Desempeño para Sismo de 225 años de Periodo de Retorno en X-X	199
Figura 122 Desempeño para Sismo de 475 años de Periodo de Retorno en X-X	199
Figura 123 Desempeño para Sismo de 975 años de Periodo de Retorno en X-X	200
Figura 124 Desempeño para Sismo de 2475 años de Periodo de Retorno en X-X	200
Figura 125 Desempeño Sísmico de Edificación en Dirección X-X	202
Figura 126 Desempeño para Sismo de 43 años de Periodo de Retorno en Y-Y	205
Figura 127 Desempeño para Sismo de 72 años de Periodo de Retorno en Y-Y	205
Figura 128 Desempeño para Sismo de 225 años de Periodo de Retorno en Y-Y	206

Figura 129 Desempeño para Sismo de 475 años de Periodo de Retorno en Y-Y	206
Figura 130 Desempeño para Sismo de 975 años de Periodo de Retorno en Y-Y	207
Figura 131 Desempeño para Sismo de 2475 años de Periodo de Retorno en Y-Y	207
Figura 132 Desempeño Sísmico de Edificación en Dirección Y-Y	209
Figura 133 Concentración de Rigidez en Planta.....	211
Figura 134 Planteamiento del Reforzamiento Estructural.....	219
Figura 135 Desempeño para Sismo de 43 años de Periodo de Retorno en X-X	221
Figura 136 Desempeño para Sismo de 72 años de Periodo de Retorno en X-X	221
Figura 137 Desempeño para Sismo de 225 años de Periodo de Retorno en X-X	222
Figura 138 Desempeño para Sismo de 475 años de Periodo de Retorno en X-X	222
Figura 139 Desempeño para Sismo de 975 años de Periodo de Retorno en X-X	223
Figura 140 Desempeño para Sismo de 2475 años de Periodo de Retorno en X-X	223
Figura 141 Desempeño Sísmico de Edificación en Dirección X-X	225
Figura 142 Desempeño para Sismo de 43 años de Periodo de Retorno en Y-Y	228
Figura 143 Desempeño para Sismo de 72 años de Periodo de Retorno en Y-Y	228
Figura 144 Desempeño para Sismo de 225 años de Periodo de Retorno en Y-Y	229
Figura 145 Desempeño para Sismo de 475 años de Periodo de Retorno en Y-Y	229
Figura 146 Desempeño para Sismo de 975 años de Periodo de Retorno en Y-Y	230
Figura 147 Desempeño para Sismo de 2475 años de Periodo de Retorno en Y-Y	230
Figura 148 Desempeño Sísmico de Edificación en Dirección Y-Y	232
Figura 149 Determinación de Puntos Extremos de la Edificación	253
Figura 150 Categoría y Restricciones de Irregularidad de Edificaciones.....	257

Resumen

La presente investigación tuvo como objetivo determinar el desempeño sismo resistente de la Edificación de Seguridad Ciudadana del Distrito de San Sebastián, aplicando el Método de Espectro Capacidad para diferentes niveles de amenaza sísmica. La metodología empleada fue de enfoque cuantitativo, con un nivel de investigación descriptivo y un método hipotético deductivo. La población y muestra fueron todos los elementos estructurales de la edificación, así como la distribución de cargas en los diferentes ambientes. Como instrumentos de recolección de datos, se hicieron uso de los planos del expediente técnico y fichas de registro de datos, el procesamiento de los datos fue a través del programa ETABS.

Los resultados mostraron que la edificación presenta una irregularidad torsional en la dirección de análisis X-X como en la dirección Y-Y, las derivas de entrepiso se encuentran dentro del límite permisible para la Norma E.030. La capacidad estructural en dirección X-X presenta una cortante basal máxima de 908.5476 tonf y un desplazamiento máximo de 10.8939 cm. Por otra parte, en la dirección de análisis Y-Y una cortante basal máxima de 864.9246 tonf y un desplazamiento de 20.8628 cm. El nivel de desempeño para un sismo con un periodo de retorno de 475 años en dirección X resultó en Prevención del colapso y en la dirección Y fue de Seguridad de Vida. Finalmente, la edificación no cumple con el objetivo de desempeño esperado para una edificación de categoría esencial. Sin embargo, el diseño de la edificación cumple con todos los requerimientos necesarios según la Norma E.030.

Palabras clave: Desempeño Sísmico, Amenaza sísmica, Capacidad Estructural, Cortante basal, Deriva.

Abstract

The objective of this research was to determine the earthquake-resistant performance of the Public Safety Building of the District of San Sebastian, applying the Capacity Spectrum Method for different levels of seismic threat. The methodology used was a quantitative approach, with a descriptive research level and a hypothetical deductive method. The population and sample were all the structural elements of the building, as well as the distribution of loads in the different environments. As data collection instruments, the technical file plans and data registration sheets were used, the data processing was through the ETABS program.

The results showed that the building presents a torsional irregularity in the analysis direction X-X as well as in the Y-Y direction, the floor drifts are within the permissible limit for Standard E.030. The structural capacity in the X-X direction presents a maximum basal shear of 908.5476 tonf and a maximum displacement of 10.8939 cm. On the other hand, in the Y-Y analysis direction a maximum base shear of 864.9246 tonf and a displacement of 20.8628 cm. The performance level for an earthquake with a return period of 475 years in the X direction is at Collapse prevention and in the Y direction Life safety. Finally, the building does not meet the expected performance objective for an essential category building. However, the building design meets all the necessary requirements according to Standard E.030.

Keywords: *Seismic Performance, Seismic Hazard, Structural Capacity, Basal Shear, Drift.*

Introducción

La filosofía de mejorar el concepto de diseño basándose en el control de los mecanismos de falla de los elementos estructurales y no estructurales de una edificación, es conocida como un método de análisis y diseño basado en la capacidad y desempeño de las estructuras, existen normas internacionales tales como el ATC, FEMA y ASCE 41-17 que regulan la secuencia de análisis para determinar el punto de desempeño de una estructura y su respuesta frente a diferentes niveles de amenaza sísmica.

La Norma E.030 del RNE es primordial en la fase de diseño de estructuras puesto que contempla la clasificación de zona, suelo y uso de la edificación. Este último es sumamente importante debido a que de acuerdo con la categoría estructural de las edificaciones se toman diferentes sistemas estructurales con el fin de cumplir con la filosofía de diseño.

Esta investigación realiza un análisis del desempeño estructural de la edificación de categoría A2 o de uso municipal el cual según la Norma E.030 deberá de servir de refugio en caso de un siniestro de gran escala, para la verificación de este desempeño se utilizara la definición de rotulas plásticas según la Norma ASCE 41-17 el cual es variable en función de la distribución del acero de los elementos estructurales, la capacidad estructural será definida por un análisis estático no lineal, en cuanto a la amenaza sísmica se utilizaran los niveles definido en la Norma ATC 40 y el comité visión 2000, los parámetros o niveles de desempeño se determinara con la Norma FEMA 440 el mismo que hace uso del método de Espectro Capacidad para la determinación de los puntos de desempeño para cada nivel de amenaza sísmica.

CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

El diseño estructural es considerado un arte pues equilibra resistencia, economía y estética. Este equilibrio obliga al ingeniero estructural a garantizar que las edificaciones no colapsen ante eventos sísmicos, protegiendo así la vida de sus ocupantes. La amenaza sísmica se define en función de periodos de retorno y probabilidades de excedencia durante la vida útil de una edificación. El Perú se encuentra en el Cinturón de Fuego del Pacífico, una de las zonas más sísmicamente activas del planeta, producto de la subducción entre las placas Nazca y Sudamericana.

Los eventos sísmicos en el Perú han demostrado su capacidad destructiva, como sucedió el 15 de agosto de 2007 en Pisco, Ica. Este terremoto causó el colapso de más del 80% de las viviendas de adobe y afectó seriamente estructuras de mampostería confinada y conjuntos habitacionales debido a separaciones insuficientes entre edificaciones. Sin embargo, edificaciones esenciales como escuelas y hospitales, diseñadas bajo las Normas Técnicas Peruanas E.030 y E.060, sufrieron daños menores, destacando la importancia del cumplimiento normativo estricto.

El crecimiento urbano exige nuevas infraestructuras que satisfagan necesidades como vivienda, transporte, salud y educación. Estas construcciones deben diseñarse considerando desempeño sismorresistente, aplicando análisis no lineales que contemplen diferentes niveles de amenaza sísmica. Actualmente, la Norma E.030 utiliza un único nivel de amenaza y asume

un comportamiento lineal de los materiales, idealizando su respuesta estructural. Esto genera incertidumbre respecto a la capacidad de una edificación para soportar eventos sísmicos de alta intensidad.

En otros países, como Estados Unidos, se han desarrollado enfoques de diseño basado en el desempeño sismorresistente, estableciendo métodos, criterios de aceptación y parámetros claros para determinar el comportamiento estructural ante diferentes demandas. Estas metodologías permiten analizar el comportamiento real de las edificaciones, considerando tanto la parte elástica como la plástica, y evaluando cómo el concreto y el acero trabajan conjuntamente para soportar esfuerzos.

En el distrito de San Sebastián, Cusco, la edificación de seguridad ciudadana representa una estructura esencial, clasificada como A2 según la Norma E.030. Esta categoría requiere que la edificación soporte los sismos previstos durante su vida útil y funcione como refugio durante eventos telúricos de gran magnitud. Sin embargo, una revisión preliminar revela una concentración desigual de elementos verticales resistentes a sismos en un sector específico, lo que podría inducir efectos torsionales y comprometer su desempeño estructural.

Ante esta problemática, resulta imprescindible realizar un análisis detallado que evalúe la capacidad y el desempeño sismorresistente de una edificación, aplicando metodologías que consideren tanto el comportamiento no lineal de los elementos estructurales como las particularidades de su diseño y distribución. Esto permitirá garantizar la seguridad estructural, minimizar daños y evitar el colapso durante eventos sísmicos, cumpliendo así con los objetivos funcionales y normativos establecidos.

1.2.FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1. PROBLEMA GENERAL

PG: ¿Cuál es el nivel de desempeño sismo resistente de la edificación de seguridad ciudadana del distrito de San Sebastián aplicando el método de Espectro Capacidad para diferentes niveles de amenaza sísmica?

1.2.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS

PE1: ¿Cuál es el estado actual de la edificación de Seguridad Ciudadana en cuanto a sus características estructurales?

PE2: ¿Cuáles son los niveles de amenaza sísmica que afectan al distrito de San Sebastián según la zonificación sísmica local?

PE3: ¿Cuál es la capacidad estructural de la edificación de seguridad ciudadana del distrito de San Sebastián aplicando un análisis estático no lineal Push Over?

1.3.JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN

1.3.1. JUSTIFICACIÓN TÉCNICA

El análisis del desempeño sismo resistente ayudará técnicamente a desarrollar el conocimiento para la evaluación que facilitarán el dimensionado y el pormenorizado de los elementos estructurales y no estructurales con el objetivo de determinar el nivel de la estabilidad a ciertos estados límites, esto implica que se tome en consideración los estados o niveles de desempeño para demostrar que las edificaciones esenciales soportaran el máximo sismo previsto para la zona y así garantizar la filosofía de diseño.

La implementación de métodos de análisis que se basa en el comportamiento no lineal de las edificaciones es de importancia, debido a que bajo estos lineamientos es posible determinar con exactitud cuál es el nivel de desempeño de la estructura para diferentes niveles

de amenaza sísmica, lo cual implica una contribución al diseño estructural contextualizando a una realidad y verificando el grado del análisis.

Esta investigación además aplica normas tales como el FEMA 440, FEMA 356 para determinar los puntos de desempeño, el ASCE 41-17 para la definición de rotulas plásticas y el mecanismo de colapso de la edificación, análisis considerando el comportamiento no lineal de los materiales y de las secciones de concreto.

1.3.2. JUSTIFICACIÓN SOCIAL

El beneficiario directo de esta investigación son los pobladores del Distrito de San Sebastián, así como los trabajadores y usuarios del servicio de seguridad ciudadana debido a que contarán con un estudio estructural a detalle identificando los problemas estructurales y puntos de mecanismo de colapso de la edificación, garantizando la estabilidad de la edificación reduciendo significativamente el riesgo de colapso.

1.3.3. JUSTIFICACIÓN POR VIABILIDAD

La viabilidad de la investigación se desarrolla porque se cuenta con todos los recursos necesarios y capacidades técnicas de los investigadores, además se cuenta con los siguientes aspectos:

- Los investigadores tienen los recursos necesarios como los equipamientos, disponibilidad temporal y asesoría profesional interna de la universidad.
- Se cuentan con los planos estructurales de la edificación, así como otros datos referidos a la investigación.
- Se cuenta con la disponibilidad informativa de normas peruanas de análisis sismo resistente como la Norma E.020, E.030 y E.060.

- Se cuentan con la disponibilidad de las normas internacionales tales como el FEMA 356 y FEMA 440 proveniente de Federal Emergencia Management Agency, la Norma ATC-40 Applied Technology Council y el ASCE/SEI 41-17 del Seismic Rehabilitation of Existing Buildings

1.3.4. JUSTIFICACIÓN POR RELEVANCIA

El uso de reglamentos internacionales es complementario al análisis de la norma peruana, con este tipo de análisis se garantiza que la edificación denominada como esencial sirva como un refugio ante un evento sísmico definido como máximo según la Norma E.030.

Además, esta investigación logrará ampliar los conocimientos para determinar los niveles de desempeño de una edificación de categoría esencial verificando que ante el sismo de diseño definido según la norma peruana este cumpla con la filosofía de diseño el cual deberá de servir de refugio luego de un evento sísmico.

1.4.LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN

1.4.1. LIMITACIÓN ESPACIAL

La investigación se limita a determinar el desempeño sismo resistente a la edificación de categoría A2 esencial perteneciente al proyecto MEJORAMIENTO Y AMPLIACION DE LA PRESTACION DEL SERVICIO DE SEGURIDAD CIUDADANA Y SERENAZGO EN EL DISTRITO DE SAN SEBASTIAN, PROVINCIA DE CUSCO – CUSCO con CUI 2338683, que se encuentra ubicado en el distrito de San Sebastián en la provincia y departamento de Cusco

1.4.2. LIMITACIÓN TEMPORAL

La investigación se limita a realizar el análisis en la fase de ejecución y funcionamiento correspondiente a los años 2022 y 2023

1.4.3. LIMITACIÓN INFORMATIVA

a investigación se limita aplicar los conocimientos de:

- La Norma Técnica Peruana E. 020, titulada "Cargas", fue utilizada para llevar a cabo la evaluación de las cargas permanentes y variables, así como de las densidades unitarias correspondientes.
- Norma Técnica Peruana E. 030, titulada "Diseño sismorresistente"; fue empleado para efectuar el análisis sísmico estático y dinámico.
- Norma Técnica Peruana E.060, titulada "Concreto Armado", fue utilizado para determinar los cálculos de momento de agrietamiento, agotamiento y rigideces efectivas.
- Norma Internacional Americana ASCE 41-17; la cual se empleó para determinar la curva de capacidad de la estructura y definir las rótulas plásticas en los elementos estructurales.
- Norma americana Comité Visión 2000 – SEAOC, fue empleada para la determinación de la demanda sísmica.
- Norma americana FEMA 356 y ATC 40; los cuales sirvieron para la determinación de los puntos de desempeño sísmico.
- Norma americana FEMA 440, fue empleada para seguir el procedimiento mejorado de desempeño sísmico basados en FEMA 356 y ATC 40.

1.4.4. LIMITACIÓN DE MATERIALES

Esta investigación se condiciona al uso tanto de las características físicas como mecánicas de los elementos determinados por el expediente técnico:

- Resistencia a la fractura por compresión del concreto $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, esta resistencia de concreto fue empleada en todo el edificio.
- El acero de refuerzo posee un límite de fluencia $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$, el cual corresponde a un acero estructural de grado 60 con módulo de elasticidad $E = 2\,000\,000 \text{ kg/cm}^2$
- La cuantía de acero de reforzamiento en vigas, columnas, placas y losas fueron calculadas en función a los planos de la especialidad de estructuras.

1.4.5. LIMITACIÓN DE PROCEDENCIA DE DATOS

En la presente investigación se obtuvieron los datos procedentes del modelamiento realizado en el software ETABS 20, donde se proporcionó información plasmada de los planos estructurales.

1.5.OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.5.1. OBJETIVO GENERAL

OG: Determinar el nivel de desempeño sismo resistente de la edificación de seguridad ciudadana del distrito de San Sebastián aplicando el método de Espectro Capacidad para diferentes niveles de amenaza sísmica.

1.5.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

OE1: Evaluar las características estructurales de la edificación de Seguridad Ciudadana, incluyendo geometría, sistemas estructurales y estado general.

OE2: Identificar y clasificar los niveles de amenaza sísmica para el distrito de San Sebastián, basándose en la norma sísmica vigente.

OE3: Determinar la capacidad estructural de la edificación de Seguridad Ciudadana del distrito de San Sebastián mediante la aplicación del análisis estático no lineal Push Over.

CAPÍTULO II: ANTECEDENTES Y MARCO TEÓRICO

2.1.ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

2.1.1. ANTECEDENTES LOCALES

Cumpa & Quispe (2018) realizaron una investigación acerca de la Evaluación del desempeño sismorresistente de la institución educativa n°50217 de la comunidad Umachurco -San salvador, aplicando el método de análisis estático no lineal de cedencia sucesiva (pushover), El propósito principal conocer el nivel de comportamiento estructural de un edificio de dos pisos aporticado, clasificado como edificio esencial según la norma E.030 y formado por columnas y vigas. Por esta razón se realizó un estudio sísmico el cual ayudó a conocer el nivel de desempeño de la estructura como también su respuesta ante diversas exigencias sísmicas. Para modelar la estructura se utilizaron los programas estructurales (CSI, SAP 2000). Los estudios sísmicos se realizaron partiendo de un AEL (análisis estático lineal) y utilizando los criterios de la norma de diseño sísmico E 030 para obtener los hallazgos deseados.

Posteriormente, se completó el AENL (análisis estático no lineal) teniendo en cuenta el deterioro de la rigidez de los componentes estructurales, siguiendo los lineamientos proporcionados por las normas FEMA 356 y ATC 40. Utilizando el AENL Pushover se produjeron rotulas plásticas. Por ejemplo, se observó un desplazamiento de 1,11 cm con un corte de 122,93 Tn., lo que indica que la estructura estaba comenzando a exhibir un comportamiento de rango inelástico. El mayor desplazamiento en este escenario es de 7,40 cm y la resistencia al corte es de 282,06 Tn. Los autores utilizan el AENL de rendimiento sucesivo (Pushover) para evaluar y aplicar las diversas tensiones sísmicas al edificio, describiendo las condiciones de daño, ocupación inmediata y seguridad de la vida en el proceso.

2.1.2. ANTECEDENTES NACIONALES

Mires (2019) investigó el Desempeño sismorresistente de la institución educativa técnica Rafael Loayza Guevara utilizando el método PushOver y propuesta de mejora. cuyo objetivo principal fue evaluar la resistencia sísmica de la Institución Educativa Técnica Rafael Loayza Guevara mediante el método Push Over. El diseño del estudio es no descriptivo, transversal-descriptivo, y la población y muestra están definidas por el pabellón de la institución, el cual tiene ocho años de funcionamiento. Los resultados mostraron que la dirección de análisis X podría soportar un corte basal máximo de 140,84 tnf con un desplazamiento del techo de 0,1959 m y un rendimiento efectivo de 0,025, mientras que la dirección de análisis Y podría soportar un corte máximo de 302,25 tnf con un desplazamiento del techo de 0,2618 m y un rendimiento efectivo de 0,0326. Se encontró que el punto de desempeño para ambas direcciones de análisis era con un nivel de ocupación inmediata IO.

Valle (2019) en su investigación denominada Desempeño sismorresistente a través del análisis estático no lineal de un edificio de concreto armado de 8 pisos y un sótano, Santa Luzmila – comas – Lima – 2019. El propósito de esta investigación fue utilizar un análisis estático no lineal para examinar el desempeño resistente a terremotos de una estructura de concreto reforzado de ocho pisos a nivel del sótano. La población y la muestra de este estudio cuantitativo y descriptivo se componen de la estructura de Las estructuras de concreto armado de ocho pisos, utilizaron el software ETABS para modelar y aplicar los requisitos de la Norma Internacional FEMA. Esto resultó en una capacidad estructural de aproximadamente 1132,05 toneladas con un desplazamiento máximo de 46,32 cm en la dirección XX en la base. La curva de capacidad muestra una cortante máxima de 970,07 tonf con un desplazamiento de 17,61 cm en la dirección del análisis Y-Y. Se determina que, si bien no satisface el nivel de desempeño con prevención de colapso de CP como nivel alcanzado, sí cumple con las directrices analíticas para sismos frecuentes y ocasional.

2.1.3. ANTECEDENTES INTERNACIONALES

Salcedo (2017) investigó el Desempeño sísmico por el método PUSH – OVER de un edificio construido en la ciudad de Barranquilla bajo la norma NSR-10, Este estudio utilizó un enfoque cuantitativo para determinar el comportamiento sismorresistente de un edificio ubicado en la ciudad de Barranquilla. La población y muestra del estudio están definidas por el propio edificio y se emplea un muestreo no probabilístico. El modelo del edificio se creó en el rango elástico utilizando el software ETABS y posteriormente se analizó en un rango no lineal. Las rotulas plásticas se determinaron con cada nivel de desempeño en cada nodo para una intensidad leve, moderada y alta. La deriva máxima permitida era 465.00 mm, o el 1% de lo especificado en la norma local, mientras que los resultados arrojaron una deriva máxima de 841.94 mm, o el 2,59%, según los datos. El edificio presenta una respuesta sísmica buena; sin embargo no cumple con las derivas máximas permitidas; pese a esto, el nivel de desempeño en ambas direcciones de análisis es de ocupación inmediata. Se determina que para un sismo de peligrosidad sísmica intermedia y alta, la estructura se encuentra en un nivel de ocupación inmediata.

Rendín (2018) en su investigación Evaluación sísmica del edificio de la facultad de ingeniería mediante código ASCE 41-13, el objetivo fue utilizar el código ASCE 41-13, una investigación de enfoque cuantitativo con alcance descriptivo cuya población y muestra son fijadas por el edificio de la Facultad de Ingeniería, para realizar un análisis sísmico del edificio de la facultada de Ingeniería de la PUCE. Como resultado, se determinó que, sin entrar en el nivel de ocupación inmediato IO, el punto de desempeño es de 2175.24 tonf con un desplazamiento de 2.63 cm, lo que significa que se ajusta al espectro de la normatividad ASCE 41-13, que define el nivel de ocupación deseado. El grado de desempeño según la categoría designada por la normatividad, es más de un 70% mayor que la Norma Ecuatoriana NEC 15.

2.2.MARCO TEÓRICO- CONCEPTUAL

2.2.1. DESEMPEÑO SÍSMICO

Para Sánchez & Teran (2008), el desempeño sísmico se refiere a la capacidad de una estructura para responder de manera adecuada bajo las excitaciones sísmicas, controlando explícitamente el nivel de daño estructural y no estructural dentro de límites técnicos y económicos aceptables. Este concepto está enmarcado dentro del diseño basado en desempeño, que busca garantizar que las estructuras cumplan con objetivos específicos de diseño asociados a diferentes niveles de intensidad sísmica.

Los tres principales conceptos en los que se basa el análisis por desempeño obedecen los siguientes parámetros:

- **Capacidad:** Se refiere a la resistencia final del comportamiento plástico de los elementos estructurales, éste depende directamente de la resistencia y la deformación de cada elemento individual que en conjunto muestra una capacidad máxima de la estructura.
- **Demanda:** Representación del movimiento de la capa de suelo durante los eventos sísmicos, se encuentra generalmente en términos de aceleraciones con el objetivo de estimar un desplazamiento máxima para diversos niveles de sismo.
- **Desempeño:** combinación de las 2 primeras, se debe considerar el estado límite de daño con el objetivo de verificar la seguridad de los ocupantes y la funcionalidad de la edificación luego del evento sísmico analizado.

2.2.1.1.NIVELES DE DESEMPEÑO

Para Medina & Music (2018), Los niveles de desempeño se basan en aspectos de daños físicos para los elementos estructurales y no estructurales, además, de incluir el análisis de los

riesgos a los que se encuentran expuestos los usuarios de la edificación a evaluar el cual depende de la afluencia de personas de acuerdo con la categoría o funcionalidad de la edificación, es decir, comprobar si los servicios básicos siguen en funcionalidad luego del sismo.

De acuerdo con el Comité Vision 2000, establecida por Structural Engineers Association of California (SEAOC , 1995), la ingeniería basada en el desempeño establece como base cuatro niveles de desempeño:

- Totalmente operacional: Despreciable o nulo daño estructural y no estructural.
- Operacional: Presencia de agrietamientos en elementos estructurales se verifica un daño leve.
- Seguridad de vida: Presencia de daños leves en ciertos componentes estructurales. Merma de resistencia y rigidez estructural del sistema resistente de cargas laterales. La edificación se mantiene funcional.
- Pre colapso: Presencia de deterioro significativo en componentes estructurales. Podría ser inevitable la demolición del edificio.

2.2.1.1.1. Niveles de desempeño estructural

Según ASCE 41-17, publicada por la American Society of Civil Engineers (2017), los niveles de desempeño estructural son seleccionados en 6 niveles discretos (Ocupación Inmediata (S-1), Control de daño (S-2), Seguridad de vida (S-3), Seguridad limitada (S-4), Prevención de colapso (S-5) y No Considerado (S-6)) y los rangos de desempeño estructural son seleccionados en 2 rangos intermedios definidos (Rango de Seguridad Mejorado y el Rango de Seguridad Reducido).

- a) **Ocupación Inmediata (S-1):** Estado de daño posterior al sismo en el que una edificación se mantiene segura para su utilización y preserva su capacidad estructural inicial después del sismo.
- b) **Rango de Seguridad Mejorado:** Rango continuo de estado de daño ubicado entre el nivel de seguridad de vida S-3 y el nivel de ocupación inmediata S-1.
- c) **Control de daño (S-2):** Estado de daño posterior a un sismo ubicado entre el nivel de seguridad de vida S-3 y el nivel de ocupación inmediata S-1.
- d) **Seguridad de vida (S-3):** Estado de daño posterior al sismo en el que una estructura tiene sus componentes (estructurales y no estructurales) dañados, conservando un margen de seguridad contra el principio del colapso parcial o total.
- e) **Rango de Seguridad Reducida:** Rango continuo de estado de daño ubicado entre el nivel de seguridad de vida S-3 y el nivel de prevención de colapso S-5.
- f) **Seguridad Limitada (S-4):** Estado de daño posterior a un sismo ubicado entre el nivel de seguridad de vida S-3 y el nivel de prevención de colapso S-5.
- g) **Prevención de Colapso (S-5):** Estado de daño posterior al sismo en el que una estructura presenta componentes dañados; sin embargo, continúa soportando cargas de gravedad, aunque ya no posee ningún margen de seguridad contra el colapso.
- h) **No Considerado (S-6):** Se da cuando en una evaluación o rehabilitación no se toma en cuenta la estructura.

2.2.1.1.2. Niveles de desempeño no estructural

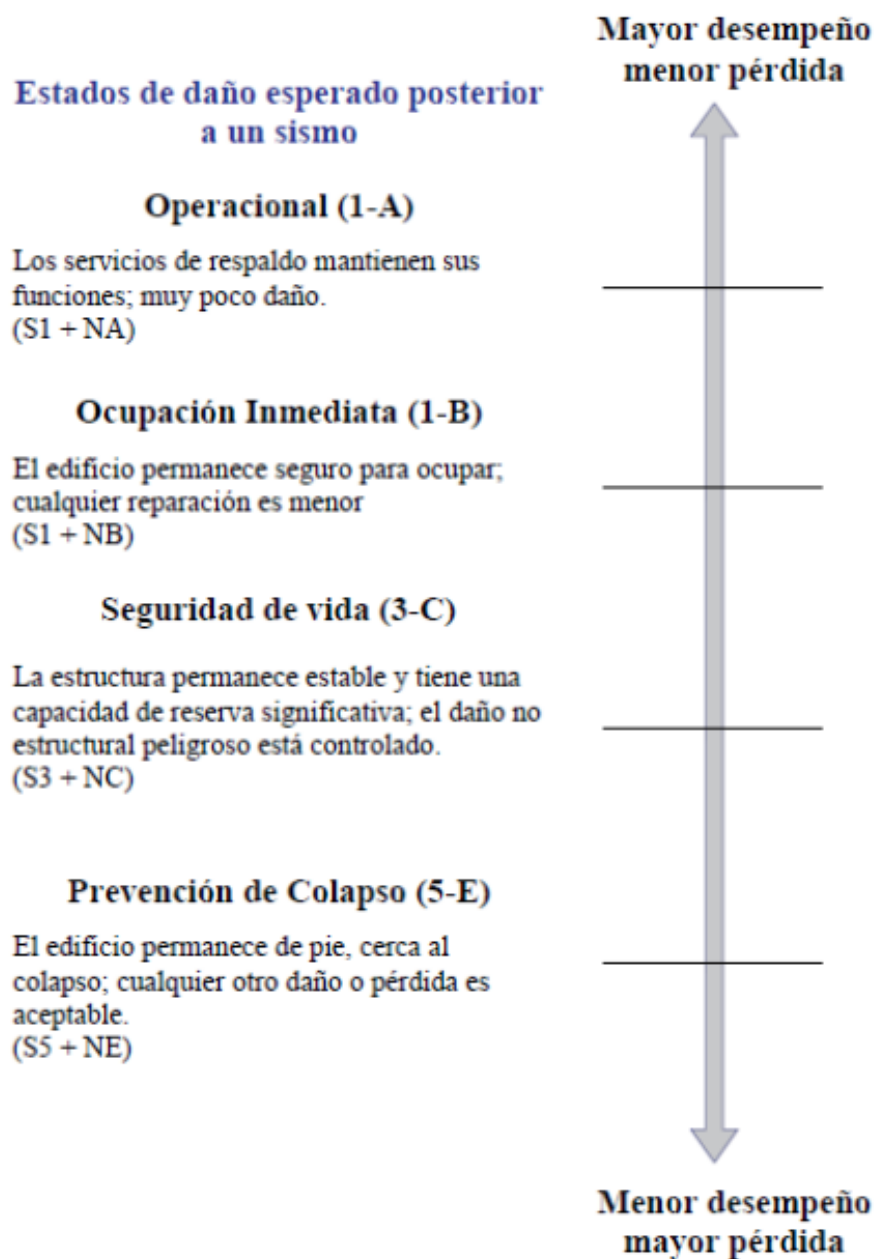
Para la Norma ASCE 41-17 (2017), los niveles y rangos de desempeño no estructural son seleccionados en 5 niveles las cuales se describen a continuación:

- a) **Operacional (N-A):** Estado de daño posterior al sismo donde los componentes no estructurales proporcionan las funciones que brindaron en el edificio antes del sismo.
- b) **Retención de posición (N-B):** Estado de daño posterior al sismo donde los componentes no estructurales pueden dañarse de tal forma que no puedan funcionar de inmediato, manteniéndose en su lugar para evitar el daño de las conexiones de servicios públicos ya sea por su caída, volteo o ruptura.
- c) **Seguridad de vida (N-C):** Estado de daño posterior al sismo donde pueden dañarse los componentes no estructurales, sin representar una amenaza para la seguridad de la vida.
- d) **Peligros reducidos (N-D):** Se da cuando una evaluación o rehabilitación no se consideren todos los componentes no estructurales en uno de los niveles anteriores.

El nivel de desempeño de un edificio es denominado alfanuméricamente. Donde el número simboliza el nivel de desempeño estructural y la letra simboliza el nivel de desempeño no estructural.

Figura 1

Niveles y Rangos de Desempeño de la Edificación



Fuente: (ASCE/SEI, 2017)

Tabla 1*Niveles de Desempeño del Edificio Objetivo*

Niveles de desempeño no estructural	Niveles de desempeño estructural					
	S-1 Ocupación inmediata	S-2 Control de daño	S-3 Seguridad de Vida	S-4 Seguridad Limitada	S-5 Prevención de Colapso	S-6 No Considerado
N-A Operacional	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
N-B Retención de Posición	1-B Ocupación Inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
N-C Seguridad de Vida	1-C	2-C	3-C Seguridad de Vida	4-C	5-C	6-C
N-D No Considerado	NR	NR	3-D	4-D	5-D Prevención de Colapso	No evaluación No Reforzamiento

Nota: NR = No Recomendado

Fuente: adaptada de (ASCE/SEI, 2017)

2.2.1.2.OBJETIVOS DE DESEMPEÑO

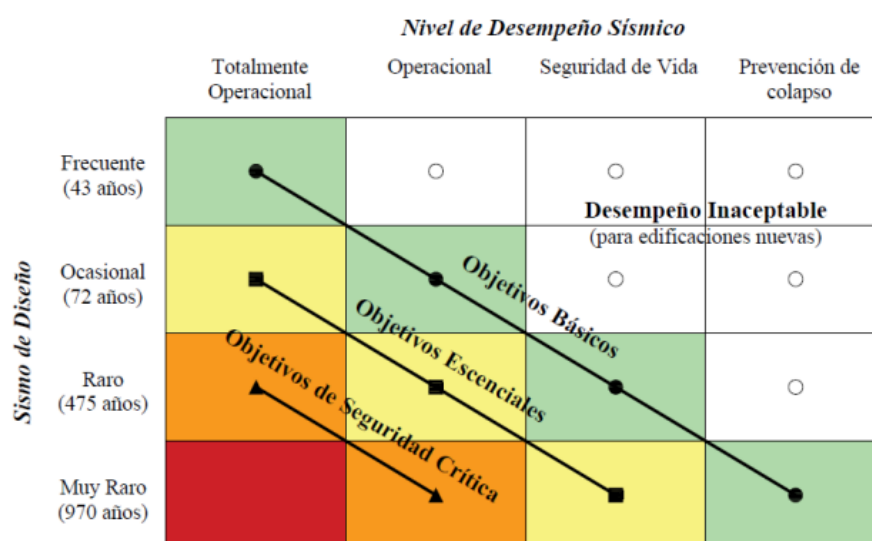
De acuerdo con SEAOC (1995), Un objetivo de desempeño es definido inicialmente desde el mínimo establecido en los códigos normativos, estos en su mayoría se basan en la seguridad de vida para un sismo raro hasta a un nivel de desempeño operacional en un sismo muy raro. El reporte del estudio realizado por el comité Visión 2000, determina una serie de objetivos mínimos como mejorados, los cuales son definidos a continuación.

- a) **Objetivos mínimos:** Los Objetivos Mínimos garantizan la seguridad básica de los ocupantes, permitiendo daños significativos en la estructura tras un sismo severo, pero minimizando el riesgo de colapso. Son adecuados para edificios comunes, como viviendas o comercios, y típicamente corresponden al nivel de desempeño de Seguridad de Vida (LS)

- b) **Objetivos mejorados:** Los Objetivos Mejorados buscan mayor funcionalidad y menores daños tras un sismo, protegiendo tanto la seguridad como la operatividad. Se aplican a estructuras críticas, como hospitales o instalaciones de emergencia, con niveles de desempeño como Ocupación Inmediata (IO) o desempeño operativo bajo sismos severos

Figura 2

Objetivos de desempeño sísmico recomendados Para Edificaciones



Fuente: (SEAOC , 1995)

Según la Norma ASCE/SEI 41-17 (2017), Los objetivos de desempeño se seleccionarán considerando objetivos básicos, mejorados, limitados u parciales. El Objetivo de desempeño establecido como base para el diseño influye principalmente en el costo y la viabilidad de cualquier proyecto, así como en el beneficio que se logrará en términos de seguridad mejorada, disminución del daño a la propiedad y cese del uso en el caso de próximos sismos.

Tabla 2*Objetivos de Desempeño Según ASCE/SEI 41-17*

Nivel de amenaza sísmica	Niveles de desempeño del edificio objetivo			
	Operacional 1-A	Ocupación Inmediata 1-B	Seguridad de Vida 3-C	Prevención de Colapso 5-D
50%/50 años	a	b	c	d
BSE-1E (20%/50 años)	e	f	g	h
BSE-2E (5%/50 años)	i	j	k	l
BSE-2N (ASCE 7 MCE _R)	m	n	o	p

Notas: Cada celda en la matriz representa un Objetivo de Desempeño discreto. Los objetivos de desempeño en la matriz pueden ser usado para representar 3 tipos de objetivos de desempeño, que pueden ser seleccionados para un edificio que es asignado a la categoría de Riesgo I o II, de la siguiente forma:

Objetivos de Desempeño Básico para edificios existentes (BPOE)	g & l
Objetivos mejorados	g & i, j, m, n, o ó p l & e, f g & l & a ó b k, m, n, ó solamente o Solamente g
Objetivos Limitados	Solamente l Solamente l c, d, e ó f

Fuente: Adaptada de (ASCE/SEI, 2017)

Los objetivos de desempeño varían en función del nivel de riesgo asignada. Los niveles de riesgo se emplean con el objetivo de simplificar la gestión con las regulaciones y los códigos de construcción tal es el caso del International Building Code (IBC) y del International Existing Building Code (IEBC). El Objetivo de Desempeño Básico análogo a los nuevos Estándares de Construcción (BPON) es un objetivo de desempeño definido utilizado sólo con una evaluación sistemática de Nivel III que fluctúa con la categoría de riesgo, donde la categoría de riesgo es definida por las regulaciones del ASCE 7.

Para Lopez & Ayala (2013), Según la tabla de la Norma ASCE 41-17 los objetivos de desempeño son los siguientes:

Nivel de desempeño operativo del edificio (1-A)

Se espera que los edificios que cumplan con este nivel de rendimiento del edificio objetivo sufran daños mínimos o nulos en sus componentes estructurales y componentes no estructurales. La edificación es idónea para su ocupación y uso diario, aunque posiblemente en un modo ligeramente afectado, con electricidad, agua y otros servicios públicos esenciales proporcionados por fuentes de emergencia, y probablemente con ciertos sistemas no esenciales que no funcionen. Las edificaciones que cumplen con este nivel de rendimiento del edificio objetivo representan un riesgo de seguridad humana extremadamente bajo. Bajo niveles muy bajos de movimiento del suelo sísmico, la mayoría de los edificios deberían poder alcanzar o superar este nivel de rendimiento del edificio objetivo. Normalmente, económicamente no es rentable modificar los edificios existentes para satisfacer con este nivel objetivo de desempeño del edificio para temblores severos del suelo, excepto en el caso de edificaciones que ofrecen servicios esenciales.

Nivel de desempeño del edificio de ocupación inmediata (1-B)

Según Medina & Galarza (2020), la Norma ASCE 41-17 indica que se espera que los edificios que cumplan con este nivel de rendimiento del edificio objetivo presenten daños mínimos o nulos en sus componentes estructurales y sólo daños mínimos en sus componentes no estructurales. Aunque sería seguro volver a usar una edificación que alcance este nivel de desempeño del edificio objetivo inmediatamente después de un sismo de magnitud considerable, los sistemas no estructurales podrían no estar operativos, ya sea por falta de electricidad o por afecciones internas al equipo. Por lo tanto, aunque es factible una reocupación directa del edificio, es posible que sea necesario realizar ciertos trabajos de limpieza y reparación y aguardar la reparación del servicio público previo a que la edificación

pueda operar de modo habitual. El riesgo es muy bajo para la seguridad humana en este nivel de objetivo del edificio.

Para Cagua & Aguiar (2022), es posible que muchos propietarios de edificios deseen alcanzar este nivel de rendimiento cuando el edificio está sujeto a movimientos sísmicos moderados del suelo. Además, algunos propietarios podrían desear dicho rendimiento para edificios muy importantes sometidos a fuertes terremotos. Este nivel proporciona la mayor parte de la protección obtenida bajo el nivel de desempeño operativo del edificio sin el costo de proporcionar servicios públicos de respaldo y realizar una calificación sísmica rigurosa del desempeño del equipo.

Nivel de desempeño del edificio de seguridad humana (3-C)

Según Núñez (2023), el término Seguridad Humana como descriptor de desempeño sísmico se utiliza de manera específica. Una edificación que satisface un objetivo de seguridad humana no significa los ocupantes o las personas en las inmediaciones del edificio no tendrán lesiones en un terremoto del nivel de riesgo sísmico evaluado, pero se esperan pocas lesiones, si es que hay alguna, de los ocupantes. Ser lo suficientemente grave como para requerir atención médica especializada para que la persona lesionada sobreviva. Una lesión a una persona que ocurre debido al desempeño sísmico de un edificio evaluado como no seguro para la vida es aquella que requiere atención médica especializada dentro de las 24 horas posteriores a la lesión para que la persona sobreviva. Se reconoce que muchas lesiones, de hecho, la mayoría, que podrían sufrir los ocupantes de un edificio probablemente no se consideren como una amenaza para la supervivencia porque la lesión podría tratarse con primeros auxilios. Una lesión podría evaluarse como consistente con este descriptor de Seguridad Humana, aunque la persona haya resultado lesionada. Los edificios que alcanzan este nivel pueden sufrir daños importantes en los elementos estructurales y no estructurales. Es probable que se necesiten refacciones antes

de que se vuelva a usar la edificación, y la refacción puede considerarse económicamente impracticable. El riesgo para la seguridad humana en las edificaciones que cumplen este objetivo de nivel de desempeño es bajo. Este nivel de desempeño del edificio objetivo puede implicar más daños de los esperados para edificaciones nuevas que fueron diseñados y construidos de manera correcta para la resistencia sísmica cuando son afectados por los terremotos de diseño. Es probable que los propietarios de estas edificaciones deseen conseguir este nivel de desempeño del edificio objetivo en caso de sismos severos.

Nivel de desempeño del edificio para la prevención de derrumbes (5-D).

Para Ruiz & Jimenez (2020), el término Prevención de Colapso como descriptor de desempeño sísmico se utiliza de manera específica. Las edificaciones que alcanzan este nivel de desempeño es posible que sufran daños importantes en los elementos estructurales y no estructurales. Pueden suceder riesgos de caídas no estructurales que ocasionen daños graves o la muerte. No se contempla que ocurra un colapso total o parcial de la edificación en este nivel. Es poco probable que ocurran grandes riesgos de caídas de elementos no estructurales que provoquen lesiones graves o la muerte a número considerable de personas. Es posible que se necesiten grandes reparaciones antes de que se vuelva a usar el edificio, y la refacción puede considerarse económicamente impracticable. Existe un riesgo para la seguridad en las edificaciones que cumplen este nivel de desempeño del edificio objetivo. Este nivel de rendimiento del edificio objetivo probablemente implicará mayor daño que los esperados para los edificios nuevos que hayan sido diseñados y apropiadamente construidos para resistir los terremotos cuando se los someta a los sismos de diseño. Es posible que los dueños de estas edificaciones deseen lograr este nivel de desempeño del edificio objetivo para los sismos más severos.

No es recomendable integrar un nivel de desempeño estructural bajo con un nivel de desempeño no estructural alto, o viceversa, por múltiples motivos. Tal es el caso, contar con un Nivel de Desempeño Estructural bajo puede provocar daños que impidan alcanzar el Nivel de Desempeño No Estructural esperado, independientemente de que si los elementos no estructurales estuvieron considerados para cumplir con ese Nivel de Desempeño. Además, no enfrentar los riesgos no estructurales cuando se efectúa una modernización de nivel de desempeño estructural más alto puede conllevar a un diseño inestable, donde los riesgos para la seguridad humana provocados por componentes no estructurales todavía se encuentran disponibles.

Tabla 3

Objetivo Básico de Desempeño Equivalente a los Nuevos Estándares

Objetivo Básico de Desempeño Equivalente a los Nuevos Estándares de Construcción		
Categoría de Riesgo	Nivel de amenaza Sísmica	
	BSE -1N	BSE-2N
I & II	SP Seguridad de Vida NSP Retención de Posición (3-B)	SP Prevención de Colapso NSP Peligros reducidos (5-D)
III	SP Control de daño NSP Retención de posición (2-B)	SP Seguridad Limitada NSP Peligros reducidos (4-D)
IV	SP Ocupación inmediata NSP Operacional (1-A)	SP Seguridad de vida NSP Peligros reducidos (3-D)

Fuente: Adaptada de (ASCE/SEI, 2017)

La Norma E.030 (2018), indica que la filosofía del diseño sismorresistente se basa en:

- a) Evitar pérdida de vidas humanas.
- b) Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- c) Minimizar los daños a la propiedad.

Además, los edificios deben resistir los sismos teniendo en cuenta que:

- a) La edificación no debería experimentar un colapso ni daños mayores a las personas, aunque podría sufrir daños considerables, debido a amenazas sísmicas calificadas como severos para la zona del proyecto.
- b) La edificación debería soportar sismos clasificados como moderados para la zona del proyecto, teniendo la posibilidad de experimentar daños que puedan ser refaccionados dentro de límites aceptables.
- c) Para los edificios esenciales se dispondrán consideraciones especiales con el objetivo de lograr que permanezcan en circunstancias operativas luego de un sismo de magnitud severa.

2.2.2. DEMANDA SÍSMICA

Para Chopra (2014), La variación en el tiempo de la aceleración del terreno es la forma más representativa para la definición de un movimiento del terreno durante un evento sísmico, esta aceleración es un factor importante para la definición de la respuesta sísmica que es representado por un espectro de respuesta que muestra la máxima reacción de sistemas de un grado de libertad (1 GDL) en relación de periodos o frecuencias.

2.2.2.1. NIVELES DE AMENAZA SÍSMICA

Se encuentra definido por un grupo de diversos sismos los cuales son relacionados con el peligro debido a la probabilidad de ocurrencia, el periodo de retorno se define como un análisis estadístico de probabilidad donde los efectos de un sismo superen cierto nivel de efectos en un tiempo específico.

Según Sulca & Delgadillo (2022), El peligro sísmico en un lugar en concreto se describe como un conjunto de eventos sísmicos y peligros asociados, con una probabilidad determinada de ocurrencia. El Periodo de Retorno se refiere al tiempo medio que se desarrolla entre sismos

que generan efectos de similar magnitud y gravedad. Por otro lado, la Probabilidad de Excedencia es una medida estadística que indica la probabilidad de que los efectos de un sismo superen un cierto nivel en un periodo de tiempo definido.

Según el Comité Visión 2000 del SEAOC (1995), El período de retorno T_R puede estar vinculado estrechamente con una probabilidad de excedencia p_e para un valor específico t de años, mediante la expresión siguiente:

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

Donde:

T_R : Periodo de Retorno (años)

t : Tiempo de exposición (años)

p_e : Probabilidad de Excedencia

Tabla 4

Niveles de Amenaza Sísmica para Diseño y Evaluación

Evento	Periodo de retorno	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	970 años	10% en 100 años

Fuente: (SEAOC , 1995)

La Norma ASCE 41-17 (2017), instituye 5 niveles de peligro sísmico que se utilizan para identificar los diferentes tipos de objetivos de desempeño.

- a) Sismo con una probabilidad de excedencia de 50% en 50 años cuyo periodo de retorno es de 72 años en promedio.

- b) **BSE-1E:** Sismo cuya probabilidad de excedencia es de 20% en 50 años, en la que el periodo de retorno es de 225 años en promedio. No necesita ser mayor que el sismo BSE-1N.
- c) **BSE-2E:** Sismo con una probabilidad de excedencia de 5% en 50 años con un periodo de retorno medio de 975 años. No es necesariamente superior que el sismo BSE-2N.
- d) **BSE-1N:** Sismo que se relaciona a 2/3 del BSE-2N. Definido por el ASCE 7 como el sismo de diseño, con una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años y 475 años de periodo de retorno medio.
- e) **BSE-2N:** (Sismo considerado de riesgo máximo) Corresponde al MCE_R , que es 1.5 veces el sismo de diseño precisado en el numeral 11.4 del ASCE 7-16. Se puede afirmar que es un sismo con una probabilidad de excedencia del 2% en un periodo de 50 años y un periodo de retorno promedio de 2475 años.

2.2.3. CAPACIDAD ESTRUCTURAL

2.2.3.1. DIAGRAMA MOMENTO – CURVATURA

De acuerdo con Ottazzi (2011), el grafico momento-curvatura simboliza la capacidad a flexión y su deformación por curvatura (rotación por unidad de longitud) en el rango elástico inelástico de una sección de concreto armado.

El diagrama momento-curvatura ($M-\emptyset$) proporciona una comprensión clara del comportamiento no lineal de la sección, las características de disipación de energía y la capacidad máxima de deformación inelástica. El elemento y la estructura tienen mayor capacidad para disipar energía cuando una porción es más dúctil. Además, este diagrama se

forma a partir de los modelos estructurales del concreto y acero; y definiendo la sección en 3 estados o condiciones:

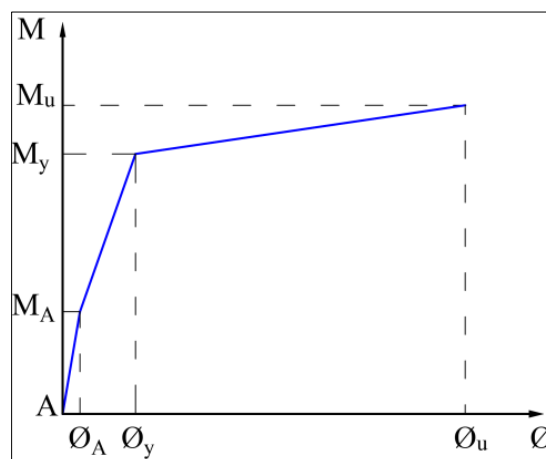
- Condición de agrietamiento (ϕ_A, M_A)
- Condición de fluencia (ϕ_y, M_y)
- Condición de agotamiento o ultimo (ϕ_u, M_u)

Para Mora & Aguiar (2015), el momento y la curvatura en una porción estructural de concreto armado poseen una relación elástica siempre que los momentos sean más reducidos que el momento de agrietamiento (M_A).

Después del agrietamiento la relación persiste proporcional, pero con gradiente distinta hasta que la condición de fluencia del acero (M_y) o la falla del concreto (M_u) se alcance. Si primero se produce la condición de fluencia del acero, la sección puede continuar deformándose hasta que el concreto consiga su máximo esfuerzo (M_u) y finalmente su máxima.

Figura 3

Diagrama Momento - Curvatura



Fuente: (Ottazzi, 2011)

2.2.3.2. DIAGRAMA MOMENTO – ROTACIÓN

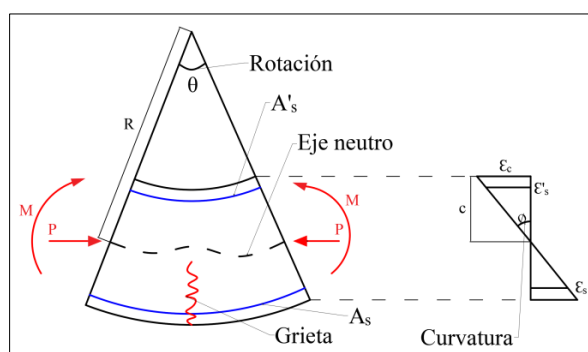
Para Hernandez (2013), La grafica Momento-Curvatura ($M-\phi$) está relacionado a una sección y el diagrama Momento-Rotación ($M-\theta$) a una fracción del elemento (generalmente la zona de rótula plástica).

Usando el diagrama Momento curvatura ($M-\phi$) se calcula la rotación plástica entre dos posiciones en toda la extensión del elemento en la zona de articulación plástica con una longitud de L_p (longitud equivalente de plastificación). La rotación inelástica es menor que la calculada porque esta longitud comprende fisuras de corte diagonales, que no están comprendidas en la formación del diagrama $M-\phi$. Tampoco considera el deslizamiento del acero alrededor de las fisuras ni el decrecimiento de la deformación por unidad de longitud del acero por el concreto no fisurado.

Por lo anterior, es difícil determinar la rotación plástica disponible. Sin embargo, el ASCE/SEI 41-17 y FEMA 440 proporcionan una gráfica momento-rotación ($M-\theta$) optimizado y estandarizado que se crea calculando algunos parámetros.

Figura 4

Curvatura y Rotación de una Sección



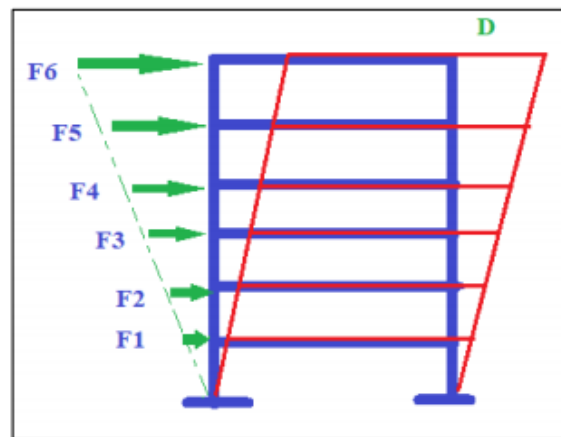
2.2.3.3. ANÁLISIS PUSH OVER

Para Lopez & Del Re Ruiz (2008), el análisis estático no lineal (AENL) es un método sencillo y eficaz cuando se necesita analizar la capacidad de una estructura (fuerza cortante –

desplazamiento) sometidas a una asignación de cargas laterales. Este estudio en la estructura se efectúa bajo la acción a dichas cargas laterales F_i de manera progresiva hasta que la edificación alcance su capacidad máxima. De este modo, al emplear esta técnica, se puede establecer la condición de agrietamiento, cedencia y fallo de elementos, estados de límites de servicio y las deformaciones unitarias respecto de las fuerzas cortantes.

Figura 5

Análisis estático no lineal con carga proporcional



De otra parte, Lobo (2005), indica que es una metodología de análisis sísmico con mucha acogida y uso, un aspecto fundamental en el uso de esta metodología es la construcción de la curva de capacidad de la edificación. Esta curva de capacidad resulta sometiendo el edificio a una distribución de carga horizontal predefinida, Se eleva paso a paso hasta lograr un máximo valor de desplazamiento en el último nivel, o hasta alcanzar el colapso de la estructura.

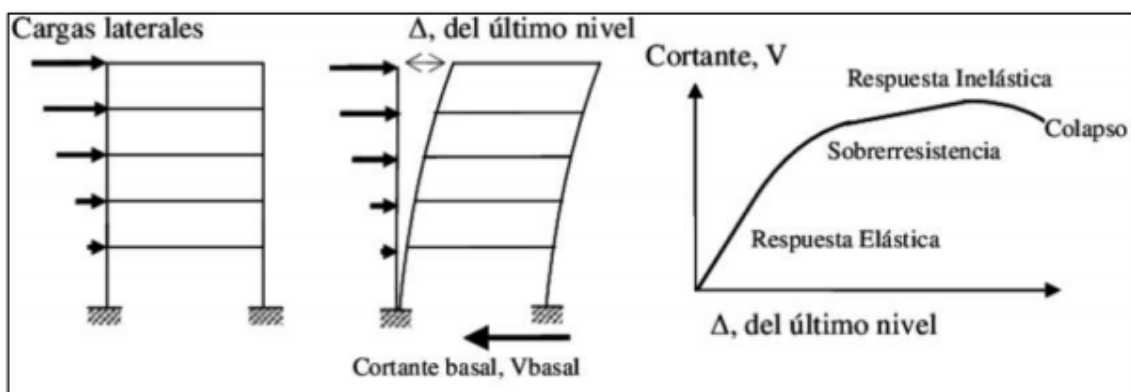
De igual manera, Fernández & Hernández (2020), indican que la aplicación del análisis estático no lineal permite evaluar la resistencia de la estructura y confrontarla con la posible demanda en caso de un evento sísmico. Esta demanda está influenciada por factores como la amenaza sísmica y la ubicación de la edificación, mientras que la capacidad de la estructura depende de la rigidez, resistencia y deformabilidad de los elementos que la componen.

Por ello, cuando se lleva a cabo un AENL, es fundamental contar con la información siguiente:

- Propiedades mecánicas de los materiales.
- Medidas de las secciones de los elementos estructurales y el acero de refuerzo, tanto en dirección longitudinal como transversal.
- Cargas muertas y vivas que intervienen sobre la estructura.
- Resistencia de los elementos estructurales.
- Posible emplazamiento de las rótulas plásticas que podrían desarrollarse en la estructura.

Figura 6

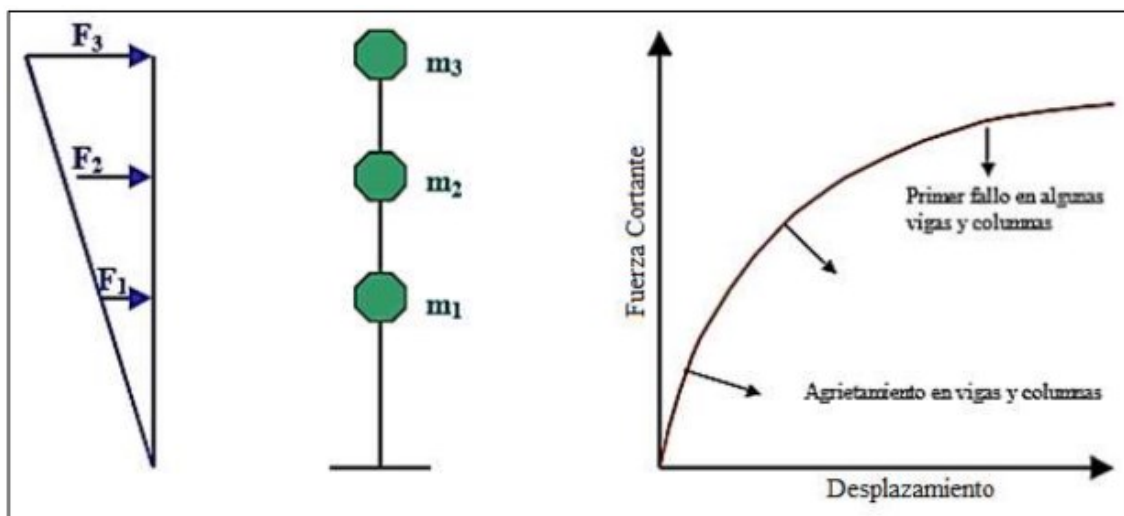
Carga lateral creciente y Curva Capacidad.



De acuerdo con Velarde & Bojórquez (2022), se sostiene que, en el análisis, la estructura se somete a un aumento progresivo de fuerzas laterales hasta llegar a su máxima capacidad frente a los desplazamientos. Este modelo de fuerzas laterales puede basarse en un patrón de cargas laterales o en un patrón de desplazamientos.

Figura 7

Fuerza lateral creciente y Curva Capacidad.



2.2.3.4. PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS PUSH OVER

Hernandez (2013), establece el siguiente procedimiento de análisis Push Over.

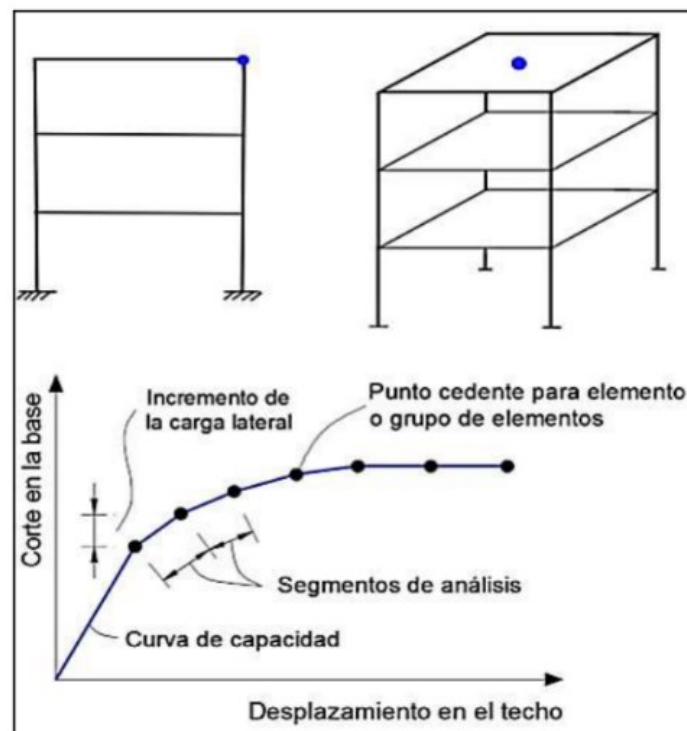
1. Definir el modelo matemático de la edificación que presente las características fuerza-deformación no lineal de sus componentes (vigas, columnas, placas) conforme a las tablas del ASCE/SEI 41-13.
2. Establecer el punto de control, que será ubicado en el centro de masa del último piso de la edificación.
3. Emplear el patrón de carga lateral; será equivalente a la forma del modo fundamental de la edificación e incrementada proporcionalmente.
4. Graficar la curva de capacidad relacionando la fuerza cortante basal y el desplazamiento del punto de control, así como también las fuerzas y deformaciones de cada componente para luego contrastarlas con sus respectivos gráficos ($M-\theta$). Cada aumento de carga lateral es un análisis distinto que inicia del fin de la última aplicación de carga, es por esta razón que a los resultados del último análisis debe

añadirse los valores de carga lateral, rotaciones, desplazamientos correspondientes al análisis preliminar.

5. Generar representación de la curva de capacidad.

Figura 8

Proceso del Análisis Pushover.



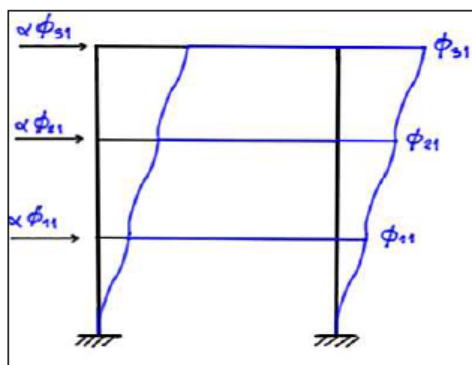
2.2.3.5.DEFINICIÓN DE PATRONES DE CARGA

Hernandez (2013), destaca que deben ser aplicados por lo menos dos asignaciones de carga lateral. Se describen los diferentes casos de carga lateral a continuación:

- **Caso 1:** Distribución de carga vertical directamente equivalente a la forma del modo fundamental de vibración en el sentido de estudio.

Figura 9

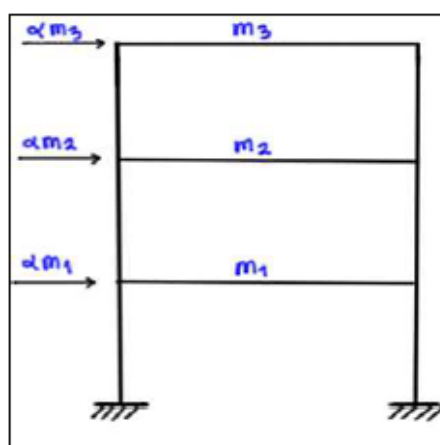
Carga Lateral equivalente a la Forma de Modo Fundamental.



- **Caso 2:** Distribución de fuerzas laterales en cada nivel, equivalente a la masa total de cada entrepiso.

Figura 10

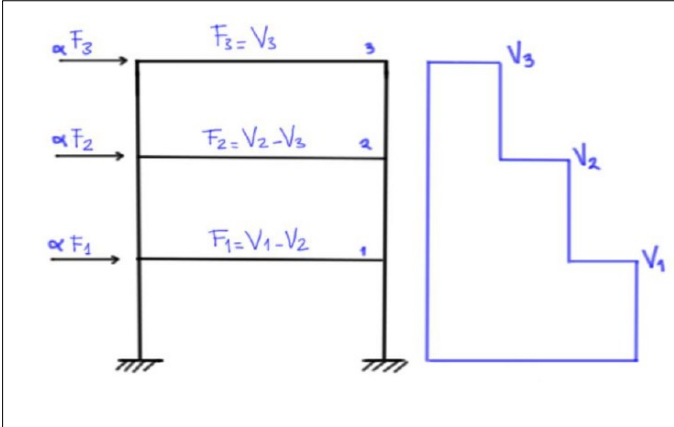
Carga Lateral equivalente a la Masa de Entrepiso.



- **Caso 3:** Distribución vertical equivalente a la configuración de fuerzas de piso, obtenidas al asociar respuestas modales de un análisis espectral de la edificación, considerando suficientes modos acumulen por lo menos el 90% de la masa participativa, y haciendo uso del espectro apropiado. Este caso se utiliza cuando el periodo del modo fundamental supera un segundo.

Figura 11

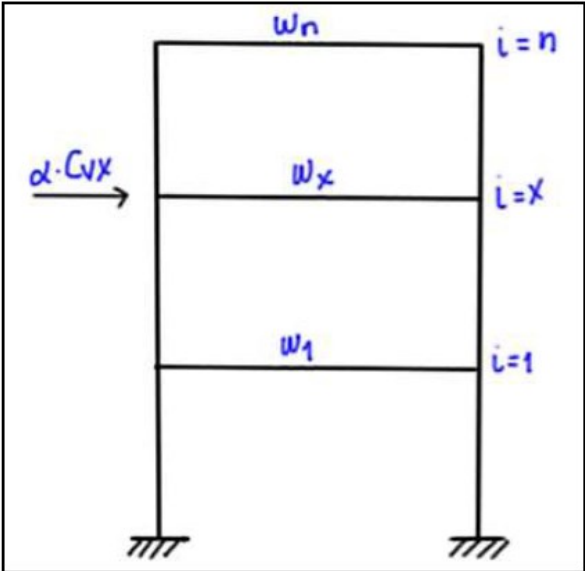
Carga Lateral equivalente a las Fuerzas Cortantes de Entrepiso.



- **Caso 4:** Carga proporcional a los valores de Cvx proporcional a la distribución de fuerzas laterales equivalentes (Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E-030).

Figura 12

Carga Lateral Proporcional a los Valores Cvx .



Donde:

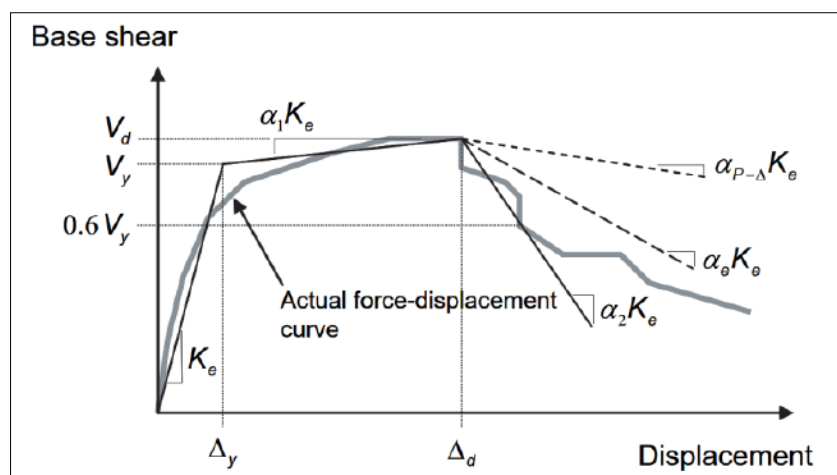
- ✓ C_{vx} = Parámetro de reparto de carga vertical. $k = 2.0$ utilizado para periodos $T \geq 2.5 \text{ seg}$ y 1.0 para periodos $T \leq 0.5 \text{ seg}$ (interpolación de primer orden en valores intermedios de periodo).
 - ✓ w_x = Fracción del peso total de la edificación en el nivel X.
 - ✓ h_x = Elevación (en pies) considerado desde la base hasta el nivel X.
 - ✓ w_i = Fracción del peso total de la edificación en el nivel X.
 - ✓ h_i = Elevación (en pies) considerado desde la base hasta el nivel i.
- **Caso 5:** Cargas laterales de modo triangular. Esta configuración vertical de carga lateral es directamente proporcional a la altura considerada desde la base hasta los niveles de entrepiso.
 - **Caso 6:** Cargas laterales equitativos. La distribución de carga lateral en dirección vertical es similar en todos los niveles de entrepiso de la edificación.

2.2.3.6.CURVA DE CAPACIDAD

Según Bañuelos & Ayala (2023), la curva de Capacidad es una gráfica que relaciona la fuerza cortante basal resistente del edificio (V) versus el desplazamiento lateral en el último piso (D). La capacidad total de una edificación está directamente relacionada con la resistencia y la deformación de sus componentes, es decir, del concreto, acero y la asociación de ambos. De igual manera, el objetivo de obtener la Curva de Capacidad es lograr identificar el punto de fluencia y la capacidad última de la edificación.

Figura 13

Curva de Capacidad Estructural.

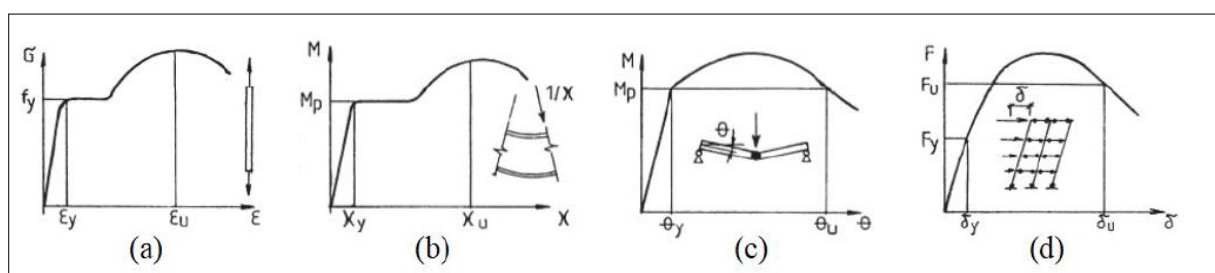


2.2.3.7. DUCTILIDAD

Sánchez & Terán (2008), definen a la ductilidad como la capacidad de deformación inelástica de una estructura o elemento estructural. La ductilidad está condicionada por el sistema estructural, irregularidad y material que componen la edificación. La ductilidad de un segmento de concreto armado se consigue fundamentalmente por la ductilidad del acero de refuerzo, concediendo alcanzar deformaciones considerables luego de alcanzar y exceder el límite de elasticidad. Es posible calcular la ductilidad disponible y la ductilidad demandada para un específico nivel de sismo.

Figura 14

Categorías de Ductilidad



- Ductilidad del material o ductilidad axial (a), representa a las deformaciones inelásticas del característico material.

$$\mu\varepsilon = \varepsilon u / \varepsilon y$$

- Ductilidad del segmento transversal (b), o ductilidad de curvatura, se refiere a las deformaciones inelásticas de la sección transversal, tomando en cuenta la interrelación entre los elementos que componen la sección transversal en sí.

$$\mu\chi = \chi u / \chi y$$

- Ductilidad del elemento (c), o la ductilidad de rotación, cuando se toman en cuenta las propiedades del componente.

$$\mu\theta = \theta u / \theta y$$

- Ductilidad de la estructura (d), o ductilidad de desplazamiento, que toma en cuenta el desempeño de toda la edificación.

$$\mu\delta = \delta u / \delta y$$

2.2.4. MÉTODOS PARA ESTIMAR EL PUNTO DE DESEMPEÑO

Como señala Nuñez (2023), El Método del Espectro de Capacidad y el Método del Coeficiente se destacan entre los diversos enfoques que permiten estimar el punto de desempeño utilizando los resultados del Análisis Pushover. Su aplicación durante las dos últimas décadas ha facilitado su mejora y aprobación dentro de los estándares de evaluación.

2.2.4.1.MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD

De acuerdo con Aguiar (2017), Una linealización equivalente del espectro de capacidad sirve como base para este enfoque. La premisa fundamental de las técnicas lineales comparables es que el desplazamiento tope de un sistema elástico lineal de un grado de libertad con un período y una amortiguación superiores que los datos iniciales del sistema se pueden utilizar para estimar el desplazamiento máximo de un sistema no lineal de 1GDL.

El sistema equivalente o sustituto es el término común para el sistema elástico de un grado de libertad que se utiliza para calcular el desplazamiento plástico máximo del sistema no lineal. De igual manera, el período de vibración y la amortiguación del sistema elástico se denominan períodos y amortiguación equivalente.

El procedimiento inicia con la creación de la curva de capacidad de la estructura, o pushover. Las características dinámicas del sistema se utilizan luego para transformar los resultados al formato ADRS. También es necesario traducir la demanda sísmica al mismo formato ADRS. Es factible utilizar una línea radial desde el origen para simbolizar el periodo.

Este enfoque supone que el amortiguamiento equivalente del sistema es proporcional a la región que encierra el espectro de capacidad. El período secante en el que la demanda sísmica interseca el espectro de capacidad (disminuido por el amortiguamiento equivalente) se denomina período equivalente. El desplazamiento inelástico máximo (punto de rendimiento) solo se puede encontrar de forma iterativa ya que el período y el amortiguamiento equivalente dependen del desplazamiento.

2.3.HIPÓTESIS

2.3.1. HIPÓTESIS GENERAL

HG: El nivel de desempeño sismorresistente de la edificación de seguridad ciudadana del distrito de San Sebastián aplicando el método de Espectro Capacidad no es el adecuado para niveles altos de amenaza sísmica.

2.3.2. SUB HIPÓTESIS

HE1: La edificación de Seguridad Ciudadana presenta deficiencias en sus características estructurales, lo que podría afectar su desempeño sismorresistente.

HE2: La zonificación sísmica del distrito de San Sebastián indica niveles de amenaza que varían significativamente.

HE3: La edificación de Seguridad Ciudadana del distrito de San Sebastián no alcanza una capacidad estructural suficiente para soportar las cargas sísmicas máximas.

2.4.VARIABLES E INDICADORES

2.4.1. VARIABLES INDEPENDIENTES

2.4.1.1.CONFIGURACION ESTRUCTURAL

DESCRIPCION:

La Norma E.030, presentada por el MVCS (2018), indica que comprende la disposición de elementos estructurales resistentes a cargas laterales en un planteamiento de una edificación, esta configuración se realizará de acuerdo a las disposiciones de la Norma E.030 a fin de lograr un adecuado comportamiento sísmico de las edificaciones.

DIMENSIONES E INDICADORES

- Elementos estructurales: ancho (m), largo (m), alto (m) y diámetro (m)

- Acero de refuerzo: Cuantía de acero (%), acero en compresión (cm^2), acero en tracción (cm^2) y acero transversal (cm^2)
- Cargas: Ancho tributario (m), Carga viva (kgf/m^2), Carga muerta (kgf/m^2)
- Rotulas plásticas: Momento de agrietamiento (tonf), momento de cedencia (tonf) y momento de agotamiento (tonf)

2.4.1.2.AMENAZA SÍSMICA

DESCRIPCION

Según Sulca & Delgadillo (2022), El peligro sísmico de un determinado lugar se expresa mediante un grupo de eventos sísmicos y peligros vinculados con probabilidades de excedencia específicas. El Periodo de Retorno se describe como un periodo de tiempo promedio entre el acontecimiento de sismos que provocan efectos de la misma magnitud y severidad, mientras que la Probabilidad de Excedencia un parámetro estadístico que representa la probabilidad de que las consecuencias de un sismo superen un nivel de efectos determinados en un periodo definido.

DIMENSIONES E INDICADORES

- Sismo frecuente (SE) 50%/50: Aceleración (m/seg^2), periodo de retorno (años) y probabilidad de excedencia (%)
- Sismo BSE-1E: Aceleración (m/seg^2), periodo de retorno (años) y probabilidad de excedencia (%)
- Sismo BSE-1N: Aceleración (m/seg^2), periodo de retorno (años) y probabilidad de excedencia (%)

- Sismo BSE-2E: Aceleración (m/seg²), periodo de retorno (años) y probabilidad de excedencia (%)
- Sismo BSE-2N: Aceleración (m/seg²), periodo de retorno (años) y probabilidad de excedencia (%)

2.4.1.3.CAPACIDAD ESTRUCTURAL

DESCRIPCION

Según Bañuelos & Ayala (2023), la curva de capacidad es una gráfica que relaciona la resistencia la fuerza cortante basal (V) versus el desplazamiento lateral (D) en el último nivel de la edificación. La capacidad total de un edificio está directamente asociada a la resistencia y capacidades de deformación de sus elementos estructurales, como también directamente relacionada con la resistencia del concreto, acero y la asociación de ambos. Finalmente, la finalidad de obtener la curva de Capacidad es lograr establecer el límite fluencia y la capacidad última de la estructura.

DIMENSIONES E INDICADORES

- Comportamiento elástico: cortante basal elástico (tonf), desplazamiento elástico (cm)
- Comportamiento inelástico: cortante basal máxima (tonf), desplazamiento máximo (cm)
- Ductilidad: cortante máximo/cortante basal elástico

2.4.2. VARIABLES DEPENDIENTES

2.4.2.1.DESEMPEÑO SISMICO

DESCRIPCION

El FEMA 440 (2005), indica que se realizó una evaluación del método propuesto en el ATC-40 y a partir de esto, se propuso un Procedimiento de Linealización Equivalente Mejorado (Improved Equivalent Linearization Procedure). Su objetivo es determinar la respuesta máxima de desplazamiento de un sistema no lineal utilizando un sistema lineal "equivalente", mediante un periodo efectivo T_{eff} y un amortiguamiento efectivo β_{eff} . Estos parámetros dependen de las características de la curva de capacidad, el periodo y el amortiguamiento inicial del sistema, así como de la demanda de ductilidad μ .

DIMENSIONES E INDICADORES

- Operacional 1-A: desplazamiento objetivo (cm), cortante basal (tonf), desplazamiento espectral (cm), aceleración espectral (g)
- Ocupación inmediata 1-B: desplazamiento objetivo (cm), cortante basal (tonf), desplazamiento espectral (cm), aceleración espectral (g)
- Seguridad de vida 3-C: desplazamiento objetivo (cm), cortante basal (tonf), desplazamiento espectral (cm), aceleración espectral (g)
- Prevención de colapso 5-D: desplazamiento objetivo (cm), cortante basal (tonf), desplazamiento espectral (cm), aceleración espectral (g)

2.4.3. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

Tabla 5

Matriz de Operacionalización de Variables

Variable Dependiente					
Variables	Definición conceptual	Definición Operacional	Dimensiones	Indicadores	Instrumentos
Y1: Desempeño sísmico	Forma de comportamiento pronosticado de la edificación, tomando en cuenta también la reacción de los elementos no estructurales	Esta variable será medida con el Método de Espectro Capacidad	Operacional 1-A	a) Desplazamiento objetivo (cm) b) Cortante basal (tonf)	a) Modelamiento en software b) Hojas de cálculo c) Método de espectro capacidad FEMA 440
			Ocupación inmediata 1-B	a) Desplazamiento objetivo (cm) b) Cortante basal (tonf)	
			Seguridad de vida 3-C	a) Desplazamiento objetivo (cm) b) Cortante basal (tonf)	
			Prevención de colapso 5-D	a) Desplazamiento objetivo (cm) b) Cortante basal (tonf)	
Variables Independientes					
Variables	Definición conceptual	Definición Operacional	Dimensiones	Indicadores	Instrumentos
X1: Amenaza sísmica	Conjunto de eventos sísmicos y peligros asociados	Esta variable será medida con la Norma	Sismo BSE-1E Sismo BSE-1N	a) Aceleración (m/seg ²) b) Periodo de retorno (años)	a) Norma E.030 b) Espectro de respuesta c) Hojas de cálculo

	con probabilidades de ocurrencia específicas.	Internacional ASCE 41-17	Sismo BSE-2E Sismo BSE-2N	c) Probabilidad de excedencia (%)	d) Norma internacional ASCE 41-17
X2: Capacidad Estructural	Gráfica que relaciona la resistencia a carga lateral versus el desplazamiento lateral en el último piso del edificio	Esta variable será medida mediante un análisis estático no lineal Push Over	Comportamiento elástico	a) Cortante basal elástico (tonf) b) Desplazamiento elástico (cm)	a) Hojas de cálculo b) Modelamiento en software c) Método Push Over
			Capacidad máxima	a) Cortante basal máxima (tonf) b) Desplazamiento máximo (cm)	
			Ductilidad	a) Cortante máximo/Cortante basal elástico	
X3: Configuración estructural	La configuración estructural de un edificio está vinculada a la forma, el tipo, la disposición, la resistencia, la geometría, y otros aspectos que caracterizan tanto a los elementos estructurales individuales como al edificio en su totalidad, considerando un enfoque global.	Esta variable será medida mediante la revisión documentaria del expediente técnico	Elementos estructurales	a) Ancho (m) b) Largo (m) c) Alto (m) d) Diámetro (m)	a) Levantamiento de situación actual b) Ficha de observación in situ c) Instrumentos de medición (flexómetro, distanciómetro) d) Revisión documentaria
			Acero de refuerzo	a) Cuantía de acero b) Acero en compresión (cm ²) c) Acero en tracción (cm ²) d) Acero transversal (cm ²)	a) Revisión documentaria b) Ficha de observación in situ
			Cargas	a) Ancho tributario (m) b) Carga viva (tonf/m ²) c) Carga muerta (tonf/m ²)	a) Revisión documentaria b) Ficha de observación in situ c) Instrumentos de

		medición (flexómetro, distanciómetro)
Irregularidades	a) Irregularidades en planta b) Irregularidades en elevación	a) Hojas de cálculo b) Modelamiento en software
Rotulas plásticas	a) Momento de agrietamiento (tnf) b) Momento de cedencia(tnf) c) Momento de agotamiento (tnf)	a) Norma internacional ASCE 41-17 b) Modelamiento en software

CAPÍTULO III: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1.1. ENFOQUE DE LA INVESTIGACIÓN

El enfoque para esta investigación fue determinado como CUANTITATIVO, porque todo el procedimiento de análisis y recolección de datos se utilizaron fuentes números o el cálculo matemático, de este análisis se procedió a comprobar las hipótesis previamente planteadas y lograr los objetivos de la investigación.

Un enfoque cuantitativo utiliza la recolección de datos para validar o probar una hipótesis previamente planteada, esto se realiza en función de la medición numérica y los análisis estadísticos para probar teorías. (Hernández, Fernández, & Baptista, 2014)

3.1.2. NIVEL O ALCANCE DE LA INVESTIGACIÓN

El alcance para esta investigación fue DESCRIPTIVO debido a que se investigan las propiedades y características más representantes del estudio, logrando verificar a través de un análisis no lineal la capacidad estructural y posteriormente el desempeño sismo resistente de la edificación.

Para Vásquez (2005), La investigación descriptiva sirve para analizar cómo es y cómo se manifiesta un fenómeno y sus componentes. Permiten describir el fenómeno indagado principalmente a través de la determinación de uno o más de sus parámetros.

3.1.3. MÉTODO DE INVESTIGACIÓN

La investigación se realizó mediante un método de investigación HIPÓTETICO DEDUCTIVO, puesto que primeramente se analizó el fenómeno a estudiar, para después formular una o múltiples hipótesis, y que finalmente serán demostradas o verificadas a través de estudios, ensayos y análisis.

Para realizar la investigación, se efectuó una visita de campo a la edificación y se constató in situ las dimensiones geométricas de acuerdo con los planos estructurales, se verificó la disposición de muros y tabiquería en general. seguidamente, haciendo uso del software ETABS 20 se realizó el análisis estructural de la situación actual de acuerdo a los parámetros establecidos en la norma E.030, Seguidamente se realizó un análisis no lineal a fin de determinar la capacidad estructural de la edificación aplicando el método de análisis no lineal Push Over, por último se determinó la amenaza sísmica y el punto de desempeño para cada uno de estos sismos, los sismos se encuentran definidos en la Norma ASCE 41-17, los objetivos de desempeño también se encuentran definidos para la categoría de la edificación a estudiar.

3.2. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN.

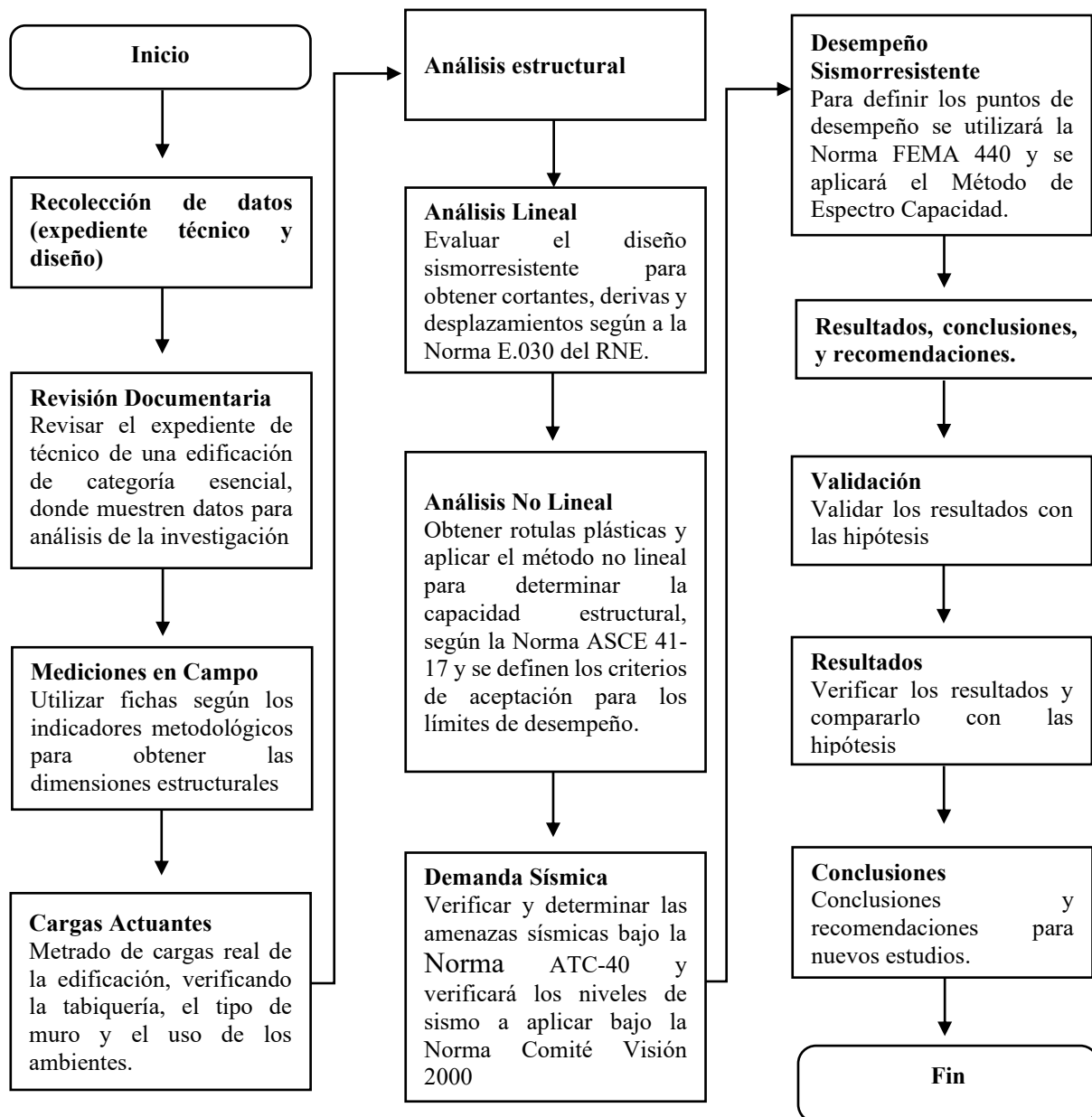
3.2.1. DISEÑO METODOLÓGICO

El diseño metodológico de esta investigación fue de tipo No Experimental, se calculará el desempeño sismo resistente de la edificación, no se alterará ni las dimensiones de los elementos estructurales ni la distribución de acero de refuerzo, esta investigación es descriptiva, no se alterará ninguna otra variable para evaluar la variación o correlación entre las mismas.

3.2.2. DISEÑO DE INGENIERÍA

Se define la manera a proceder desde el enfoque de la ingeniería en el flujograma siguiente:

**FLUJOGRAMA DE LA INVESTIGACION “DETERMINACIÓN DEL DESEMPEÑO
SISMO RESISTENTE DE LA EDIFICACIÓN DE SEGURIDAD CIUDADANA DEL
DISTRITO DE SAN SEBASTIÁN APLICANDO EL MÉTODO DE ESPECTRO
CAPACIDAD”**



3.3. POBLACIÓN Y MUESTRA

3.3.1. POBLACIÓN

3.3.1.1. DESCRIPCIÓN DE LA POBLACIÓN

Conformada por todos los elementos estructurales y distribución de cargas en los ambientes de la edificación de seguridad ciudadana del distrito de San Sebastián, en el cual se determinará el desempeño sismo resistente de la edificación para diferentes niveles de amenaza sísmica aplicando el método de espectro capacidad.

Para Lopez (2004), todos los componentes (humanos, cosas, criaturas y registros médicos) que contribuyen al fenómeno identificado y confinado durante el análisis del tema de investigación comprenden lo denominado como población de un estudio. Una característica de la población es que se puede medir, examinar y registrar.

3.3.1.2. CUANTIFICACIÓN DE LA POBLACIÓN

Se tuvo en cuenta la cantidad de columnas, vigas, muros de corte, losas y tabiques. Esta cuantificación se encuentra con mayor profundidad en el proceso de interpretación de datos y en los efectos del trabajo de estudio.

3.3.2. MUESTRA

3.3.2.1. DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA

Definido de igual manera que la población que consta de todos los elementos estructurales y distribución de cargas en los ambientes de la edificación de seguridad ciudadana del distrito de San Sebastián.

3.3.2.2. CUANTIFICACIÓN DE LA MUESTRA

La cuantificación de muestra para el presente estudio se realizó siguiendo la misma metodología de la valoración numérica de la población.

3.3.2.3. MÉTODO DE MUESTREO

El método de muestreo fue no probabilístico, toda vez que no depende de la probabilidad, más bien de las particularidades del estudio.

Es necesario precisar que el proceso no es mecánico ni con base en expresiones probabilísticas, más bien que depende del procedimiento de toma de decisiones de los investigadores y las muestras seleccionadas respetan otros principios de investigación.

3.3.2.4. CRITERIOS DE EVALUACIÓN DE MUESTRA

Fueron calificadas por medio de la comprobación de los datos plasmados en los planos de estructuras del expediente técnico y memoria de cálculo, la evaluación de la muestra se fundamenta en el uso de normas de Perú e internacionales como:

- Norma E.020 del RNE – Cargas
- Norma E.030 del RNE – Diseño sismorresistentes
- Norma E.060 del RNE – Concreto armado
- ASCE 41-17 - Determinación de Rotulas Plásticas
- FEMA 440 - Aplicación del Método de Espectro Capacidad

3.3.3. CRITERIOS DE INCLUSIÓN

Para el cálculo de las cargas dentro del edificio, se incluyeron todos los componentes estructurales primarios y secundarios, así como los elementos no estructurales. Los planos de diseño arquitectónico se incorporaron para evaluar la sobrecarga de la estructura en relación con la función del edificio.

3.4. INSTRUMENTOS

3.4.1. INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

Para la recolección de datos, se utilizaron los siguientes instrumentos:

1) Planos del Expediente técnico

Los planos estructurales del expediente técnico de la edificación en estudio fueron la fuente primaria de los datos. A partir de ellos se obtuvo la siguiente información clave:

a) Muros estructurales (Placas) y columnas

Se presentan los datos en los planos VE-01, VE-02, VE-03, VE-04, VE-05, VE-06, VE-07 y VE-08 en el anexo III, las dimensiones son uniformes en todos los pisos, más no en el último piso del edificio.

b) Losas

Las losas poseen un espesor uniforme en todos los pisos del edificio. Los datos se hallan en el anexo III.

c) Vigas

Las vigas deben ser identificadas por nivel, A pesar de que las medidas son casi iguales en todos los pisos, se prestó especial atención con cada una de ellas, puesto que la colocación de acero de refuerzo difiere, es por este motivo que se presenta una nomenclatura distinta en cada piso para cada viga.

2) Ficha de Registro de Datos

Como instrumento auxiliar, se utilizó una ficha de registro para organizar la información extraída de los planos. Esta ficha permitió clasificar y ordenar los datos según los elementos estructurales y dimensiones.

Figura 15

Verificación Estructural de Columnas

DETERMINACION DEL DESEMPEÑO SISMO RESISTENTE DE LA EDIFICACION DE SEGURIDAD CIUDADANA DEL DISTRITO DE SAN SEBASTIAN APLICANDO EL METODO DE ESPECTRO CAPACIDAD									
VERIFICACION ESTRUCTURAL - NIVEL SOTANO									
COLUMNAS					Distribucion en planta				
Dimension de Elemento estructural					Distribucion en planta				
B (cm)	120	H (cm)	90						
b1 (cm)	40	h1 (cm)	30						
b2 (cm)	40	h2 (cm)	60						
b3 (cm)	40								
ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS							Observaciones
		Verificación de campo (cm)							
C-01	B-1	120.02	39.95	40.05	40.01	90.01	29.95	60.04	
	B-3	119.96	40.03	40.02	40.04	90	30.01	60.04	
	C-1	120.05	40.02	39.96	39.98	90.05	30.05	60.03	
	C-3	119.99	39.97	39.99	39.97	89.99	30.02	60	
	D-1	120.01	40.05	40.01	40.01	89.97	29.97	59.96	
	E-1	120.02	40	39.95	40.04	90.04	29.96	59.97	
	F-1	119.97	40	40.02	39.97	90.01	29.96	60.05	
	F-3	120.04	39.97	40.01	39.99	89.98	29.99	59.97	



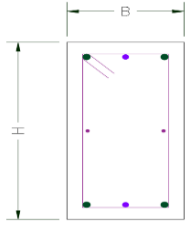
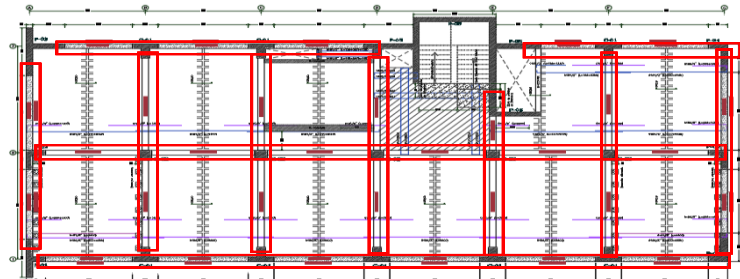
Figura 16

Verificación Estructural de Muros

DETERMINACION DEL DESEMPEÑO SISMO RESISTENTE DE LA EDIFICACION DE SEGURIDAD CIUDADANA DEL DISTRITO DE SAN SEBASTIAN APLICANDO EL METODO DE ESPECTRO CAPACIDAD									
VERIFICACION ESTRUCTURAL - NIVEL SOTANO									
MUROS ESTRUCTURALES					Distribucion en planta				
Dimension de Elemento estructural					Distribucion en planta				
B (cm)	90	H (cm)	240						
b1 (cm)	30	h1 (cm)	110						
b2 (cm)	60	h2 (cm)	30						
		h3 (cm)	100						
ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS							Observaciones
		Verificación de campo (cm)							
P-01	B-1	90.02	30.04	59.99	240.05	110.04	30.02	99.98	

Figura 17

Verificación Estructural de Vigas

 DETERMINACION DEL DESEMPEÑO SISMO RESISTENTE DE LA EDIFICACION DE SEGURIDAD CIUDADANA DEL DISTRITO DE SAN SEBASTIAN APLICANDO EL METODO DE ESPECTRO CAPACIDAD 				
VERIFICACION ESTRUCTURAL - NIVEL SOTANO				
VIGAS SOTANO				
Dimension de Elemento estructural		Distribucion en planta		
				
B (cm)	30			
H (cm)	60			
ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS		Observaciones
		Verificacion de campo (cm)		
		B (cm)	H (cm)	
VSA	1-2	29.96	60.02	
	2-3	30	60.02	
VSB	1-2	30.01	60.03	
	2-3	29.98	59.95	
VSC	1-2	30	60.05	
	2-3	30.01	59.98	
VSD	1-2	30.01	59.95	
	2-3	30.04	60.05	
VSE	1-2	30.04	60.04	
	2-3	30.04	60.04	
VSF	1-2	29.95	60.03	
	2-3	30.03	60.01	
VSG	1-2	29.99	60.05	
	2-3	30.01	59.95	
VS1	A-B	30.01	60.02	
	B-C	30.04	59.97	
	C-D	30.03	60.04	
	D-E	29.99	59.99	
	E-F	29.99	60	
	F-G	29.95	59.97	
VS2	A-B	30.04	59.98	
	B-C	30.01	60.05	
	C-D	30	59.98	
	D-E	30	59.99	
	E-F	29.95	60.02	
	F-G	29.98	59.96	
VS3	A-B	30.05	60.01	
	B-C	29.95	60.02	
	C-D	30	60	
	E-F	30.05	60.03	
	F-G	29.95	59.98	

3.4.2. INSTRUMENTOS DE INGENIERÍA

Para recolectar los datos requeridos para este proyecto de estudio, se hizo uso de equipos de protección personal (EPP), una wincha, dos cintas métricas, distanciómetros y una cámara.

3.5. PROCEDIMIENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

3.5.1. VERIFICACIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

a) Equipos empleados

Con el fin de efectuar el proceso de revisión y cuantificación de los componentes estructurales se emplearon hojas de compilación de datos por nivel, cintas métricas, distanciómetro, cámaras, lápices y EPPs.

b) Procedimiento

Los elementos estructurales de la edificación fueron verificados desde el día 25 de mayo hasta el 31 de mayo del año 2023. El procedimiento que se siguió fue como se detalla a continuación:

1. Concentrarse en la edificación de Seguridad Ciudadana del Distrito de San Sebastián y realizar un recorrido por el exterior para verificar las configuraciones arquitectónicas indicadas en los planos del documento técnico y comprobar la presencia de unidades estructurales en los primeros niveles.

Figura 18

Vista de la Fachada Principal de Edificación



2. Medir la distancia entre los ejes estructurales y registrar las dimensiones verificando que coincidan con las medidas de los planos. Diversos ejes se ubican en el centroide de los componentes. Por lo tanto, se procedió a dimensionar los espacios libres entre sí.

Figura 19

Verificación de las Dimensiones de los ejes Estructurales



3. Llevar a cabo el dimensionamiento de los componentes estructurales verticales como muros de corte (placas) y columnas, registrar los datos de diámetro, altura largo y ancho.

Figura 20

Verificación de Dimensión de las Columnas



Figura 21

Verificación de Dimensión de las Muros de Corte



4. Revisar el aislamiento de la edificación con los muros pantalla en los sótanos.

Figura 22

Aislamiento de los Muros de pantalla del Sótano



CAPÍTULO IV: RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN

4.1. PROCEDIMIENTO DE RECOLECCIÓN DE DATOS

4.1.1. CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

Se deberá efectuar un análisis estático no lineal (AENL) también denominado PUSHOVER, haciendo uso del software ETABS 20, con el objetivo de graficar la curva de capacidad (desplazamientos vs fuerza cortante basal) y los mecanismos de fallas que se den en los componentes estructurales de la edificación en análisis.

Figura 23

Plano en Planta de Edificación

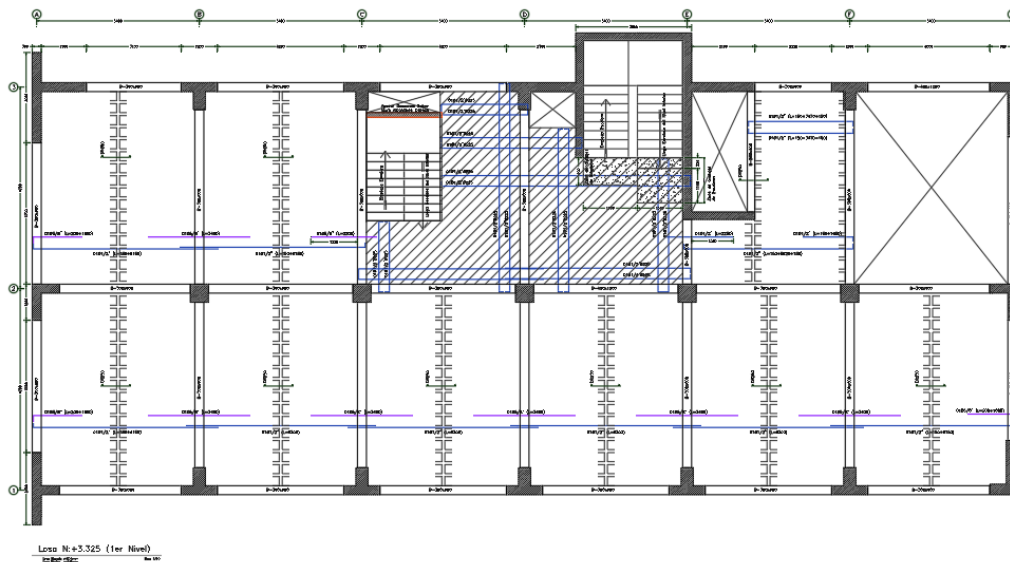
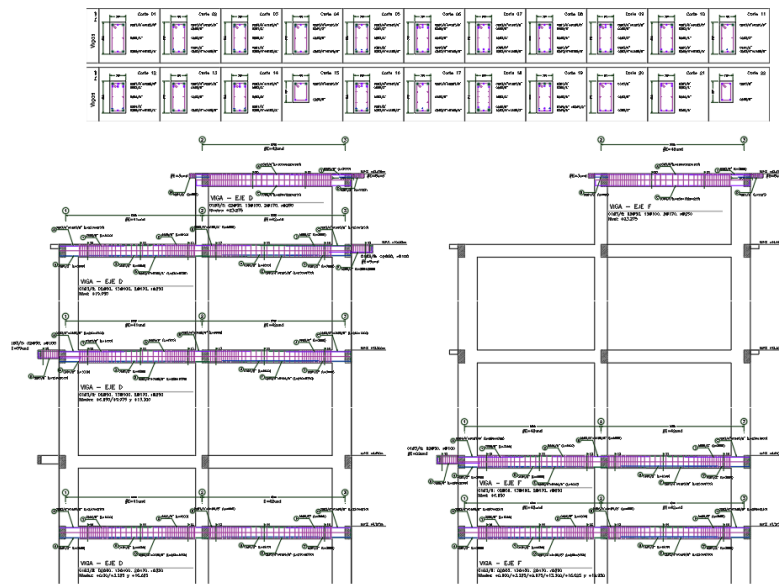


Figura 24*Plano en Elevación de Edificación*

4.1.2. MODELADO DE LA ESTRUCTURA

4.1.2.1. CREACIÓN DE GRILLAS

Las dimensiones de la estructura fueron medidas de acuerdo con el plano de estructuras del expediente técnico. Estos datos obtenidos luego fueron ingresados y modelados en el software ETABS 20.

Figura 25

Sistema de Grillas de Edificación

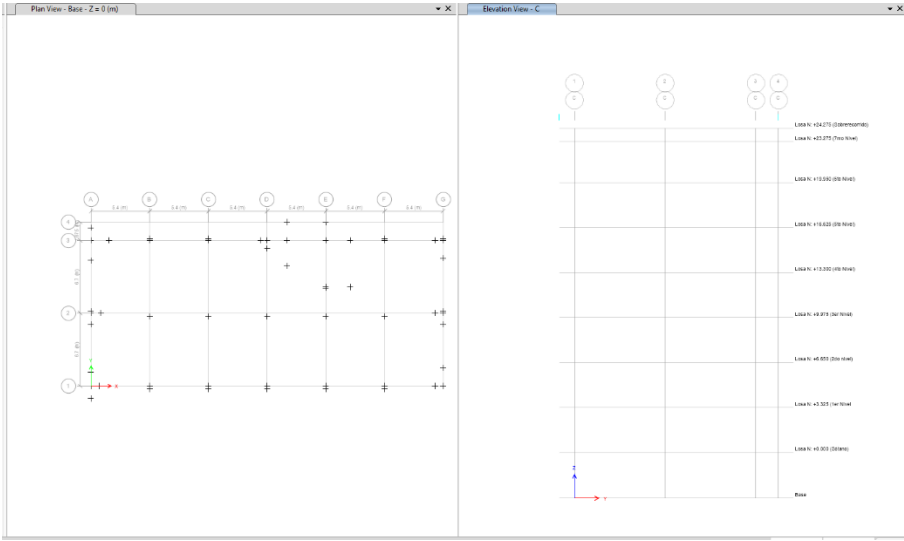


Figura 26

Altura de Entrepiso de Edificación

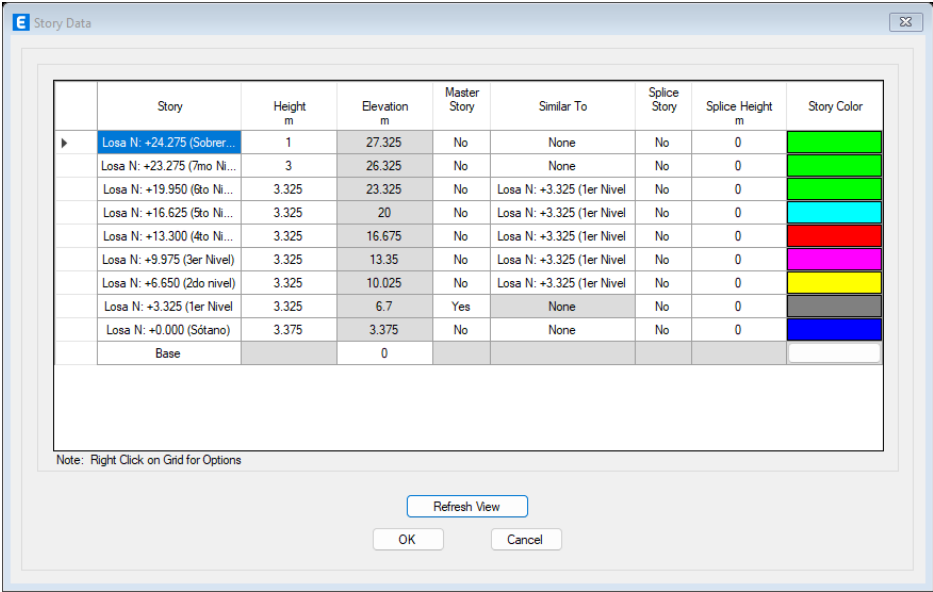
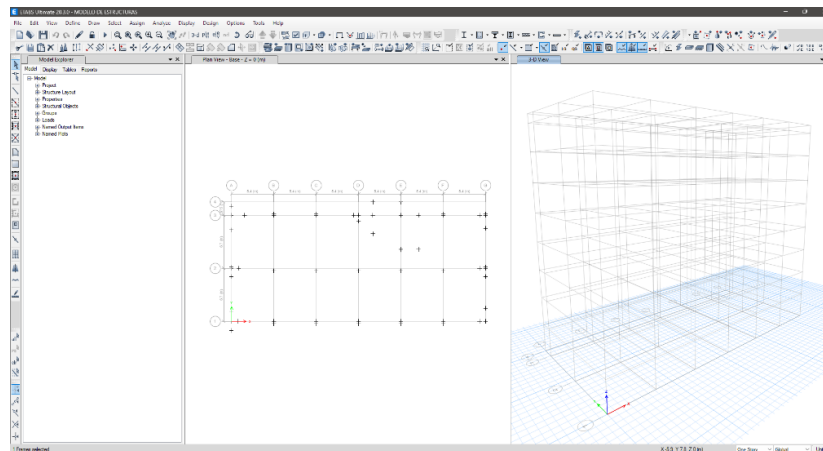


Figura 27

Vista 3D de Grillas de Edificación



4.1.2.2.DEFINICIÓN DE MATERIALES DE CONCRETO Y ACERO

Se definió en el software ETABS 20 los materiales que componen la estructura, tal es el caso del concreto con $f'c= 210 \text{ Kg/cm}^2$ y las barras de refuerzo estructural grado 60 con límite de cedencia $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$. Donde se tomaron los siguientes valores de las propiedades de los materiales:

Figura 28

Material de Concreto $f_c=210 \text{ kgf/cm}^2$

The figure shows two dialog boxes for defining concrete material properties. The left dialog, 'Material Property Data', is for general and mechanical properties. The right dialog, 'Material Property Design Data', is for design-specific parameters.

Material Property Data (Left Dialog):

- General Data:** Material Name: FC 210; Material Type: Concrete; Directional Symmetry Type: Isotropic; Material Display Color: [Grey]; Material Notes: [Modify/Show Notes...]
- Material Weight and Mass:** Specify Weight Density; Specify Mass Density; Weight per Unit Volume: 2400 kgf/m³; Mass per Unit Volume: 244.732 kgf-s³/m⁴
- Mechanical Property Data:** Modulus of Elasticity, E: 217370.65 kgf/cm²; Poisson's Ratio, U: 0.2; Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.000099 1/C; Shear Modulus, G: 90571.1 kgf/cm²
- Design Property Data:** [Modify/Show Material Property Design Data...]
- Advanced Material Property Data:** [Nonlinear Material Data...]; [Material Damping Properties...]; [Time Dependent Properties...]
- Modulus of Rupture for Cracked Deflections:** Program Default (Based on Concrete Slab Design Code); User Specified

Material Property Design Data (Right Dialog):

- Material Name and Type:** Material Name: FC 210; Material Type: Concrete, Isotropic; Grade: []
- Design Properties for Concrete Materials:** Specified Concrete Compressive Strength, f_c : 210 kgf/cm²; Lightweight Concrete; Shear Strength Reduction Factor: []

Figura 29

Material de acero de refuerzo $F_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$

The figure shows two dialog boxes for defining rebar material properties. The left dialog, 'Material Property Data', is for general and mechanical properties. The right dialog, 'Material Property Design Data', is for design-specific parameters.

Material Property Data (Left Dialog):

- General Data:** Material Name: FY 4200; Material Type: Rebar; Directional Symmetry Type: Uniaxial; Material Display Color: [Blue]; Material Notes: [Modify/Show Notes...]
- Material Weight and Mass:** Specify Weight Density; Specify Mass Density; Weight per Unit Volume: 7850 kgf/m³; Mass per Unit Volume: 800.477 kgf-s³/m⁴
- Mechanical Property Data:** Modulus of Elasticity, E: 2000000 kgf/cm²; Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C
- Design Property Data:** [Modify/Show Material Property Design Data...]
- Advanced Material Property Data:** [Nonlinear Material Data...]; [Material Damping Properties...]; [Time Dependent Properties...]

Material Property Design Data (Right Dialog):

- Material Name and Type:** Material Name: FY 4200; Material Type: Rebar, Uniaxial; Grade: []
- Design Properties for Rebar Materials:** Minimum Yield Strength, F_y : 4200 kgf/cm²; Minimum Tensile Strength, F_u : 6300 kgf/cm²; Expected Yield Strength, F_{ye} : 4200 kgf/cm²; Expected Tensile Strength, F_{ue} : 6300 kgf/cm²

4.1.2.3.DEFINICIÓN DE SECCIONES TIPO FRAME

Las vigas y columnas (elementos estructurales) que corresponden a secciones tipo frame se definieron con base al diseño estructural del Expediente Técnico General del proyecto, como se muestra en las siguientes figuras:

Figura 30

Definición de Elementos Tipo Frame - Vigas y Columnas

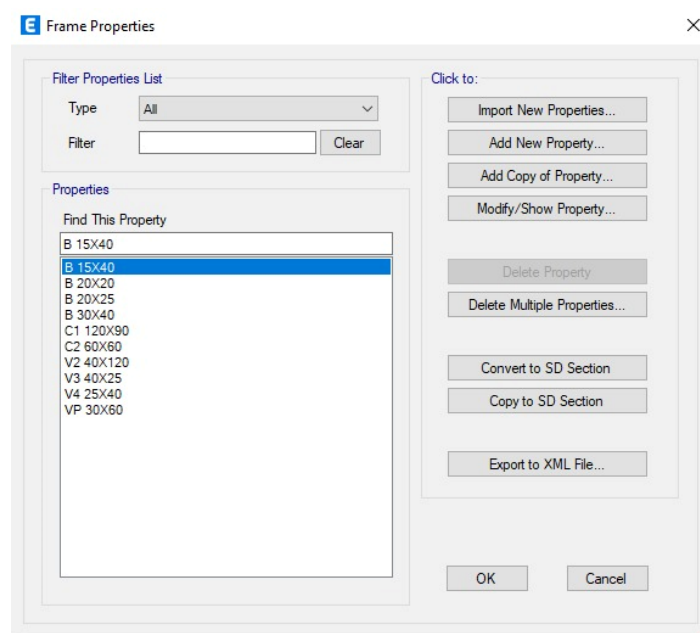


Figura 31*Definición de Viga de 0.40x1.20 m*

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: V2 40X120

Material: FC 210

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

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 1.2 m

Width: 0.4 m

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

OK

Cancel

Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

Show Section Properties...

Figura 32*Definición de Columna Tipo T*

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: C1 120X90

Material: FC 210

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

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Tee

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Total Depth: 0.9 m

Total Width: 1.2 m

Flange Thickness: 0.3 m

Web Thickness At Flange: 0.4 m

Web Thickness At Tip: 0.4 m

Ignore Flange for Area, Weight and Mass

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

Mirror

Mirror About Local 3-Axis

OK

Cancel

Show Section Properties...

Para determinar el área de la sección de acero, se consideraron los valores indicados por la empresa siderúrgica Aceros Arequipa S.A., cuyos valores también fueron considerados en el expediente del proyecto y se muestran en la Tabla 6:

Tabla 6

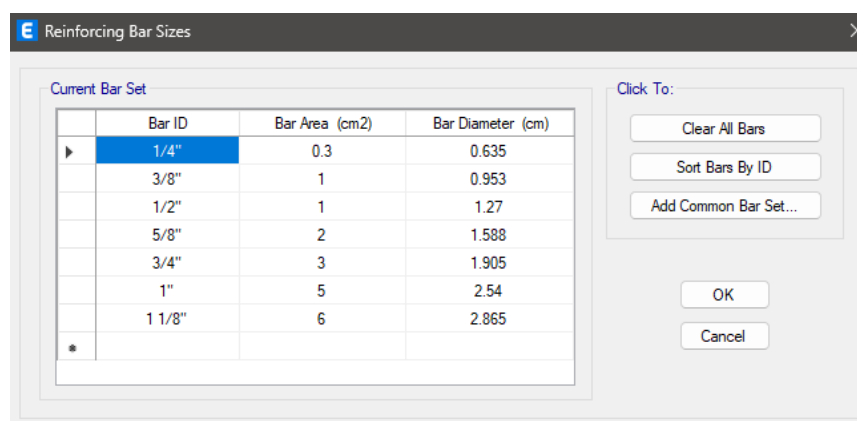
Área de varillas de acero de refuerzo comercial

AREA DE ACEROS			
Varilla	Diametro (in)	Radio (cm)	Area (cm2)
#2	1/4	0.32	0.31
#3	3/8	0.47	0.71
#4	1/2	0.63	1.29
#5	5/8	0.79	1.99
#6	3/4	0.95	2.84
#7	7/8	1.10	3.87
#8	1	1.26	5.10

Se introducirán estos datos en el software ETABS 20 a fin de contar con el banco de datos de áreas de las barras de acero de refuerzo.

Figura 33

Asignación de Áreas de Acero en software ETABS



Las barras de refuerzo poseen áreas de acero que está de acuerdo con medidas comerciales, las cuales no son valores nominales, según consta en la ficha técnica de Aceros Arequipa S.A. Es evidente la nomenclatura americana utilizada para identificar las distintas barras de acero. Por ejemplo, la varilla N° 3 indica un diámetro de 3/8", mientras que la varilla

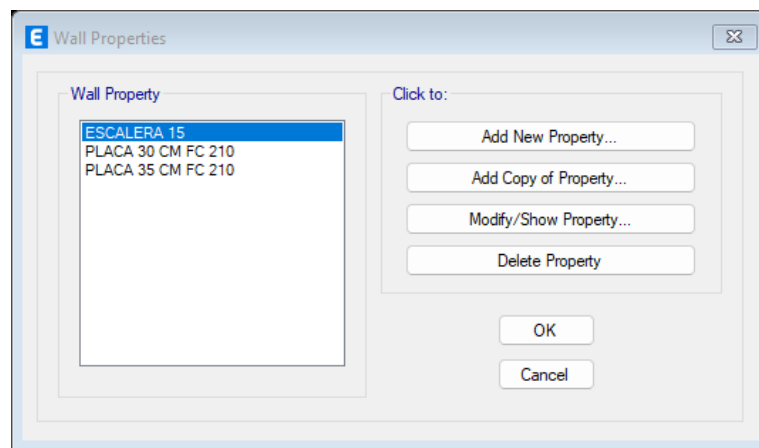
Nº 4 indica a un diámetro de 4/8" o, dicho de forma más sencilla, 1/2". Las otras varillas también siguen esta equivalencia, siendo la varilla más grande #8 correspondiente a una varilla de 1".

4.1.2.4.DEFINICIÓN DE SECCIONES TIPO WALL - MUROS DE CORTE

Para el análisis lineal se colocaron los elementos tipo Wall que representan los muros de corte en toda la edificación:

Figura 34

Definición de Secciones Tipo Wall - Muros de Corte

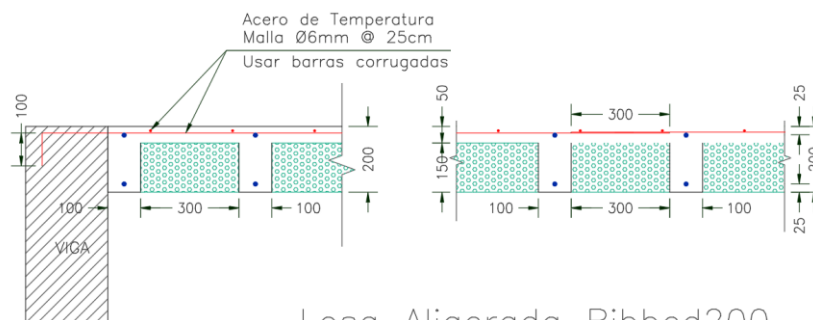


4.1.2.5.DEFINICIÓN DE LOSAS ALIGERADAS Y MACIZAS

Se definieron las losas aligeradas y macizas de acuerdo con los planos de la especialidad de estructuras del Expediente Técnico del proyecto.

Figura 35

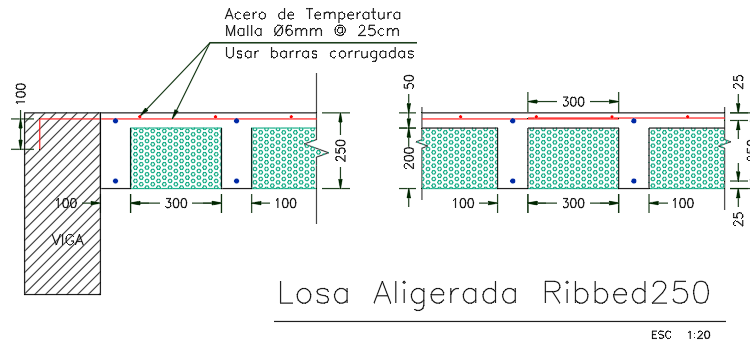
Losa Aligerada en una Dirección h=20 cm



Losa Aligerada Ribbed200

Figura 36

Losa Aligerada en una Dirección $h=25\text{ cm}$



Debido a que el software ETABS se basa en la asignación de ejes locales y globales las equivalencias de estas, para la dirección X se representa como el eje local 1 mientras que para la dirección Y está mostrado como el eje local 2.

Al asignar y definir la totalidad de las losas de en cada nivel se obtendrá modelado siguiente, las viguetas son simbolizadas con las líneas entrecortadas (ribered), En tanto que las losas macizas no poseen esta distribución.

Figura 37

Losas aligeradas y macizas de entrepiso

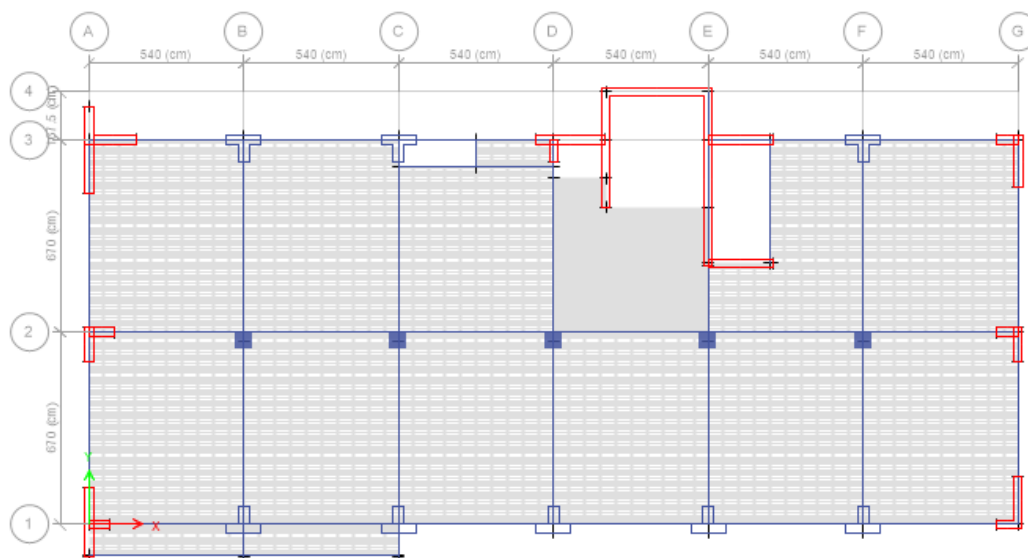
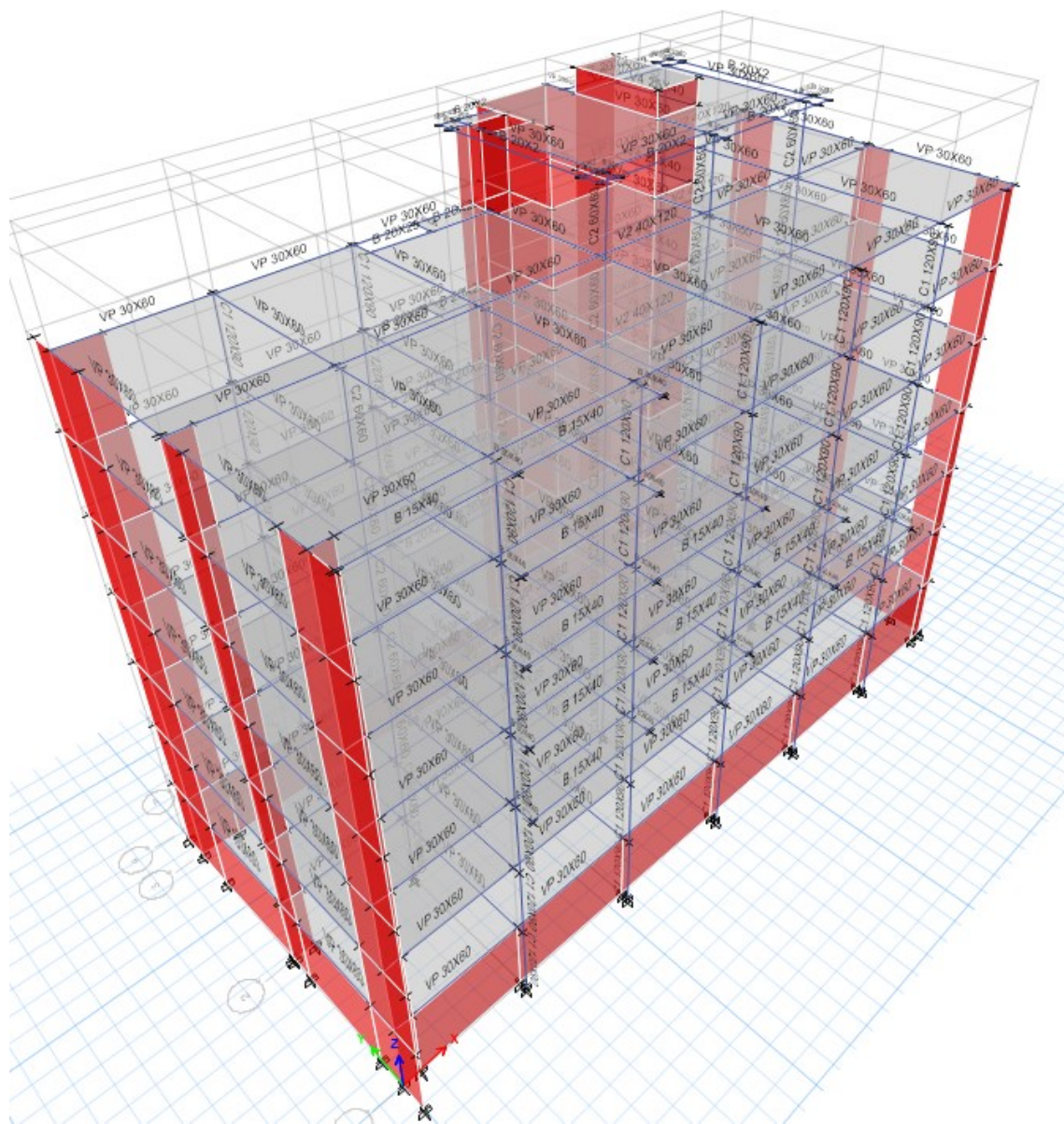


Figura 38*Modelo de Edificación 3D*

4.1.2.6. ASIGNACIÓN DE PIERS EN MUROS ESTRUCTURALES

El análisis lineal de una edificación se basa en primer lugar en la determinación del sistema estructural, esto en función del porcentaje de corte que soportan los elementos verticales en cada dirección de análisis.

Para efectuar el análisis estático lineal del edificio, uno de los principios fundamentales es la definición del sistema estructural, En consecuencia, es indispensable la creación de “Pier” en los muros de corte o placas, esta asignación es una denominación para obtener esta resistencia, se define piers de la siguiente manera en cada muro de corte en el modelo.

Figura 39

Piers para muros estructurales

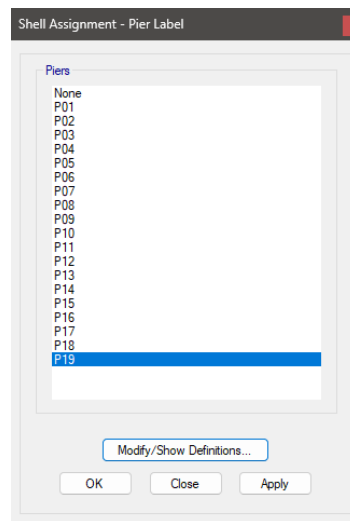
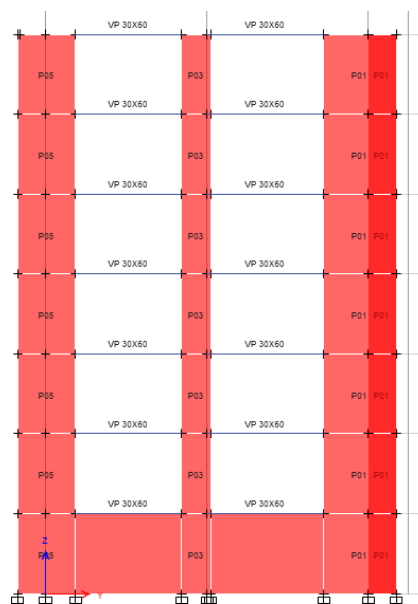


Figura 40

Piers asignados en cada muro de corte



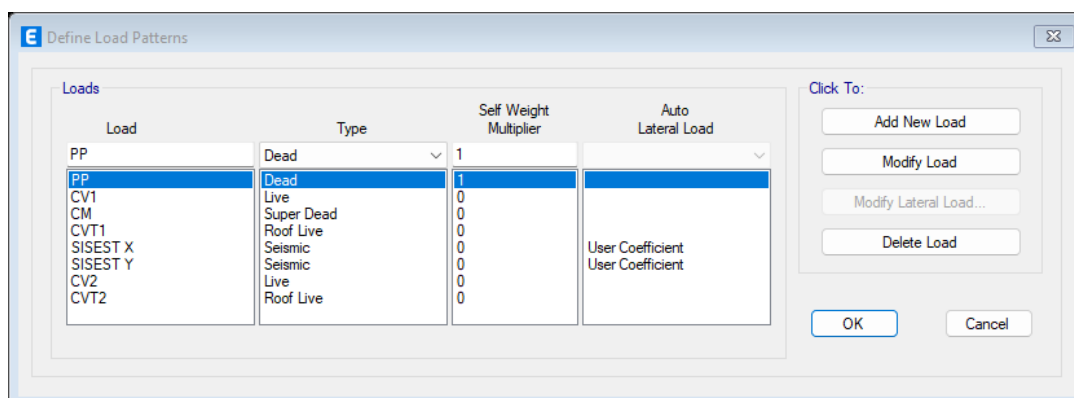
Puesto que anteriormente los muros fueron divididos cuando se incorporó un miembro de borde en su distribución de varillas de refuerzo. La asignación de los Piers se hizo en todo el muro, lo que permitió realizar el cálculo y la idealización para el software, tratándolo como un único elemento, lo que resultó en desplazamientos idénticos.

4.1.2.7.DEFINICIÓN DE PATRONES DE CARGA

Una vez determinados las unidades estructurales, se establecieron los patrones de carga para el estudio, los cuales incluyen cargas de techo, muertas y vivas.

Figura 41

Definición de Patrones de Carga.



4.1.2.8.ANÁLISIS DE CARGAS POR GRAVEDAD

Analizar las cargas vivas y muertas que están presentes en el edificio fue esencial para el análisis gravitacional de la estructura. Se asignan tres tipos diferentes de cargas: puntuales, lineales y superficiales. Estos valores fueron determinados a través de una cuantificación de cargas, mediante el uso de la Norma E.020 “Cargas”.

a) Cargas distribuidas

Tabiquería de unidades de albañilería

El cálculo de cargas distribuidas de la tabiquería de unidades de albañilería está relacionado directamente con el tipo de aparejo en los tabiques (soga o cabeza), el tipo de

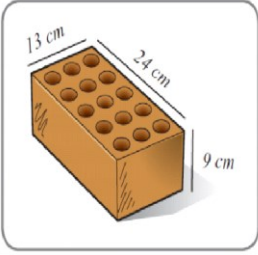
elemento de mampostería, la altura del muro estipulado en los planos y memorias de la especialidad de arquitectura. Para el caso de muros divisorios ubicados en las losas de entrepiso se determinó como cargas vivas tal como lo exige la Norma E.020. En caso de contar con tabiques de altura completa se realizará un cálculo de carga distribuida de 100 kgf/m^2 , por otra parte, para el caso de tabiques de mediana altura se considera una carga distribuida de 50 kgf/m^2 .

Primeramente para establecer la carga por tabiquería es identificar la unidad de mampostería, se encontró que el edificio cuenta con un par de elementos de albañilería:

1. Unidades de albañilería sólidas, cuyo peso estimado es de $19 \text{ kg} / (\text{m}^2 \times \text{cm})$.
2. Unidades de albañilería huecas, cuyo peso estimado es de $14 \text{ kg} / (\text{m}^2 \times \text{cm})$.

Figura 42

Tipos de unidades de Albañilería en Edificación

SISTEMA CONFINADO		SISTEMA APORTICADO
UNIDADES SÓLIDAS <30% H. (MUROS / ALBAÑILERÍA - MP)	UNIDADES HUECAS TUBULARES (PANDERETA / TABIQUES - MNP)	
19 Kg / (m ² x cm)	14 Kg / (m ² x cm)	

Una vez escogido la unidad de tabiquería se define la altura (m) y el grosor del tabique para luego multiplicar por su peso de acuerdo con el tipo de ladrillo.

Tabla 7*Carga Lineal de Tabiquería de 15 cm*

Carga Lineal de Tabiquería de 15 cm		
ESPESOR DE TABIQUEIRA =	15 cm	
TIPO DE UNIDAD DE ALBAÑILERIA =	2	UND. TUBULAR
	14	Kg / (m ² x cm)
ALTURA DETABIQUEIRA =	2.725 m	
PESO W =	572.25 Kg / m	
P.P. Tab. (en la VIGA) =	575.00 Kg / m	

Tabla 8*Carga Lineal de Tabiquería de 25 cm*

Carga Lineal de Tabiquería de 25 cm		
ESPESOR DE TABIQUEIRA =	25 cm	
TIPO DE UNIDAD DE ALBAÑILERIA =	2	UND. TUBULAR
	14	Kg / (m ² x cm)
ALTURA DETABIQUEIRA =	2.725 m	
PESO W =	953.75 Kg / m	
P.P. Tab. (en la VIGA) =	955.00 Kg / m	

En el primer cálculo se realizó para tabiquerías con espesor 0.15 m con ladrillo hueco o pandereta, altura de 2.725 metros, para el modelo sobre las vigas, se utilizó una carga de 575 kgf/m, de otro lado, para las tabiquerías con muros de 0.25 m de espesor con ladrillo hueco o pandereta a una altura igual a 2.725 metros la carga sobre las vigas fue de 955 kgf/m.

Existen parapetos de albañilería ubicados según la distribución arquitectónica a diferentes alturas, como por ejemplo a 1.00, 1.10, 1.20, 1.65 y 2.00 metros. Para cada uno de estos tipos de muros se calculó el peso por metro lineal de la edificación.

Tabla 9*Carga Lineal de Tabiquería de 25 cm H=1.00 m*

Carga Lineal de Tabiquería de 25 cm H=1.00 m		
ESPESOR DE TABIQUERIA =	25 cm	
TIPO DE UNIDAD DE ALBAÑILERIA=	2	UND. TUBULAR
	14	Kg / (m ² x cm)
ALTURA DEL TABIQUE =	1.000 m	
PESO W =	350.00 Kg / m	
P.P. Tab. (en la VIGA) =	350.00 Kg / m	

Tabla 10*Carga Lineal de Tabiquería de 25 cm H=1.10 m*

Carga Lineal de Tabiquería de 25 cm H=1.10 m		
ESPESOR DE TABIQUERIA =	25 cm	
TIPO DE UNIDAD DE ALBAÑILERIA=	2	UND. TUBULAR
	14	Kg / (m ² x cm)
ALTURA DEL TABIQUE =	1.100 m	
PESO W =	385.00 Kg / m	
P.P. Tab. (en la VIGA) =	385.00 Kg / m	

Tabla 11*Carga Lineal de Tabiquería de 25 cm H=1.65 m*

Carga Lineal de Tabiquería de 25 cm H=1.65 m		
ESPESOR DE TABIQUERIA =	25 cm	
TIPO DE UNIDAD DE ALBAÑILERIA=	2	UND. TUBULAR
	14	Kg / (m ² x cm)
ALTURA DEL TABIQUE =	1.650 m	
PESO W =	577.50 Kg / m	
P.P. Tab. (en la VIGA) =	580.00 Kg / m	

Tabla 12*Carga Lineal de Tabiquería de 25 cm H=2.00 m*

Carga Lineal de Tabiquería de 25 cm H=2.00 m		
ESPESOR DE TABIQUERIA =	25 cm	
TIPO DE UNIDAD DE ALBAÑILERIA=	2	UND. TUBULAR
	14	Kg / (m ² x cm)
ALTURA DEL TABIQUE =	2.000 m	
PESO W =	700.00 Kg / m	
P.P. Tab. (en la VIGA) =	700.00 Kg / m	

Tabiquería de unidad de Drywall

Estas cargas están determinadas por el tipo de Drywall, de acuerdo con las especificaciones técnicas del documento técnico y el tipo de estructura del aluminio. A fin de determinar el peso de la tabiquería se efectuó la cuantificación de los materiales, para luego multiplicarlos por el peso específico y de esta manera obtener el peso por metro cuadrado.

Primero, se procedió a realizar el cálculo para obtener el peso de la plancha de Drywall con un espesor de ½”.

Tabla 13

Parámetros de Calculo para la Plancha de Drywall

Parámetros de Calculo para Plancha de Drywall	
Descripción	Valores numéricos
Largo	1.54 metros
Ancho	0.255 metros
Espesor	0.0125 metros
Volumen	0.005 metros cúbicos
Peso	1.00 kilogramos
Peso Específico (kg/m³)	203.72

El resultado del producto del peso específico por el grosor da como resultado el peso por metro cuadrado del panel de Drywall, recordamos además que en este metro cuadrado se instalan 2 paneles en ambos extremos del tabique, obteniendo lo siguiente:

Tabla 14

Peso por Metro Cuadrado de Planchas de Drywall

Peso por Metro Cuadrado de Planchas de Drywall	
Peso por metro cuadrado (kg/m ²)	2.55
En 1 m ² se colocan 02 planchas (kg/m ²)	5.09

Otro componente importante en esta tabiquería es la estructura de aluminio en donde se fijan las planchas, esta estructura tiene 0.45 mm de espesor.

Tabla 15

Parámetros de Calculo la estructura de Aluminio

Parámetros de Calculo para Marco de Aluminio	
Descripción	Valores numéricos
Largo	2.43 metros
Ancho	0.155 metros
Espesor	0.0045 metros
Volumen	0.0002 metros cúbicos
Peso	0.85 kilogramos
Peso Específico (kg/m³)	501.50

El metro cuadrado de Drywall tiene una estructura cuadrada de 1m de lado, que al multiplicar por el ancho, grosor y longitud total de la estructura se obtiene el peso del marco, de este cálculo se identifica que el peso en un marco de 1.0 metro cuadrado es de 1.40 kg

Seguidamente se suma el peso por metro cuadrado de ambos componentes, para luego multiplicarlos por la altura del muro, y de tal forma obtener el peso por metro lineal. El cual se colocará sobre las vigas.

Tabla 16

Peso por Metro Cuadrado de Tabiquería Drywall

Peso por Metro Cuadrado de Tabiquería Drywall	
Descripción	Valores numéricos
Peso de panel de Drywall	5.09 kg/m ²
Peso de estructura de aluminio	1.40 kg/m ²
Total de peso por metro cuadrado	6.49 kg/m²

Calculado el peso del Drywall por cada metro cuadrado de un espesor de 12.5 cm se multiplica por la altura del muro, de esta manera es posible determinar el peso por cada metro lineal a aplicar en la viga.

Tabla 17

Peso de muro de Drywall por metro lineal

Peso de muro de Drywall por metro lineal	
Descripción	Valores numéricos
Peso de Drywall	6.49 kg/m ²
Altura de muro	2.725 m
Peso por metro lineal	17.685 kg/ m

Para el modelo en software de análisis se colocarán 18 kg/m para la representación del peso de la tabiquería de Drywall

Tabiquería de vidrio

De acuerdo con la distribución arquitectónica se tiene tabiquerías o muros cortinas como un detalle de la fachada, este se encuentra comprendido por tubo de acero LAC 50x100x2.00 mm y vidrio laminado de 8.00 mm. Al determinar el peso por cada metro lineal se tiene el siguiente metrado de los elementos que comprenden el muro cortina.

Figura 43

Cálculo de Peso de Tabiquería de Vidrio

METRADO DE CARGAS MUERTAS EN TABIQUERÍA DE VIDRIO																																																																																																																																																																																																																																																																						
Cargas de cobertura		E.020																																																																																																																																																																																																																																																																				
<p>Tabla de pesos y grosores del vidrio*:</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Espesor del vidrio en mm</th> <th>Peso del vidrio por m2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>4 mm</td> <td>10 kg</td> </tr> <tr> <td>6 mm</td> <td>15 kg</td> </tr> <tr> <td>8 mm</td> <td>20 kg</td> </tr> <tr> <td>10 mm</td> <td>25 kg</td> </tr> <tr> <td>12 mm</td> <td>30 kg</td> </tr> </tbody> </table>		Espesor del vidrio en mm	Peso del vidrio por m2	4 mm	10 kg	6 mm	15 kg	8 mm	20 kg	10 mm	25 kg	12 mm	30 kg	<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">DIMENSIÓN EXTERIOR (mm)</th> <th colspan="11">ESPEORES (mm)</th> </tr> <tr> <th>1.5</th> <th>1.8</th> <th>2.0</th> <th>2.3</th> <th>2.5</th> <th>3.0</th> <th>4.0</th> <th>4.5</th> <th>6.0</th> <th>8.0</th> <th>10.0</th> <th>12.0</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>20 x 40</td> <td>1.35</td> <td></td> <td>1.70</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>25 x 50</td> <td>1.65</td> <td>2.04</td> <td>2.26</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>40 x 50</td> <td></td> <td>2.46</td> <td>2.73</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>40 x 60</td> <td>2.26</td> <td>2.75</td> <td>3.03</td> <td></td> <td>3.60</td> <td>4.25</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>40 x 80</td> <td>2.71</td> <td></td> <td>3.66</td> <td></td> <td>4.39</td> <td>5.19</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>50 x 70</td> <td></td> <td></td> <td>3.67</td> <td></td> <td>4.56</td> <td>5.43</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>50 x 75</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>5.42</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>50 x 100</td> <td></td> <td>4.16</td> <td>4.50</td> <td></td> <td>5.56</td> <td>6.60</td> <td>8.59</td> <td>10.10</td> <td>13.24</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>50 x 150</td> <td></td> <td></td> <td>6.17</td> <td></td> <td>7.68</td> <td>9.17</td> <td>11.73</td> <td>13.63</td> <td>17.95</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>150 x 100</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>9.66</td> <td>11.55</td> <td>15.31</td> <td>17.16</td> <td>22.66</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>200 x 100</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>13.91</td> <td>18.45</td> <td>20.70</td> <td>27.37</td> <td>36.10</td> <td>44.64</td> <td></td> </tr> <tr> <td>200 x 150</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>16.26</td> <td>21.59</td> <td>24.23</td> <td>32.08</td> <td>42.38</td> <td>52.49</td> <td></td> </tr> <tr> <td>250 x 100</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>24.23</td> <td>32.08</td> <td>42.38</td> <td>52.49</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>250 x 150</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>27.76</td> <td>36.79</td> <td>48.66</td> <td>60.34</td> <td></td> </tr> <tr> <td>300 x 200</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>46.21</td> <td>61.22</td> <td>76.04</td> <td>90.65</td> </tr> <tr> <td>400 x 200</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>91.74</td> <td>109.49</td> </tr> <tr> <td>500 x 300</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>123.14</td> <td>147.18</td> </tr> </tbody> </table> <p>■ Negro y Galvanizado.</p>			DIMENSIÓN EXTERIOR (mm)	ESPEORES (mm)											1.5	1.8	2.0	2.3	2.5	3.0	4.0	4.5	6.0	8.0	10.0	12.0	20 x 40	1.35		1.70										25 x 50	1.65	2.04	2.26										40 x 50		2.46	2.73										40 x 60	2.26	2.75	3.03		3.60	4.25							40 x 80	2.71		3.66		4.39	5.19							50 x 70			3.67		4.56	5.43							50 x 75						5.42							50 x 100		4.16	4.50		5.56	6.60	8.59	10.10	13.24				50 x 150			6.17		7.68	9.17	11.73	13.63	17.95				150 x 100					9.66	11.55	15.31	17.16	22.66				200 x 100						13.91	18.45	20.70	27.37	36.10	44.64		200 x 150						16.26	21.59	24.23	32.08	42.38	52.49		250 x 100							24.23	32.08	42.38	52.49			250 x 150								27.76	36.79	48.66	60.34		300 x 200									46.21	61.22	76.04	90.65	400 x 200											91.74	109.49	500 x 300												123.14	147.18
Espesor del vidrio en mm	Peso del vidrio por m2																																																																																																																																																																																																																																																																					
4 mm	10 kg																																																																																																																																																																																																																																																																					
6 mm	15 kg																																																																																																																																																																																																																																																																					
8 mm	20 kg																																																																																																																																																																																																																																																																					
10 mm	25 kg																																																																																																																																																																																																																																																																					
12 mm	30 kg																																																																																																																																																																																																																																																																					
DIMENSIÓN EXTERIOR (mm)	ESPEORES (mm)																																																																																																																																																																																																																																																																					
	1.5	1.8	2.0	2.3	2.5	3.0	4.0	4.5	6.0	8.0	10.0	12.0																																																																																																																																																																																																																																																										
20 x 40	1.35		1.70																																																																																																																																																																																																																																																																			
25 x 50	1.65	2.04	2.26																																																																																																																																																																																																																																																																			
40 x 50		2.46	2.73																																																																																																																																																																																																																																																																			
40 x 60	2.26	2.75	3.03		3.60	4.25																																																																																																																																																																																																																																																																
40 x 80	2.71		3.66		4.39	5.19																																																																																																																																																																																																																																																																
50 x 70			3.67		4.56	5.43																																																																																																																																																																																																																																																																
50 x 75						5.42																																																																																																																																																																																																																																																																
50 x 100		4.16	4.50		5.56	6.60	8.59	10.10	13.24																																																																																																																																																																																																																																																													
50 x 150			6.17		7.68	9.17	11.73	13.63	17.95																																																																																																																																																																																																																																																													
150 x 100					9.66	11.55	15.31	17.16	22.66																																																																																																																																																																																																																																																													
200 x 100						13.91	18.45	20.70	27.37	36.10	44.64																																																																																																																																																																																																																																																											
200 x 150						16.26	21.59	24.23	32.08	42.38	52.49																																																																																																																																																																																																																																																											
250 x 100							24.23	32.08	42.38	52.49																																																																																																																																																																																																																																																												
250 x 150								27.76	36.79	48.66	60.34																																																																																																																																																																																																																																																											
300 x 200									46.21	61.22	76.04	90.65																																																																																																																																																																																																																																																										
400 x 200											91.74	109.49																																																																																																																																																																																																																																																										
500 x 300												123.14	147.18																																																																																																																																																																																																																																																									
Tipo de carga	Peso por elemento	Longitud (m)	Altura (m)	Peso total																																																																																																																																																																																																																																																																		
Vidrio laminado de 8 mm	20	1	2.4	48.00																																																																																																																																																																																																																																																																		
Tubo de acero LAC 50x100x2.00 mm	5.56	7.2	1	40.03																																																																																																																																																																																																																																																																		
CARGA TOTAL				88.03 kg																																																																																																																																																																																																																																																																		
Peso por metro lineal				88 kg/m																																																																																																																																																																																																																																																																		
Carga a modelar				90 kg/m																																																																																																																																																																																																																																																																		

De acuerdo con el cálculo se determina un peso de 90 kilogramos por metro lineal.

Asignación de cargas distribuidas en software ETABS 20

Luego de obtener las cargas de los distintos tipos de tabiquería se introducen en el software. Las únicas cargas expresadas en kilogramos fuerza por metro lineal fueron las de los tabiques que se apoyan en vigas. Cabe señalar que para que el modelo represente con mayor precisión el comportamiento de la estructura en relación con la distribución real del edificio, se determinó una carga de 0 kg/ml en los lugares donde existe una puerta de acceso al ambiente.

Figura 44

Definición de Cargas Distribuidas

Frame Load Assignment - Distributed

Load Pattern Name: CM

Load Type and Direction: Forces Moments
 Direction of Load Application: Gravity

Options: Add to Existing Loads Replace Existing Loads Delete Existing Loads

Trapezoidal Loads

	1.	2.	3.	4.
Distance	0	0.25	0.75	1
Load	0	0	0	0

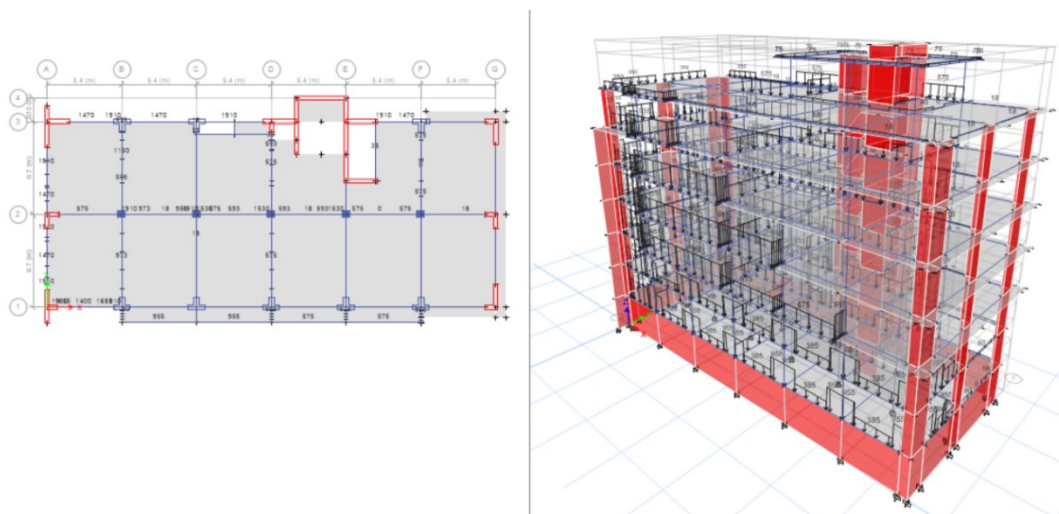
Relative Distance from End-I Absolute Distance from End-I

Uniform Load: Load: 575 kgf/m

Buttons: OK, Close, Apply

Figura 45

Asignación de Cargas Distribuidas



b) Cargas superficiales

Siempre que la tabiquería no este apoyada sobre las vigas, pero si sobre las losas. Se sitúan las cargas muertas distribuidas en estas mismas, de modo que se procede a calcular el peso de tabiquería de acuerdo con el Artículo 6.3 “Tabiquería Móvil” de la Norma E.020 del RNE, el cual establece que el peso de los tabiques móviles se añadirá como carga variable repartida de manera uniforme por area. Con un mínimo de 0,50 kPa (50 Kgf/m²) para el caso de divisiones livianas móviles

de media altura y de 1,0 kPa (100 kgf/m²) en el caso de divisiones móviles de altura completa, si el diseño incluye tabiquerías móviles, se deberá incluir una nota correspondiente en los planos de arquitectura y estructuras.

- CV = 50 kg/m² (TABIQUERÍA A MEDIANA ALTURA)
- CV = 100 kg/m² (TABIQUERÍA A ALTURA COMPLETA)

Asimismo, se tomaron en consideración las cargas vivas y muertas, las primeras dependerán directamente del uso de los ambientes, y el segundo dependerá del tipo de acabado sobre la losa.

Tabla 18

Cargas Distribuidas por Uso. Norma E.020 del RNE

CARGAS MUERTAS UNITARIAS POR METRO CUADRADO		
Descripción	Carga	Unidad
Falso piso de cemento	120.00	kg/m ²
Piso de cemento pulido	120.00	kg/m ²
Piso de porcelanato antideslizante	120.00	kg/m ²
Piso terminado e= 0.05 m	100.00	kg/m ²
CARGAS VIVAS UNITARIAS POR METRO CUADRADO		
Descripción	Carga	Unidad
Almacenaje y servicios	500.00	kg/m ²
Aulas	250.00	kg/m ²
Corredores y escaleras	400.00	kg/m ²
Laboratorios	300.00	kg/m ²
Lugares de Asamblea con asientos fijos	300.00	kg/m ²
Lugares de Asamblea con asientos móviles	400.00	kg/m ²
Oficinas	250.00	kg/m ²
Restaurantes	400.00	kg/m ²
Salas de almacenaje con estantes fijos - bibliotecas	750.00	kg/m ²
Salas de archivo	500.00	kg/m ²
Salas de computacion	250.00	kg/m ²
Salas de lectura - Bibliotecas	300.00	kg/m ²
Talleres	350.00	kg/m ²
Banos - Igual a la carga del resto de area/ sin que sea mayor que 300	300.00	kg/m ²
Techos	100.00	kg/m ²

Figura 46*Asignación de Carga Muerta de Entrepiso*

En el caso de las cargas vivas, se consideraron la utilidad de los ambientes; así como también, se usó una disposición y análisis sistemático para alcanzar en los elementos estructurales los momentos máximos negativos, tal como se indica en el capítulo 8, artículo 8.9 “Disposición De La Carga Viva” de la Norma E.060 del RNE, modificando la configuración en los paños.

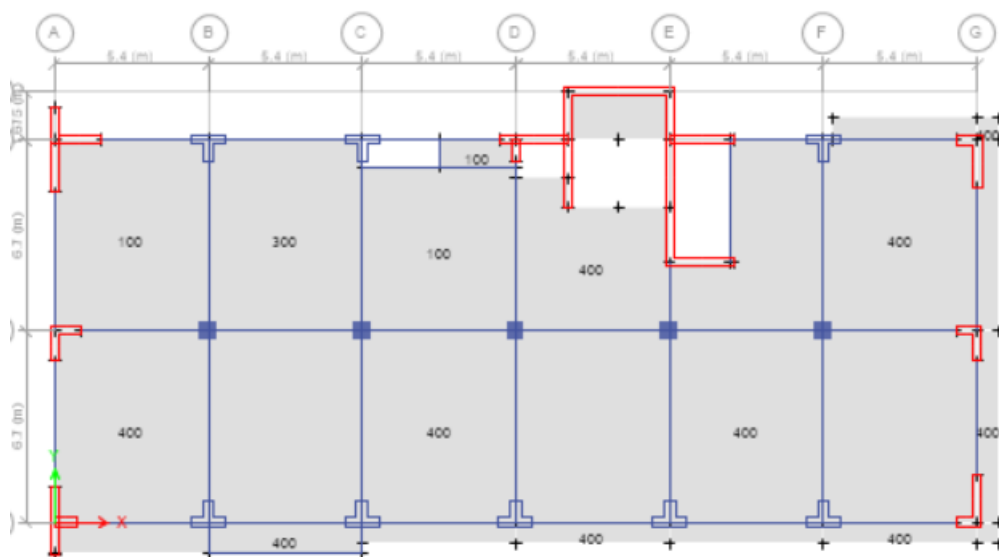
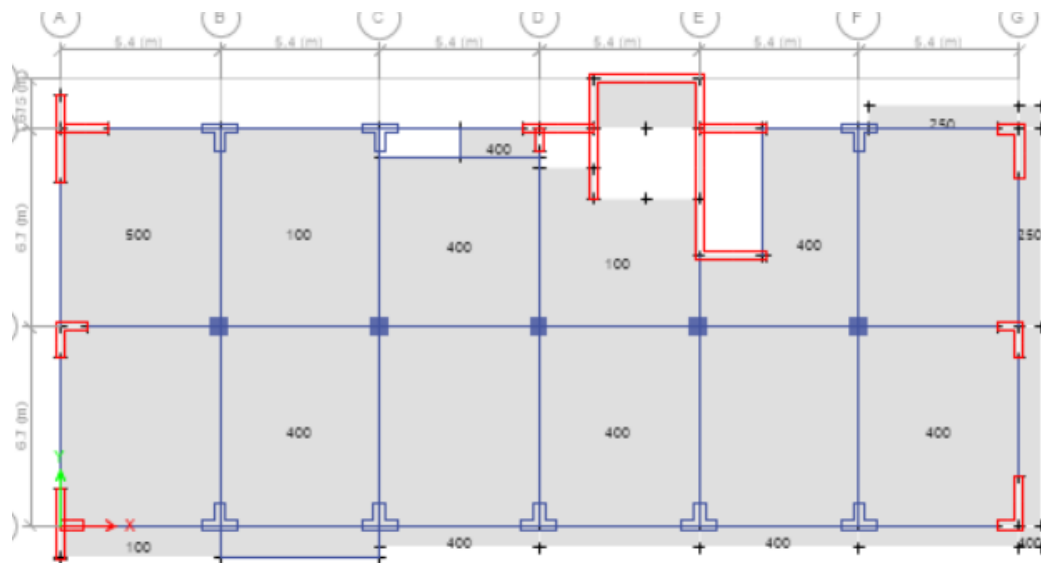
Figura 47*Asignación de Carga Viva 01 de Entrepiso*

Figura 48

Asignación de Carga Viva 02 de Entrepiso

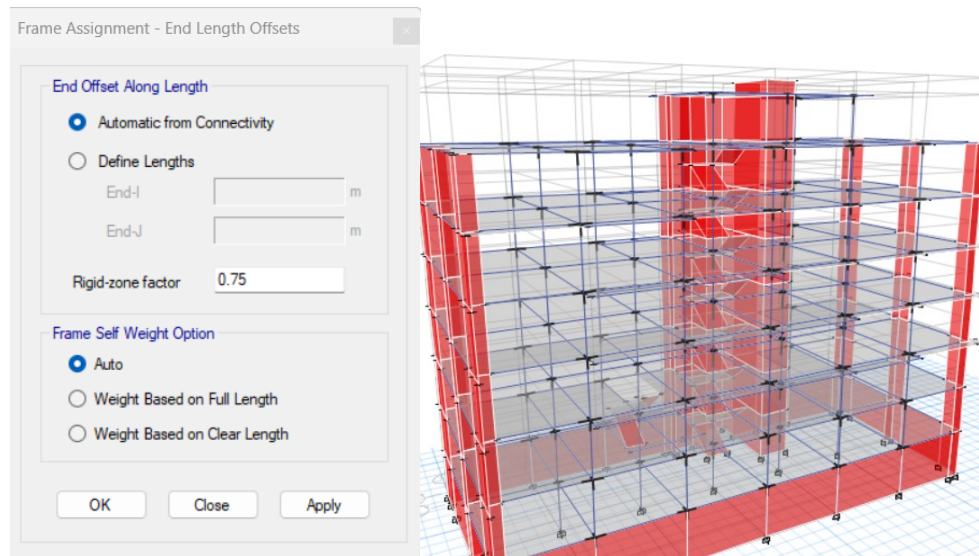


4.1.2.9. ASIGNACIÓN DE BRAZOS RÍGIDOS

Se asume que los nodos de encuentro entre columnas y vigas (elementos tipo frame) son rígidos para crear un modelo acorde a la realidad. Al asignar los brazos rígidos, nos ayudará a identificar las áreas en donde los elementos fallan o presentan longitudes plásticas, como también nos ayudará a definir las rotulas plásticas.

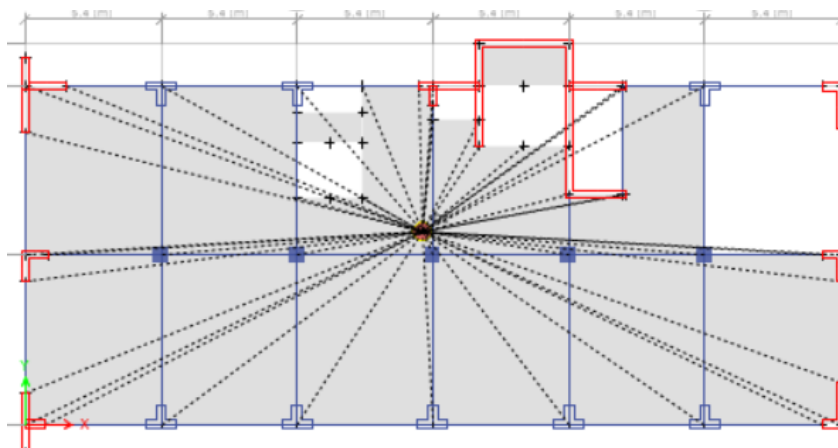
Dicha condición es establecida para asegurar que la estructura tenga un método de colapso, en el que la falla comienza en las vigas y continúa hacia las columnas. Esto evita que el edificio se colapse demasiado pronto o falle por piso débil.

El valor 0.75 simboliza el 75 % del peralte efectivo de la viga, y es sugerido por la Norma Internacional ACI 318 y por la guía del usuario del software ETABS.

Figura 49*Asignación de Brazos Rígidos***4.1.2.10. ASIGNACIÓN DE DIAFRAGMAS RÍGIDOS**

Se considera que la estructura está formada por componentes que se insertan y conectan adecuadamente con las losas de entrepiso, que son el resultado de los desplazamientos de una misma magnitud en cada uno de los puntos de la estructura.

Los centros de rigidez y masa no son constantes de entrepiso a entrepiso, por lo que se asignaron diferentes diafragmas.

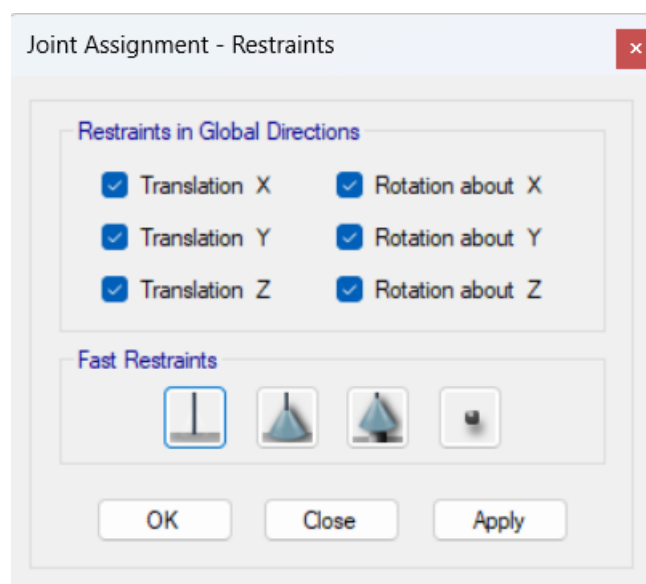
Figura 50*Asignación de Diafragmas Rígidos*

4.1.2.11. ASIGNACIÓN DE EMPOTRAMIENTOS EN LA BASE

El nivel base está empotrado (0 grados de libertad) porque se sabe que la construcción tiene elementos estructurales verticales que se extiendan desde los cimientos. Adicionalmente, los elementos estructurales verticales quedan adecuadamente empotrados debido a la cimentación tipo placa o losa; esto se asigna en el software de la siguiente manera.

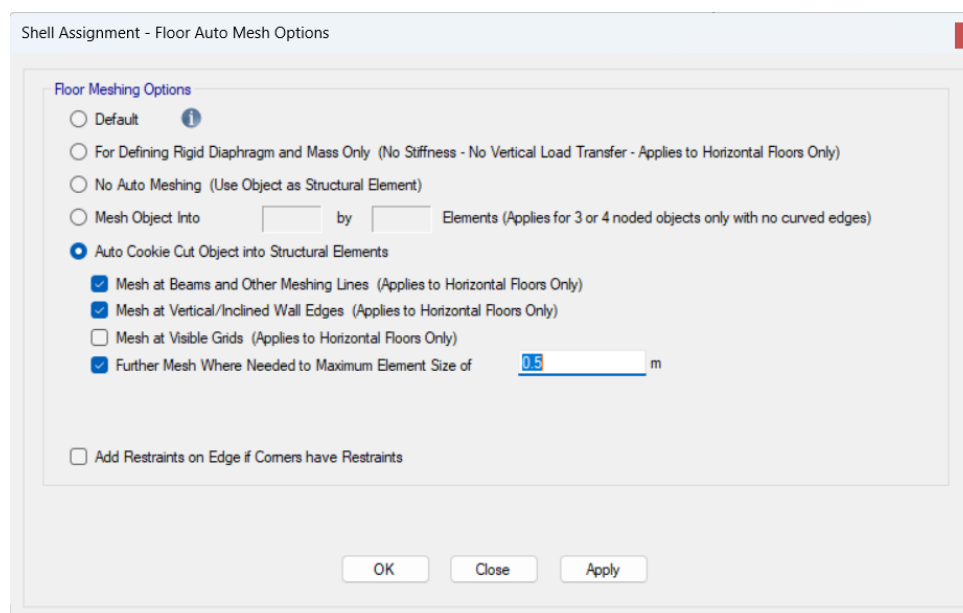
Figura 51

Asignación de Empotramientos en la Base



4.1.2.12. ASIGNACIÓN EN LOSAS DEL MESH

Ya que el software ETABS está basado en un cálculo matricial el cual es esencial para elementos finitos. Se dividen las losas para lograr una distribución de carga uniforme y proporcionar el más alto nivel de precisión para el enfoque de elementos finitos. Las matrices dependen del número de puntos a analizar. Dado que las losas en este caso están separadas en $0,25 \text{ m}^2$, su asignación se estableció de la siguiente manera.

Figura 52*Asignación de Mesh en Losas***4.1.3. PARÁMETROS DE ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL**

De conformidad a la Norma E.030, se realizó un análisis dinámico modal espectral al edificio de seguridad ciudadana, el cual consta de seis niveles y un semisótano. Sin embargo, también se realizó un análisis sísmico estático para determinar la fuerza cortante basal mínima y seguidamente incrementar el cortante basal de análisis dinámico, de tal forma que se pueda determinar los momentos flectores más altos, y las fuerzas cortantes de los elementos estructurales (información usada para determinar las rótulas plásticas y la curvatura).

4.1.3.1. DEFINICIÓN DE ESPECTRO DE RESPUESTA

Para obtener los cortantes de los elementos verticales y definir el sistema estructural, se considera a la estructura como regular y se utiliza un coeficiente de reducción basal conforme al sistema estructural.

Considerando:

$$Z = 0.25$$

(Zona 2 – Cusco)

$$U = 1.50 \quad (\text{Categoría A2 – Local institucional})$$

$$S = 1.20 \quad (\text{Suelo intermedio})$$

$$T_p = 0.6 \text{ seg} \quad T_L = 2.00 \text{ seg}$$

Según el Artículo 14 de la Norma E.030, en base a los parámetros del sitio T_p y T_L ; los espectros de respuesta se generan en ambas direcciones y se calculan utilizando los coeficientes de amplificación sísmica (C).

El factor de amplificación sísmica C se determina mediante las siguientes ecuaciones, en base a las características del sitio.

$$T < T_p \quad C = 2.5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.5 \cdot \frac{T_p}{T}$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 \cdot \frac{T_p \cdot T_L}{T^2}$$

Asimismo, se tomará en cuenta el Artículo 29.2 de la Norma E.030 del RNE, el cual señala que para periodos muy cortos $T < 0.2 T_p$ se toma en cuenta, lo siguiente:

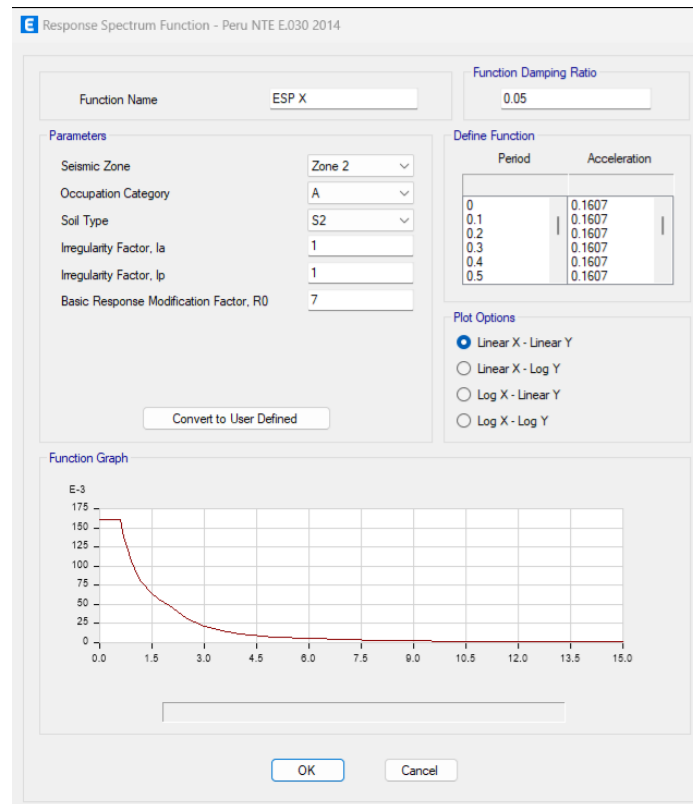
$$T < 0.2 \cdot T_p \quad C = 1 + 7.5 \cdot \frac{T}{T_p}$$

Si el edificio presenta irregularidades, se asume que el sistema es dual y tiene un coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas (R_0) igual a 7 y se considera a la estructura originalmente regular. Por lo tanto, utilizando la definición que se encuentra en el Artículo 22 de la Norma E.030 del RNE, que señala lo siguiente:

$$R = R_0 \cdot I_p \cdot I_a \quad \text{Se asume: } R_0 = 7 \quad I_p = 1 \quad I_a = 1$$

Figura 53

Espectro de Respuesta para X y Y, con Valor de $R = 7$

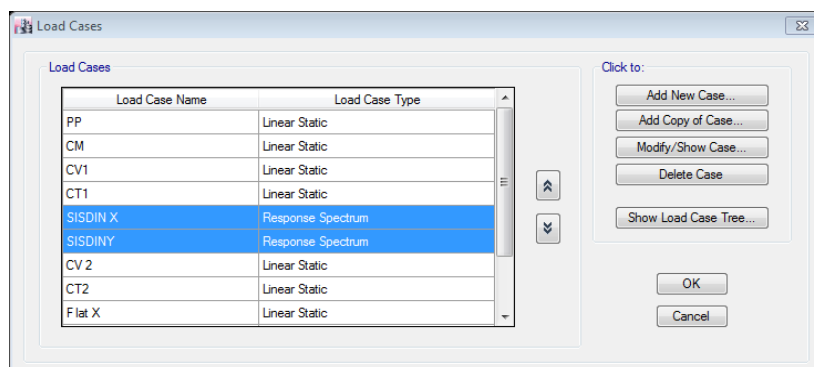


4.1.3.2. DEFINICIÓN DE LOS CASOS DE CARGA

Una vez establecidos los patrones de carga, a continuación se definen como funciones lineales a los casos de carga, estableciendo espectros de respuesta en las dos direcciones estudiadas.

Figura 54

Definición de los Casos de Carga

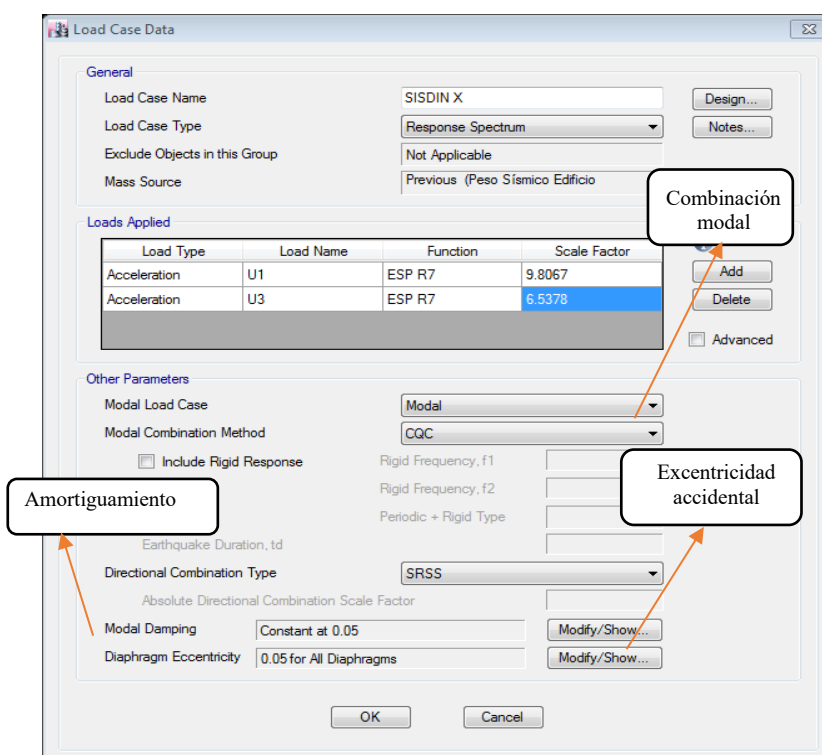


Conforme al Artículo 29.2.2 de la Norma E.030, se generan cargas de respuesta lateral y vertical, lo que equivale a dos tercios de la aceleración prevista en la dirección lateral.

Con el propósito de realizar el análisis en la dirección vertical, se puede utilizar un espectro con un valor igual a los 2/3 del espectro ya empleado para cada una de las direcciones de análisis, considerando a la aceleración espectral un valor igual a 9.81 m/seg² (MVCS, 2018).

Figura 55

Definición de Espectro de Respuesta en Dirección X-X



Para obtener la mayor cantidad de respuestas máximas, se utilizó la combinación direccional de SRSS (Raíz cuadrada de la suma de los cuadrados), mientras que para la combinación modal se utilizó la combinación cuadrática completa CQC.

Además, se le asigna un valor de 0,05 o 5% a la excentricidad accidental, tal como lo recomienda la Norma E.030 del RNE.

4.1.3.3.DEFINICIÓN DE MODOS DE VIBRACIÓN

Conforme a lo establecido en la norma E 030, cada nivel debe tener un mínimo de tres grados de libertad, y para cada dirección de análisis se debería llegar a el 90% de masa participativa.

La edificación evaluada tiene en total 21 modos, ya que se le asignan 3 modos de vibración por cada nivel.

Figura 56

Definición de Modos de Vibración de la Estructura

4.1.3.4.DEFINICIÓN DE LA MASA O PESO DE LA EDIFICACIÓN

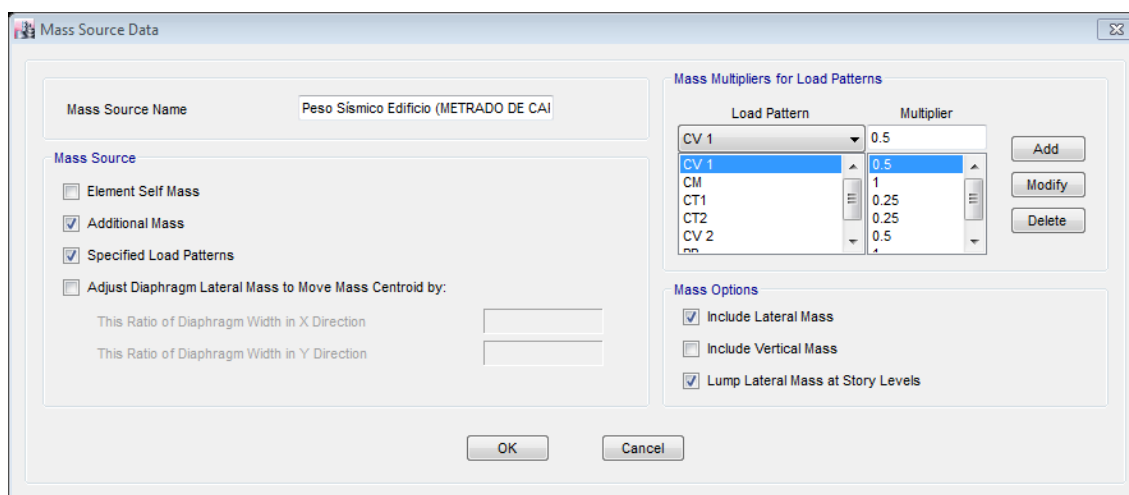
Para la suma de cargas se tomará en cuenta los valores de cargas establecidos en el artículo 26 de la Norma E. 030, el cual indica:

El peso (P) es determinado sumando la carga total y permanente del edificio, con un valor correspondiente al porcentaje de la carga viva o sobrecarga, lo cual se define a continuación:

- a) Para edificios de categoría A y B, es considerado el 50% de la carga viva.
- b) Para edificios de categoría C, es considerado el 25% de la carga viva.
- c) Para depósitos, es considerado el 80% del peso total, el cual es factible almacenar.
- d) Generalmente para techos y azoteas es considerado el 25% de la carga viva.
- e) Para estructuras como silos, tanques y estructuras semejantes es considerado el 100% de la carga que es posible conservar.

Figura 57

Definición de la Masa o Peso de la Edificación



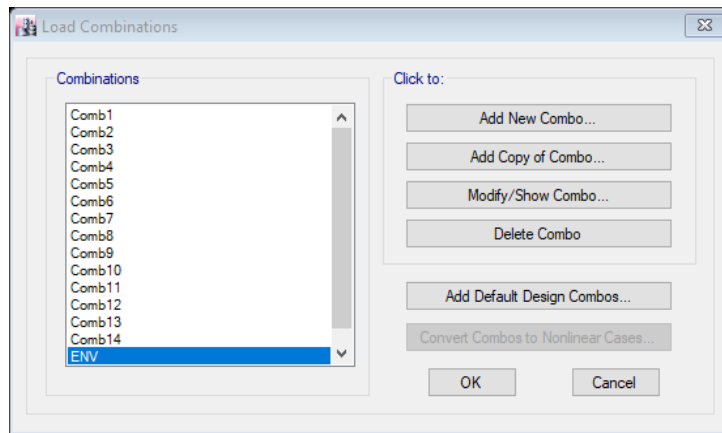
4.1.3.5.GENERACIÓN DE COMBINACIONES DE CARGA

A fin de realizar la evaluación del análisis no lineal se obtienen de los elementos estructurales, sus fuerzas cortantes y momentos flectores. De acuerdo con las combinaciones de carga definidas por la norma E 060. De acuerdo con la disposición sistemática de la

asignación de las cargas vivas, se deberá unir cada una de las cargas, junto con las distintas cargas vivas y de techo, como se indica a continuación:

COMBINACION 1:	$1.4(PP+CM) + 1.7(CV1+CT1)$
COMBINACION 2:	$1.4(PP+CM) + 1.7(CV2+CT2)$
COMBINACION 3:	$1.4(PP+CM) + 1.7(CV1+CT2)$
COMBINACION 4:	$1.4(PP+CM) + 1.7(CV2+CT1)$
COMBINACION 5:	$1.25(PP+CM+CV1+CT1) + SISDINX$
COMBINACION 6:	$1.25(PP+CM+CV1+CT2) + SISDINX$
COMBINACION 7:	$1.25(PP+CM+CV2+CT2) + SISDINX$
COMBINACION 8:	$1.25(PP+CM+CV2+CT1) + SISDINX$
COMBINACION 9:	$1.25(PP+CM+CV1+CT1) + SISDINY$
COMBINACION 10:	$1.25(PP+CM+CV1+CT2) + SISDINY$
COMBINACION 11:	$1.25(PP+CM+CV2+CT2) + SISDINY$
COMBINACION 12:	$1.25(PP+CM+CV2+CT1) + SISDINY$
COMBINACION 13:	$0.9(PP+CM) + SISDINX$
COMBINACION 14:	$0.9(PP+CM) + SISDINY$

Asimismo, se produce una fuerza envolvente que toma valores máximos al sumar las 14 combinaciones mencionadas.

Figura 58*Combinaciones de Carga*

CAPÍTULO V: ANÁLISIS Y RESULTADOS

5.1.PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS DE DATOS

5.1.1. ANÁLISIS ESTÁTICO SEGÚN NORMA E.030

5.1.1.1 DETERMINACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

Con el fin de determinar el sistema estructural se debe realizar el cálculo de las fuerzas cortantes ejercidas a través de las placas y columnas asignadas anteriormente, para después obtener una proporción de fuerza cortante de los elementos y asignarlos conforme a lo establecido en el Artículo 16.1 de la Norma E.030.

A continuación, se presentan las fuerzas cortantes correspondientes a la base, resultado del cálculo realizado de los muros estructurales y pórticos en las dos direcciones de evaluación.

Figura 59

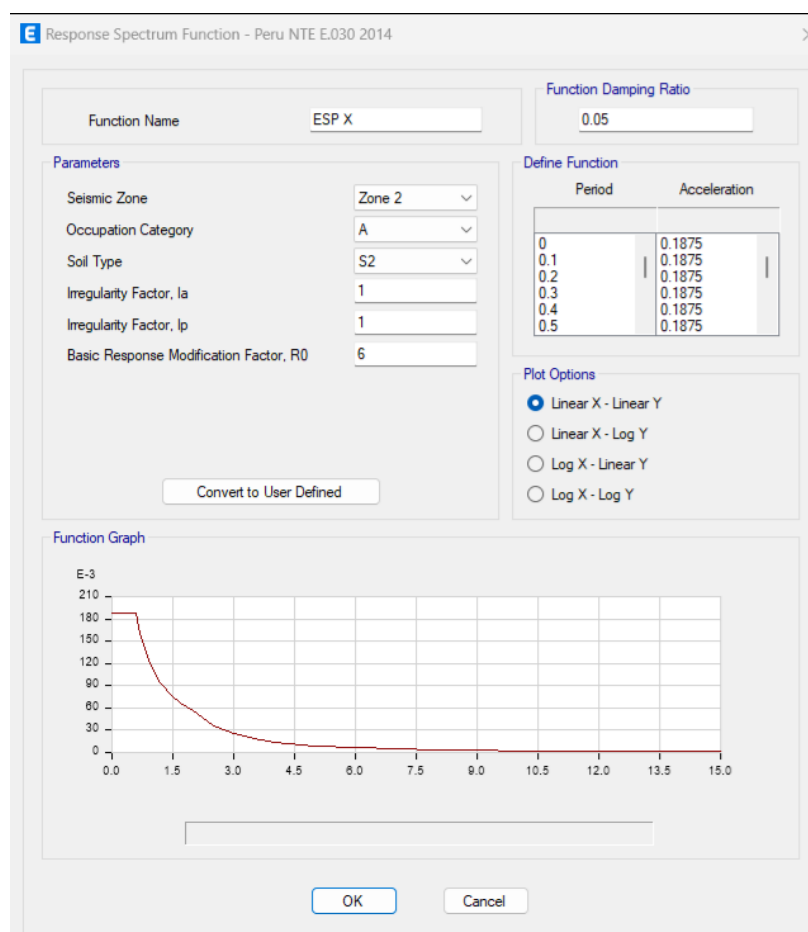
Sistema Estructural en Dirección X-X y Dirección Y-Y

SISTEMA ESTRUCTURAL EN DIRECCION X			SISTEMA ESTRUCTURAL EN DIRECCION Y		
FUERZA CORTANTE EN LA BASE			FUERZA CORTANTE EN LA BASE		
COLUMNAS	26.27	TN	COLUMNAS	16.87	TN
MUROS DE CORTE	216.68	TN	MUROS DE CORTE	237.92	TN
TOTAL	242.95	TN	TOTAL	254.79	TN
% DE FUERZA ASUMIDA			% DE FUERZA ASUMIDA		
COLUMNAS	10.81	%	COLUMNAS	6.62	%
MUROS DE CORTE	89.19	%	MUROS DE CORTE	93.38	%
SISTEMA ESTRUCTURAL			SISTEMA ESTRUCTURAL		
MUROS ESTRUCTURALES			MUROS ESTRUCTURALES		
RO	6		RO	6	

En un principio se propuso un sistema estructural dual con un factor de reducción (R) igual a 7, sin embargo, al calcular el porcentaje de cortante asumido por los elementos tipo columnas y placas se demostró que en cada dirección de análisis el sistema estructural es de muros estructurales. Por consiguiente, es necesario cambiar el espectro de respuesta por un $R=6$ antes de iniciar con el análisis de las irregularidades.

Figura 60

Espectro de Respuesta para un Sistema Estructural de Muros Estructurales



5.1.1.2. ANÁLISIS DE IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES

Una vez definido el sistema estructural se procede a la determinación de las irregularidades según lo dispuesto en el artículo 20 de la Norma E.030 del RNE.

5.1.1.2.1. IRREGULARIDADES EN ALTURA (Ia)

A) Irregularidad de rigidez y rigidez extrema

Esta irregularidad tiene mayor importancia en un edificio, ya que, si la edificación presenta esta irregularidad, se produce un efecto de piso blando lo que provocaría que el entrepiso pueda colapsar de manera progresiva en la edificación. Para su verificación es necesario hacer el cálculo de las fuerzas cortantes de entrepiso, para luego realizar su comparación con el desplazamiento correspondiente al centro de masa que esta presente en la estructura.

La irregularidad de rigidez-piso blando está presente para cualquier dirección de análisis, en donde el piso tenga una rigidez lateral inferior al valor del 70% de la rigidez lateral para un piso superior, o en caso sea inferior al valor del 80% de la rigidez lateral resultado del promedio procedente de los 3 pisos siguientes.

A fin de calcular el desplazamiento del centro de masa, se va a considerar la dirección que predomina, lo que significa que en caso analizar la dirección X se va a tomar en cuenta los desplazamientos correspondientes al centro de masa de dicha dirección. Por otro lado, en caso analizar la dirección Y se realiza de igual forma el mismo procedimiento, pero en dicha dirección que está siendo analizada.

La rigidez de entrepiso es definida por la relación entre la fuerza cortante y el desplazamiento relativo.

$$K(\text{rigidez}) = \frac{\text{Fuerza cortante}}{\text{Desplazamiento}} \text{ kgf/cm}$$

Para definir el primer parámetro de análisis es necesario calcular las fuerzas cortantes de cada entrepiso para cada dirección de análisis.

Tabla 19*Fuerzas Cortante de Entrepiso - Dirección de Análisis X*

FUERZA CORTANTE DE ENTREPISO EN DIRECCION X				
Nivel	Sismo	Ubicación	VX	VY
			kgf	kgf
Losa N: +23.275 (7mo Nivel)	SISDIN X	Bottom	25601.15	16369.96
Losa N: +19.950 (6to Nivel)	SISDIN X	Bottom	111137.03	53154.81
Losa N: +16.625 (5to Nivel)	SISDIN X	Bottom	203863.53	91643.29
Losa N: +13.300 (4to Nivel)	SISDIN X	Bottom	278214.34	122087.8
Losa N: +9.975 (3er Nivel)	SISDIN X	Bottom	335982.96	144788.82
Losa N: +6.650 (2do nivel)	SISDIN X	Bottom	376778.36	160277.78
Losa N: +3.325 (1er Nivel)	SISDIN X	Bottom	396564.71	166875.01
Losa N: +0.000 (Sótano)	SISDIN X	Bottom	399366.86	168516.69

Tabla 20*Fuerzas Cortante de Entrepiso - Dirección de Análisis Y*

FUERZA CORTANTE DE ENTREPISO EN DIRECCION Y				
Nivel	Sismo	Ubicación	VX	VY
			kgf	kgf
Losa N: +23.275 (7mo Nivel)	SISDIN Y	Bottom	12061.2	33735.71
Losa N: +19.950 (6to Nivel)	SISDIN Y	Bottom	46226.3	150414.02
Losa N: +16.625 (5to Nivel)	SISDIN Y	Bottom	86503.56	265971.64
Losa N: +13.300 (4to Nivel)	SISDIN Y	Bottom	118564.75	352877.33
Losa N: +9.975 (3er Nivel)	SISDIN Y	Bottom	143417.81	419474.88
Losa N: +6.650 (2do nivel)	SISDIN Y	Bottom	160431.31	467969.73
Losa N: +3.325 (1er Nivel)	SISDIN Y	Bottom	167770.81	493927.33
Losa N: +0.000 (Sótano)	SISDIN Y	Bottom	168517.24	503883.87

Seguidamente es debe determinar los desplazamientos de cada centro de masa de la edificación:

Tabla 21*Desplazamiento de Centros de Masa - Direcciones de Análisis X*

DESPLAZAMIENTO DE CENTRO DE MASA EN DIRECCION X					
Nivel	Diafragma	Sismo	UX	UY	Desplazamiento relativo promedio cm
			m	m	
Losa N: +23.275 (7mo Nivel)	D8	SISDIN X	0.00855	0.007634	0.0578
Losa N: +19.950 (6to Nivel)	D7	SISDIN X	0.009128	0.004835	0.0953
Losa N: +16.625 (5to Nivel)	D6	SISDIN X	0.008175	0.003954	0.1462
Losa N: +13.300 (4to Nivel)	D5	SISDIN X	0.006713	0.003104	0.1677
Losa N: +9.975 (3er Nivel)	D4	SISDIN X	0.005036	0.00221	0.1881
Losa N: +6.650 (2do nivel)	D3	SISDIN X	0.003155	0.00136	0.1812
Losa N: +3.325 (1er Nivel)	D2	SISDIN X	0.001343	0.0006	0.1263
Losa N: +0.000 (Sótano)	D1	SISDIN X	0.00008	0.000096	0.008

Tabla 22*Desplazamiento de Centros de Masa - Direcciones de Análisis Y*

DESPLAZAMIENTO DE CENTRO DE MASA EN DIRECCION Y					
Nivel	Diafragma	Sismo	UX	UY	Desplazamiento relativo promedio cm
			m	m	
Losa N: +23.275 (7mo Nivel)	D8	SISDIN Y	0.00484	0.017421	0.1595
Losa N: +19.950 (6to Nivel)	D7	SISDIN Y	0.005138	0.015826	0.2559
Losa N: +16.625 (5to Nivel)	D6	SISDIN Y	0.004581	0.013267	0.3011
Losa N: +13.300 (4to Nivel)	D5	SISDIN Y	0.00374	0.010256	0.2956
Losa N: +9.975 (3er Nivel)	D4	SISDIN Y	0.00279	0.0073	0.2838
Losa N: +6.650 (2do nivel)	D3	SISDIN Y	0.001734	0.004462	0.2424
Losa N: +3.325 (1er Nivel)	D2	SISDIN Y	0.000729	0.002038	0.1728
Losa N: +0.000 (Sótano)	D1	SISDIN Y	0.000037	0.00031	0.031

Una vez ya conocidos los valores de fuerza cortante y desplazamiento de centro de masa, es posible determinar la rigidez del entrepiso para cada dirección de análisis. Además, se realiza una comparación con los niveles superiores y el promedio de los tres niveles superiores. Estos valores deben de ser menores a 0.70 y 0.80 respectivamente.

Tabla 23

Calculo de Rigidez por Piso y Dirección

CALCULO DE RIGIDEZ POR PISO Y DIRECCION - RIGIDEZ						
NIVEL	DIRECCION DE ANALISIS	FUERZA CORTANTE (TN)	DESPLAZAMIENTO (cm)	RIGIDEZ Ki (tnf/cm)	Ki/K(i+1) > 0.7	Ki/PROMEDIO (K(i+1), K(i+2),K(i+3)) > 0.8
Losa N: +23.275 (7mo Nivel)		25.60115	0.0578	442.9264706		
Losa N: +19.950 (6to Nivel)		111.13703	0.0953	1166.180797	2.63	
Losa N: +16.625 (5to Nivel)		203.86353	0.1462	1394.41539	1.20	
Losa N: +13.300 (4to Nivel)	X	278.21434	0.1677	1659.000239	1.19	1.66
Losa N: +9.975 (3er Nivel)		335.98296	0.1881	1786.193301	1.08	1.27
Losa N: +6.650 (2do nivel)		376.77836	0.1812	2079.350773	1.16	1.29
Losa N: +3.325 (1er Nivel)		396.56471	0.1263	3139.863104	1.51	1.71
Losa N: +0.000 (Sótano)		399.36686	0.008	49920.8575	15.90	21.38
					> 0.70	> 0.80
NIVEL	DIRECCION DE ANALISIS	FUERZA CORTANTE (TN)	DESPLAZAMIENTO (cm)	RIGIDEZ Ki (tnf/cm)	Ki/K(i+1) > 0.7	Ki/PROMEDIO (K(i+1), K(i+2),K(i+3)) > 0.8
Losa N: +23.275 (7mo Nivel)		33.73571	0.1595	211.5091536		
Losa N: +19.950 (6to Nivel)		150.41402	0.2559	587.7843689	2.78	
Losa N: +16.625 (5to Nivel)		265.97164	0.3011	883.3332448	1.50	
Losa N: +13.300 (4to Nivel)	Y	352.87733	0.2956	1193.76634	1.35	2.13
Losa N: +9.975 (3er Nivel)		419.47488	0.2838	1478.065116	1.24	1.66
Losa N: +6.650 (2do nivel)		467.96973	0.2424	1930.568193	1.31	1.63
Losa N: +3.325 (1er Nivel)		493.92733	0.1728	2858.375752	1.48	1.86
Losa N: +0.000 (Sótano)		503.88387	0.031	16254.31839	5.69	7.78
					> 0.70	> 0.80

La edificación tiene como valor límite de 0.60 en relación con el nivel superior y un valor de 0.70 para el promedio de los 3 niveles siguientes. Esto debido a que no tiene irregularidad por rigidez, ni muestra irregularidad por rigidez extrema.

Entonces se verifica que las comparaciones de rigidez de entrepiso no superan el límite permisible de la norma, de tal forma, la estructura se considera REGULAR.

B) Irregularidad de resistencia – piso débil y resistencia extrema

Este caso se presenta cuando el valor de la resistencia de un piso es menor al 80 % de la resistencia del piso próximo superior. Al calcular las fuerzas cortantes y compararlos con el inmediato superior se obtiene los resultados de la Tabla 24:

Tabla 24

Cálculo de Irregularidad de Resistencia

CALCULO DE RESISTENCIA POR CORTE DIRECCION X						
Nivel	Sismo	Ubicación	VX	VY	Fuerza cortante en X (Tn)	Vxi/ Vxi+1
			kgf	kgf		
Losa N: +23.275 (7mo Nivel)	SISDIN X	Bottom	25601.15	16369.96	25.60115	
Losa N: +19.950 (6to Nivel)	SISDIN X	Bottom	111137.03	53154.81	111.13703	4.34
Losa N: +16.625 (5to Nivel)	SISDIN X	Bottom	203863.53	91643.29	203.86353	1.83
Losa N: +13.300 (4to Nivel)	SISDIN X	Bottom	278214.34	122087.8	278.21434	1.36
Losa N: +9.975 (3er Nivel)	SISDIN X	Bottom	335982.96	144788.82	335.98296	1.21
Losa N: +6.650 (2do nivel)	SISDIN X	Bottom	376778.36	160277.78	376.77836	1.12
Losa N: +3.325 (1er Nivel)	SISDIN X	Bottom	396564.71	166875.01	396.56471	1.05
Losa N: +0.000 (Sótano)	SISDIN X	Bottom	399366.86	168516.69	399.36686	1.01
						> 0.80
CALCULO DE RESISTENCIA POR CORTE DIRECCION Y						
Nivel	Sismo	Ubicación	VX	VY	Fuerza cortante en Y (Tn)	Vyi/ Vyi+1
			kgf	kgf		
Losa N: +23.275 (7mo Nivel)	SISDIN Y	Bottom	12061.2	33735.71	33.73571	
Losa N: +19.950 (6to Nivel)	SISDIN Y	Bottom	46226.3	150414.02	150.41402	4.46
Losa N: +16.625 (5to Nivel)	SISDIN Y	Bottom	86503.56	265971.64	265.97164	1.77
Losa N: +13.300 (4to Nivel)	SISDIN Y	Bottom	118564.75	352877.33	352.87733	1.33
Losa N: +9.975 (3er Nivel)	SISDIN Y	Bottom	143417.81	419474.88	419.47488	1.19
Losa N: +6.650 (2do nivel)	SISDIN Y	Bottom	160431.31	467969.73	467.96973	1.12
Losa N: +3.325 (1er Nivel)	SISDIN Y	Bottom	167770.81	493927.33	493.92733	1.06
Losa N: +0.000 (Sótano)	SISDIN Y	Bottom	168517.24	503883.87	503.88387	1.02
						> 0.80

Se demuestra que la resistencia a las fuerzas cortantes entre un nivel y el inmediato superior para cada dirección de análisis no supera el límite permitido por la norma, por lo tanto, la estructura es REGULAR.

C) Irregularidad de masa

Esta irregularidad de distribución de masa se presenta cuando el peso de algún piso (peso sísmico) es mayor a 1.5 veces la masa de alguno de los pisos adyacentes. Dicha irregularidad no es aplicable para sótanos, ni azoteas. A fin de determinar este valor se consideraron los pesos correspondientes a la azotea y los sótanos, sin tomarlos en cuenta en la comprobación de la presente irregularidad de masa.

Tabla 25

Cálculo de Irregularidad de la Masa

Nivel	Diafragma	Carga	P		Peso i / Peso i -1
			kgf	tnf	
Losa N: +23.275 (7mo Nivel)	D8	PESO EDIFICIO	131792.68	131.79268	1.10
Losa N: +19.950 (6to Nivel)	D7	PESO EDIFICIO	119409.8	119.4098	0.24
Losa N: +16.625 (5to Nivel)	D6	PESO EDIFICIO	501418.35	501.41835	0.82
Losa N: +13.300 (4to Nivel)	D5	PESO EDIFICIO	611342.49	611.34249	1.00
Losa N: +9.975 (3er Nivel)	D4	PESO EDIFICIO	608837.75	608.83775	0.98
Losa N: +6.650 (2do nivel)	D3	PESO EDIFICIO	618596.77	618.59677	0.98
Losa N: +3.325 (1er Nivel)	D2	PESO EDIFICIO	629737.06	629.73706	1.08
Losa N: +0.000 (Sótano)	D1	PESO EDIFICIO	584540.87	584.54087	
					< 1.50

Nota. Irregularidad de masa calculada con la carga igual al peso del edificio y ubicación en la base.

El peso (P) que es calculado por el software, es igual a la acumulación de la sumatoria correspondiente a los pesos de los entresijos. Para realizar el cálculo del peso de piso se resta el peso superior menos el peso del piso en evaluación y con ese peso se obtiene esta irregularidad.

Se comprueba que al comparar y obtener la relación entre las masas de cada nivel estos resultan menores a 1.5 (límite permitido por la norma), por lo tanto, la estructura es REGULAR.

D) Irregularidad de geometría vertical

Cuando en cualquiera de las dos direcciones de análisis, una estructura tiene una irregularidad de tipo geométrica vertical, la dimensión horizontal de la estructura el cual es resistente a las cargas laterales en cualquier nivel es mayor a 1.3 veces la misma dimensión en un nivel adyacente.

Existe una reducción en el entrepiso, sin embargo, este se da para el nivel 06 que es una azotea, por lo tanto, la irregularidad no aplica, la estructura es REGULAR.

E) Irregularidad de discontinuidad de elementos estructurales

Esta irregularidad se presenta cuando un elemento presenta un desalineamiento vertical ya que resiste más del 10% de la fuerza cortante, ya sea por una modificación en su orientación, o por el desplazamiento por parte del eje de magnitud el cual puede ser mayor al 25% de la correspondiente dimensión del elemento estructural.

Cada uno de los elementos del edificio mantienen su orientación y eje longitudinal, por lo que, no existe irregularidad y la estructura es considerada REGULAR.

F) Resumen de irregularidades en altura

Tabla 26*Resumen de las Irregularidades en Altura*

RESUMEN DE IRREGULARIDADES EN ALTURA				
Dirección	Irregularidades	Condición	Ipi	Ip
X	Irregularidad de rigidez	Regular	1	
	Irregularidad de rigidez extrema	Regular	1	
	Irregularidad de resistencia	Regular	1	1
	Irregularidad de resistencia extrema	Regular	1	
	Irregularidad de masa o peso	Regular	1	
RESUMEN DE IRREGULARIDADES EN ALTURA				
Dirección	Irregularidades	Condición	Ipi	Ip
Y	Irregularidad de geometría vertical	Regular	1	
	Discontinuidad en los sistemas resistentes	Regular	1	
	Discontinuidad extrema en los sistemas resistentes	Regular	1	
	Irregularidad de rigidez	Regular	1	
	Irregularidad de rigidez extrema	Regular	1	
	Irregularidad de resistencia	Regular	1	
	Irregularidad de resistencia extrema	Regular	1	
	Irregularidad de masa o peso	Regular	1	1
	Irregularidad de geometría vertical	Regular	1	
	Discontinuidad en los sistemas resistentes	Regular	1	
	Discontinuidad extrema en los sistemas resistentes	Regular	1	

5.1.1.2.2. IRREGULARIDADES EN PLANTA (Ip)

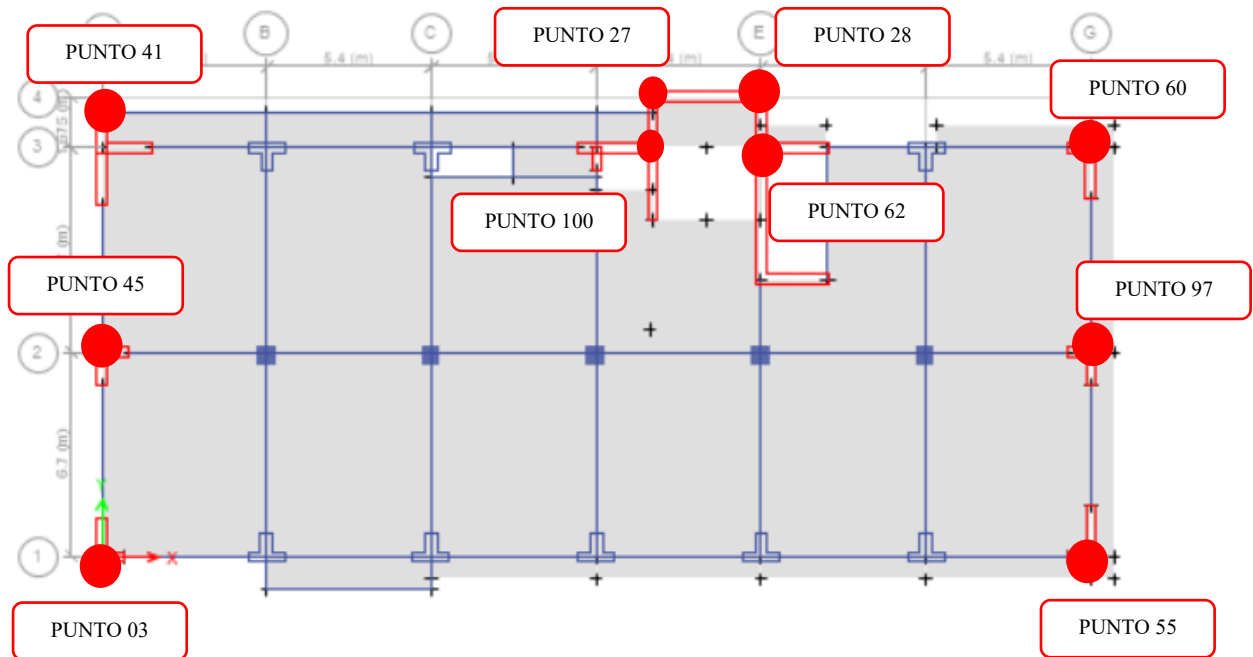
A) Irregularidad torsional /6 torsional extrema

Se presenta debido a que el desplazamiento máximo relativo de un piso (Δ_{\max}) incluida la excentricidad accidental, es superior que 1.3 veces el desplazamiento promedio relativo del mismo piso, para una similar condición de carga (Δ_{prom}). Ya sea para cualquier dirección de análisis.

En base a la norma, es esencial determinar los puntos extremos de la dirección de análisis y realizar el cálculo del promedio de los desplazamientos de estos. Para luego compararlos con el máximo desplazamiento del piso.

Figura 61

Determinación de los Puntos Extremos de la Edificación



Para cada dirección de análisis, se determina los puntos extremos de análisis de la estructura, de acuerdo con las características de la edificación se escogieron los puntos de la Tabla 27:

Tabla 27

Puntos Extremos por cada Sentido de Análisis de la Edificación

Piso de análisis	Puntos extremos									
Losa N: +19.950 (6to Nivel)	3	27	28	41	45	55	57	60	62	100
Losa N: +16.625 (5to Nivel)	1	27	28	41	45	55	57	60	62	100
Losa N: +13.300 (4to Nivel)	1	27	28	41	45	55	57	60	62	100
Losa N: +9.975 (3er Nivel)	1	27	28	41	45	55	57	60	62	100
Losa N: +6.650 (2do nivel)	1	27	28	41	45	55	57	60	62	100
Losa N: +3.325 (1er Nivel)	1	27	28	41	45	55	57	60	62	100

El presente criterio aplica solo en edificaciones que presentan diafragmas rígidos, además de un desplazamiento máximo relativo superior al 50% de lo permitido en la norma (0.007). De modo que es importante poder realizar el cálculo del desplazamiento

correspondiente al entrepiso; para determinar, según la altura de los entrepisos, si se necesita un análisis o no.

Tabla 28

Límites Máximos Permisibles para Análisis de Irregularidad

CONDICION DE ANALISIS			
Material Predominante:		Concreto	
Límite para distorsión de entrepiso:		0.007	
Altura de entrepiso (h):	Sótano	3.375	m
	1°-5°	3.325	m
	6°	3	m
	Azotea	1	m
Desplazamiento relativo máximo permisible	Sótano	2.3625	cm
	1°-5°	2.3275	cm
	6°	2.1	cm
	Azotea	0.7	cm
50% Permissible	Sótano	1.18	cm
	1°-5°	1.16	cm
	6°	1.05	cm
	Azotea	0.35	cm

Seguidamente se determina los máximos desplazamientos de piso para verificar si es necesario la comprobación de la irregularidad.

Tabla 29

Determinación de Desplazamientos Máximos de Entrepiso – Dirección X

Nivel	Caso Carga	DESPLAZAMIENTOS ETABS DIRECCIÓN X			Desplazamiento relativo promedio cm	R =	¿Necesita Análisis?
		Máximum m	Average m	Ratio			
Losa N: +19.950 (6to Nivel)	SISDIN X	0.014197	0.01081	1.313	0.1818	0.82	Si
Losa N: +16.625 (5to Nivel)	SISDIN X	0.012379	0.009424	1.314	0.229	1.03	No
Losa N: +13.300 (4to Nivel)	SISDIN X	0.010089	0.007683	1.313	0.2678	1.21	Si
Losa N: +9.975 (3er Nivel)	SISDIN X	0.007411	0.005667	1.308	0.2859	1.29	Si
Losa N: +6.650 (2do nivel)	SISDIN X	0.004552	0.003522	1.292	0.2687	1.21	Si
Losa N: +3.325 (1er Nivel)	SISDIN X	0.001865	0.001483	1.258	0.1766	0.79	No
Losa N: +0.000 (Sótano)	SISDIN X	0.000099	0.000088	1.119	0.0099	0.04	No

Nota: Desplazamientos Máximos de Entrepiso calculados para Caso de carga SISDIN X en dirección X

Tabla 30

Determinación de Desplazamientos Máximos de Entrepiso – Dirección Y

DESPLAZAMIENTOS ETABS DIRECCIÓN Y						R =	6
Nivel	Caso Carga	Máximum	Average	Ratio	Desplazamiento relativo promedio cm	Desplazamiento inelástico cm	¿Necesita Análisis?
		m	m				
Losa N: +23.275 (7mo Nivel)	SISDIN Y	0.019312	0.018347	1.053	0.4363	1.96	Si
Losa N: +19.950 (6to Nivel)	SISDIN Y	0.023675	0.019456	1.217	0.4026	1.81	Si
Losa N: +16.625 (5to Nivel)	SISDIN Y	0.019649	0.016156	1.216	0.4368	1.97	Si
Losa N: +13.300 (4to Nivel)	SISDIN Y	0.015281	0.012585	1.214	0.4525	2.04	Si
Losa N: +9.975 (3er Nivel)	SISDIN Y	0.010756	0.008909	1.207	0.437	1.97	Si
Losa N: +6.650 (2do nivel)	SISDIN Y	0.006386	0.005367	1.19	0.3733	1.68	Si
Losa N: +3.325 (1er Nivel)	SISDIN Y	0.002653	0.002312	1.148	0.2325	1.05	No
Losa N: +0.000 (Sótano)	SISDIN Y	0.000328	0.000317	1.032	0.0328	0.15	No

Nota: Desplazamientos Máximos de Entrepiso calculados para Caso de carga SISDIN Y en dirección Y

En vista de que en ambas direcciones de análisis se verifica que es necesario realizar el análisis de la torsión, se verifica el desplazamiento de los puntos extremos de la estructura los cuales ya fueron previamente identificados.

El desplazamiento relativo promedio es el resultado de la diferencia entre los desplazamientos de piso a piso:

$$\text{Desplazamiento relativo} = \Delta_{\text{piso } i+1} - \Delta_{\text{piso } i}$$

$$\text{Desplazamiento inelastico} = \Delta_{\text{promedio}} * 0.85 * R_0$$

Tabla 31

Calculo de Desplazamientos de Puntos Extremos por nivel

CALCULO DE IRREGULARIDAD TORSIONAL								
Desplazamiento de puntos extremos (6to Nivel)								
Piso	Label	Unique Name	OutputCase	Drift X	Drift X Inelastico	OutputCase	Drift Y	Drift Y Inelastico
Losa N: +19.950 (6to Nivel)	3	507	SISDIN X	0.000668	0.0034088	SISDIN Y	0.00122	0.0062220
Losa N: +19.950 (6to Nivel)	27	376	SISDIN X	0.000424	0.0021604	SISDIN Y	0.000835	0.0042585
Losa N: +19.950 (6to Nivel)	28	382	SISDIN X	0.000420	0.0021420	SISDIN Y	0.000788	0.0040188
Losa N: +19.950 (6to Nivel)	41	497	SISDIN X	0.000370	0.0018850	SISDIN Y	0.001222	0.0062322
Losa N: +19.950 (6to Nivel)	45	503	SISDIN X	0.000431	0.0021971	SISDIN Y	0.00122	0.0062220
Losa N: +19.950 (6to Nivel)	55	508	SISDIN X	0.000668	0.0034088	SISDIN Y	0.000767	0.0039117
Losa N: +19.950 (6to Nivel)	57	511	SISDIN X	0.000431	0.0021971	SISDIN Y	0.000767	0.0039117
Losa N: +19.950 (6to Nivel)	60	517	SISDIN X	0.000356	0.0018176	SISDIN Y	0.000767	0.0039117
Losa N: +19.950 (6to Nivel)	62	516	SISDIN X	0.000370	0.0018850	SISDIN Y	0.00079	0.0040290
Losa N: +19.950 (6to Nivel)	100	680	SISDIN X	0.000368	0.0018788	SISDIN Y	0.000832	0.0042432
Promedio =					0.0022981	Promedio =		0.0046961
Desplazamiento de puntos extremos (5to Nivel)								
Piso	Label	Unique Name	OutputCase	Drift X	Drift X Inelastico	OutputCase	Drift Y	Drift Y Inelastico
Losa N: +16.625 (5to Nivel)	1	525	SISDIN X	0.000889	0.0045349	SISDIN Y	0.001323	0.0067473
Losa N: +16.625 (5to Nivel)	27	377	SISDIN X	0.000462	0.0023562	SISDIN Y	0.000874	0.0044574
Losa N: +16.625 (5to Nivel)	28	383	SISDIN X	0.000463	0.0023623	SISDIN Y	0.000828	0.0042228
Losa N: +16.625 (5to Nivel)	41	519	SISDIN X	0.000449	0.0022889	SISDIN Y	0.001319	0.0067269
Losa N: +16.625 (5to Nivel)	45	523	SISDIN X	0.000551	0.0028091	SISDIN Y	0.001322	0.0067422
Losa N: +16.625 (5to Nivel)	55	530	SISDIN X	0.000838	0.0042718	SISDIN Y	0.000843	0.0042993
Losa N: +16.625 (5to Nivel)	57	532	SISDIN X	0.000551	0.0028091	SISDIN Y	0.000843	0.0042993
Losa N: +16.625 (5to Nivel)	60	538	SISDIN X	0.000437	0.0022277	SISDIN Y	0.000843	0.0042993
Losa N: +16.625 (5to Nivel)	62	537	SISDIN X	0.000436	0.0022216	SISDIN Y	0.00083	0.0042330
Losa N: +16.625 (5to Nivel)	100	681	SISDIN X	0.000437	0.0022277	SISDIN Y	0.000875	0.0044625
Promedio =					0.0028109	Promedio =		0.0050490
Desplazamiento de puntos extremos (4to Nivel)								
Piso	Label	Unique Name	OutputCase	Drift X	Drift X Inelastico	OutputCase	Drift Y	Drift Y Inelastico
Losa N: +13.300 (4to Nivel)	1	546	SISDIN X	0.001040	0.0053060	SISDIN Y	0.001365	0.0069615
Losa N: +13.300 (4to Nivel)	27	378	SISDIN X	0.000492	0.0025092	SISDIN Y	0.000887	0.0045237
Losa N: +13.300 (4to Nivel)	28	391	SISDIN X	0.000493	0.0025153	SISDIN Y	0.000845	0.0043095
Losa N: +13.300 (4to Nivel)	41	540	SISDIN X	0.000504	0.0025704	SISDIN Y	0.001365	0.0069615
Losa N: +13.300 (4to Nivel)	45	544	SISDIN X	0.000644	0.0032864	SISDIN Y	0.001366	0.0069666
Losa N: +13.300 (4to Nivel)	55	551	SISDIN X	0.000974	0.0049694	SISDIN Y	0.000885	0.0045135
Losa N: +13.300 (4to Nivel)	57	553	SISDIN X	0.000644	0.0032864	SISDIN Y	0.000885	0.0045135

Losa N: +13.300 (4to Nivel)	60	559	SISDIN X	0.000493	0.0025153	SISDIN Y	0.000885	0.0045135
Losa N: +13.300 (4to Nivel)	62	558	SISDIN X	0.000491	0.0025031	SISDIN Y	0.000848	0.0043248
Losa N: +13.300 (4to Nivel)	100	682	SISDIN X	0.000493	0.0025153	SISDIN Y	0.000889	0.0045339
Promedio =					0.0031977	Promedio =		0.0052122

Desplazamiento de puntos extremos (3er Nivel)

Piso	Label	Unique Name	OutputCase	Drift X	Drift X Inelastico	OutputCase	Drift Y	Drift Y Inelastico
Losa N: +9.975 (3er Nivel)	1	567	SISDIN X	0.001105	0.0056365	SISDIN Y	0.001316	0.0067116
Losa N: +9.975 (3er Nivel)	27	379	SISDIN X	0.000490	0.0024970	SISDIN Y	0.000845	0.0043095
Losa N: +9.975 (3er Nivel)	28	392	SISDIN X	0.000491	0.0025031	SISDIN Y	0.000811	0.0041361
Losa N: +9.975 (3er Nivel)	41	561	SISDIN X	0.000527	0.0026867	SISDIN Y	0.001316	0.0067116
Losa N: +9.975 (3er Nivel)	45	565	SISDIN X	0.000691	0.0035251	SISDIN Y	0.001317	0.0067167
Losa N: +9.975 (3er Nivel)	55	572	SISDIN X	0.001036	0.0052816	SISDIN Y	0.000875	0.0044625
Losa N: +9.975 (3er Nivel)	57	574	SISDIN X	0.000691	0.0035251	SISDIN Y	0.000875	0.0044625
Losa N: +9.975 (3er Nivel)	60	580	SISDIN X	0.000518	0.0026438	SISDIN Y	0.000875	0.0044625
Losa N: +9.975 (3er Nivel)	62	579	SISDIN X	0.000517	0.0026377	SISDIN Y	0.000815	0.0041565
Losa N: +9.975 (3er Nivel)	100	683	SISDIN X	0.000520	0.0026500	SISDIN Y	0.000848	0.0043248
Promedio =					0.0033587	Promedio =		0.0050454

Desplazamiento de puntos extremos (2do Nivel)

Piso	Label	Unique Name	OutputCase	Drift X	Drift X Inelastico	OutputCase	Drift Y	Drift Y Inelastico
Losa N: +6.650 (2do nivel)	1	588	SISDIN X	0.001037	0.0052877	SISDIN Y	0.001123	0.0057273
Losa N: +6.650 (2do nivel)	27	380	SISDIN X	0.000432	0.0022032	SISDIN Y	0.00072	0.0036720
Losa N: +6.650 (2do nivel)	28	393	SISDIN X	0.000433	0.0022093	SISDIN Y	0.000696	0.0035496
Losa N: +6.650 (2do nivel)	41	582	SISDIN X	0.000509	0.0025949	SISDIN Y	0.001122	0.0057222
Losa N: +6.650 (2do nivel)	45	586	SISDIN X	0.000665	0.0033905	SISDIN Y	0.001124	0.0057324
Losa N: +6.650 (2do nivel)	55	593	SISDIN X	0.000971	0.0049511	SISDIN Y	0.00079	0.0040290
Losa N: +6.650 (2do nivel)	57	595	SISDIN X	0.000665	0.0033905	SISDIN Y	0.00079	0.0040290
Losa N: +6.650 (2do nivel)	60	601	SISDIN X	0.000502	0.0025582	SISDIN Y	0.000821	0.0041871
Losa N: +6.650 (2do nivel)	62	600	SISDIN X	0.000494	0.0025214	SISDIN Y	0.000702	0.0035802
Losa N: +6.650 (2do nivel)	100	684	SISDIN X	0.000497	0.0025337	SISDIN Y	0.000726	0.0037026
Promedio =					0.0031640	Promedio =		0.0043931

Desplazamiento de puntos extremos (1er Nivel)

Piso	Label	Unique Name	OutputCase	Drift X	Drift X Inelastico	OutputCase	Drift Y	Drift Y Inelastico
Losa N: +3.325 (1er Nivel)	1	609	SISDIN X	0.000661	0.0033721	SISDIN Y	0.000687	0.0035037
Losa N: +3.325 (1er Nivel)	27	375	SISDIN X	0.000306	0.0015606	SISDIN Y	0.000472	0.0024072
Losa N: +3.325 (1er Nivel)	28	381	SISDIN X	0.000306	0.0015606	SISDIN Y	0.000465	0.0023715
Losa N: +3.325 (1er Nivel)	41	603	SISDIN X	0.000364	0.0018544	SISDIN Y	0.000688	0.0035088
Losa N: +3.325 (1er Nivel)	45	607	SISDIN X	0.000458	0.0023378	SISDIN Y	0.000702	0.0035802
Losa N: +3.325 (1er Nivel)	55	614	SISDIN X	0.000637	0.0032497	SISDIN Y	0.000567	0.0028917
Losa N: +3.325 (1er Nivel)	57	616	SISDIN X	0.000458	0.0023378	SISDIN Y	0.000567	0.0028917
Losa N: +3.325 (1er Nivel)	60	622	SISDIN X	0.000370	0.0018850	SISDIN Y	0.000535	0.0027285
Losa N: +3.325 (1er Nivel)	62	621	SISDIN X	0.000338	0.0017258	SISDIN Y	0.00047	0.0023970

Losa N: +3.325 (1er Nivel)	100	685	SISDIN X	0.000340	0.0017320	SISDIN Y	0.00048	0.0024480
			Promedio =		0.0021616	Promedio =		0.0028728
Desplazamiento de puntos extremos (Sótano)								
Piso	Label	Unique Name	OutputCase	Drift X	Drift X Inelastico	OutputCase	Drift Y	Drift Y Inelastico
Losa N: +0.000 (Sótano)	1	458	SISDIN X	0.000056	0.0002856	SISDIN Y	0.000115	0.0005865
Losa N: +0.000 (Sótano)	27	428	SISDIN X	0.000195	0.0009955	SISDIN Y	0.00013	0.0006630
Losa N: +0.000 (Sótano)	28	429	SISDIN X	0.000189	0.0009629	SISDIN Y	0.000158	0.0008058
Losa N: +0.000 (Sótano)	41	442	SISDIN X	0.000045	0.0002285	SISDIN Y	0.000114	0.0005814
Losa N: +0.000 (Sótano)	45	454	SISDIN X	0.000038	0.0001958	SISDIN Y	9.70E-05	0.0004947
Losa N: +0.000 (Sótano)	55	465	SISDIN X	0.000046	0.0002366	SISDIN Y	9.60E-05	0.0004896
Losa N: +0.000 (Sótano)	57	471	SISDIN X	0.000038	0.0001958	SISDIN Y	9.60E-05	0.0004896
Losa N: +0.000 (Sótano)	60	494	SISDIN X	0.000040	0.0002040	SISDIN Y	9.60E-05	0.0004896
Losa N: +0.000 (Sótano)	62	491	SISDIN X	0.000075	0.0003835	SISDIN Y	0.000139	0.0007089
Losa N: +0.000 (Sótano)	100	686	SISDIN X	0.000064	0.0003264	SISDIN Y	0.000116	0.0005916
			Promedio =		0.0004015	Promedio =		0.0005901

Posteriormente se comprobó y determinó la relación entre el desplazamiento máximo y los desplazamientos promedios de los extremos.

Tabla 32

Verificación de Irregularidad por Torsión – Dirección X

Determinación del Factor de reducción por irregularidad torsional				
Nivel	Dirección de análisis	Drift inelástico máximo de entrepiso cm	Drift inelástico promedio de los extremos cm	Drift entrepiso > (1.3*Drift promedio de extremos)
Losa N: +19.950 (6to Nivel)		0.002968	0.002298	1.292
Losa N: +16.625 (5to Nivel)		0.003779	0.002811	1.344
Losa N: +13.300 (4to Nivel)		0.004422	0.003198	1.383
Losa N: +9.975 (3er Nivel)	X	0.004697	0.003359	1.399
Losa N: +6.650 (2do nivel)		0.004406	0.003164	1.393
Losa N: +3.325 (1er Nivel)		0.002810	0.002162	1.300
Losa N: +0.000 (Sótano)		0.000622	0.000401	1.550
				<1.3

Tabla 33*Verificación de Irregularidad por Torsión – Dirección Y*

Determinación del Factor de reducción por irregularidad torsional				
Nivel	Dirección de análisis	Drift inelástico máximo de entrepiso cm	Drift inelástico promedio de los extremos cm	Drift entrepiso > (1.3*Drift promedio de extremos)
Losa N: +19.950 (6to Nivel)		0.006232	0.004696	1.327
Losa N: +16.625 (5to Nivel)		0.006747	0.005049	1.336
Losa N: +13.300 (4to Nivel)		0.006967	0.005212	1.337
Losa N: +9.975 (3er Nivel)	Y	0.006717	0.005045	1.331
Losa N: +6.650 (2do nivel)		0.005732	0.004393	1.305
Losa N: +3.325 (1er Nivel)		0.003580	0.002873	1.246
Losa N: +0.000 (Sótano)		0.000806	0.000590	1.366
				<1.3

De acuerdo con la verificación en cada dirección de análisis, se determinó que se sobre pasa el factor de 1.3; sin embargo es menor a 1.5, por lo tanto, se considera que en esa dirección de análisis se presenta la IRREGULARIDAD TORSIONAL.

B) Irregularidad de esquinas entrantes

Esta irregular se presenta cuando en ambas direcciones, las esquinas entrantes poseen dimensiones mayores al 20% de la respectiva dimensión total en la planta.

En la estructura se verifica que no existen esquinas entrantes, por lo tanto, la estructura se considera REGULAR.

C) Irregularidad de discontinuidad de diafragma

Se presenta debió a que los diafragmas muestran variaciones o discontinuidades relevantes en la rigidez, incluidas las aberturas superiores al 50% de la zona total del diafragma.

Para llevar a cabo la evaluación del edificio existente, se consideraron las áreas libres indicados en la distribución de planta de cada uno de los niveles. Considerando también el ducto de ventilación para las instalaciones eléctricas y sanitarias, así como los ductos y vacíos correspondientes a las escaleras. Se midió precisamente el área de estos espacios vacíos y se sumaron por cada nivel. Posteriormente, fueron comparados con el área bruta de cada nivel. El cálculo detallado, es el siguiente:

Tabla 34

Calculo de Irregularidad de Discontinuidad del Diafragma

IRREGULARIDAD DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA			
NIVEL	Área de diafragma discontinuo	Área total del diafragma	Condición
Losa N: +19.950 (6to Nivel)	23.1	450	Regular
Losa N: +16.625 (5to Nivel)	23.1	450	Regular
Losa N: +13.300 (4to Nivel)	23.1	450	Regular
Losa N: +9.975 (3er Nivel)	23.1	450	Regular
Losa N: +6.650 (2do nivel)	64.1	450	Regular
Losa N: +3.325 (1er Nivel)	64.1	450	Regular
Losa N: +0.000 (Sótano)	23.05	450	Regular

Debido a que no se supera el porcentaje máximo de aberturas en cada nivel de entrepiso se determina que la estructura es REGULAR.

D) Irregularidad de sistemas no paralelos

Esta irregularidad se presenta en caso los elementos que son resistentes a las fuerzas laterales no están alineados, ya sea para ambas direcciones de análisis.

Como la estructura muestra ejes que son rectos, estos no van a presentar una inclinación superior a los 30° grados, de tal forma que es considerada regular para las dos direcciones analizadas. Por lo tanto, la estructura es REGULAR.

E) Resumen de irregularidades en altura

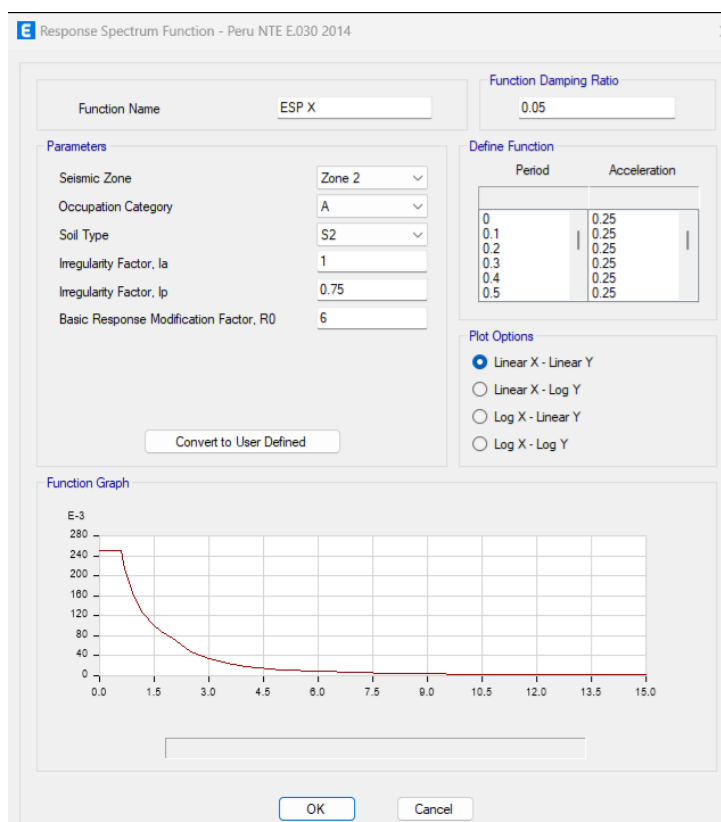
Tabla 35*Resumen de Irregularidades en Altura*

RESUMEN DE IRREGULARIDADES EN PLANTA				
Dirección	Irregularidades	Condición	Ipi	Ip
X	Irregularidad torsional	Regular	0.75	
	Irregularidad torsional extrema	Regular	1	
	Irregularidad Esquinas entrantes	Regular	1	0.75
	Irregularidad Discontinuidad del diafragma	Regular	1	
	Sistemas no paralelos	Regular	1	
Y	Irregularidad torsional	Regular	0.75	
	Irregularidad torsional extrema	Regular	1	
	Irregularidad Esquinas entrantes	Regular	1	0.75
	Irregularidad Discontinuidad del diafragma	Regular	1	
	Sistemas no paralelos	Regular	1	

5.1.1.3. ESPECTRO DE RESPUESTA CON IRREGULARIDADES DE ENTREPISO

Ya identificados los factores de irregularidad, se proceden a colocar los factores correspondientes a la modificación, y si se tiene más de una irregularidad para una dirección; se poner el factor inferior, que es igual al factor más crítico.

Para una edificación de categoría “A” no se debe permitir la presencia de irregularidades, sin embargo, en la Edificación de Seguridad Ciudadana del distrito de San Sebastián se presenta una irregularidad torsional en planta, debido a la numerosa magnitud de los muros de corte (cajas de escaleras) que están consolidados en el extremo derecho del edificio. En tanto que en el sector contrario no está con esta compensación de rigidez.

Figura 62*Espectro de Respuesta con Irregularidad*

Al crear los espectros de respuesta, tal como se vio anteriormente. Se muestra que estos tanto para la dirección X y Y, tienen un valor superior de 0.25, esto debido a los factores de modificación de las irregularidades. Cuando se reduce el factor básico de reducción basal R_0 , se aumenta la respuesta sísmica de la estructura.

5.1.1.4.RESTRICCIONES A LA IRREGULARIDAD

Al obtener las irregularidades estructurales del edificio, se debe comprobar las restricciones para las irregularidades, conforme a lo indicado en el Artículo 21 de la Norma E.030, el cual señala:

Figura 63*Categoría y Restricciones de Irregularidad de Edificaciones*

Tabla N° 10 CATEGORÍA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

En consecuencia, se puede indicar que no se cumple con lo dispuesto en la Norma E 030, debido a que, la estructura presenta una irregularidad pese a que para esta categoría de edificación y zonificación no se permite irregularidad alguna según la norma.

5.1.2. ANÁLISIS DINÁMICO SEGÚN NORMA E.030

5.1.2.2. ANÁLISIS SÍSMICO

En este punto se identifica los parámetros de respuesta sísmica según el sistema estructural y las irregularidades de la edificación. Se verificarán los periodos, fuerzas cortantes basales en ambas direcciones de análisis, derivas de entrepiso y desplazamientos toda la estructura.

5.1.2.2.1. PERIÓDOS Y MODOS DE VIBRACIÓN

Después de realizar el análisis de la estructura del edificio, es probable determinar los periodos para los tres modos de vibración indicados anteriormente.

Tabla 36*Periodos y Modos de Vibración de la Edificación*

Case	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
MODAL	1	0.552	0.1705	0.1288	0.1705	0.1288	0.3444	0.3444
MODAL	2	0.508	0.1298	0.4929	0.3003	0.6217	0.0398	0.3842
MODAL	3	0.356	0.3781	0.0315	0.6784	0.6532	0.2666	0.6508
MODAL	4	0.155	0.0521	0.0014	0.7305	0.6546	0.0614	0.7122
MODAL	5	0.126	0.0078	0.1578	0.7384	0.8124	0.0025	0.7147
MODAL	6	0.103	0.0598	0.0103	0.7981	0.8227	0.0653	0.78
MODAL	7	0.078	0.0269	0.0001	0.8251	0.8227	0.012	0.792
MODAL	8	0.06	0	0.0423	0.8251	0.865	0.0121	0.8041
MODAL	9	0.056	0.0004	0.016	0.8254	0.8811	0.0143	0.8185
MODAL	10	0.053	0.023	9.31E-06	0.8485	0.8811	0.0111	0.8296
MODAL	11	0.044	0.0123	0.0004	0.8608	0.8815	0.005	0.8346
MODAL	12	0.039	4.62E-06	0.0377	0.8608	0.9192	0.0001	0.8347
MODAL	13	0.035	0.0109	0.0014	0.8717	0.9206	0.019	0.8537
MODAL	14	0.033	0.0079	0.0003	0.8796	0.9208	0.0123	0.866
MODAL	15	0.03	0.0001	0.0287	0.8797	0.9496	0.0016	0.8675
MODAL	16	0.027	0.0088	0.0009	0.8885	0.9505	0.0125	0.88
MODAL	17	0.025	0.0015	0.0289	0.89	0.9794	0.0033	0.8834
MODAL	18	0.022	1.02E-05	0.0201	0.8901	0.9995	0.0004	0.8838
MODAL	19	0.021	0.1082	0.0001	0.9982	0.9996	0.001	0.8848
MODAL	20	0.014	0.0017	0.0001	0.9999	0.9997	0.0497	0.9345
MODAL	21	0.01	0.0001	0.0002	0.9999	0.9999	0.009	0.9435

De acuerdo con la Tabla 36, se puede determinar el periodo de vibración $T = 0.356$ seg en la dirección X. Y de igual forma para la dirección de análisis Y, donde el periodo de vibración en el segundo modo de vibración es de $T = 0.508$ seg. Finalmente se ve que el primer modo de vibración corresponde a un modo rotacional. En cambio, en el último modo de vibración se verifica que también que cumple con la masa participativa mayor al 90%.

Seguidamente procedemos a calcular los periodos de vibración para realizar el cálculo del porcentaje de la fuerza cortante basal para un sismo estático. En donde el software ETABS muestra los siguientes periodos de vibración:

- En dirección de análisis X: 0.356 segundos
- En dirección de análisis Y: 0.508 segundos

5.1.2.2.2. COEFICIENTE DE CORTANTE BASAL

A fin de obtener el sismo estático es importante realizar el cálculo del factor de amplificación sísmica, el cual se obtiene utilizando las ecuaciones del Artículo 14 de la Norma E.030, además es necesario tener en cuenta lo siguiente:

De conformidad al Artículo 28.2.2 de la norma E.030 del RNE, el valor del cociente entre el factor de amplificación sísmica (C) y el factor de reducción de sísmica (R) no se considera menor que 0.11.

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot \text{Peso}$$

Tabla 37

Determinación del Coeficiente de Análisis Estático

DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DEL ANÁLISIS ESTÁTICO por FUERZAS ESTÁTICAS EQUIVALENTES					
CÁLCULO DEL FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SISMICA: C					
$T < T_p$	$C = 2.5$	USAR:	Modo. - Tx =	0.356 seg	↔ C = 2.5
			Modo. - Ty =	0.508 seg	↔ C = 2.5
			Cx = 2.50	; Cy = 2.50	(de ser mayor tomar el valor límite)
EVALUANDO VALOR: C/R ≥ 0.11					
	C/R=	0.417	>	0.110	↔ 0.417
		0.417	>	0.110	↔ 0.417

Tabla 38

Coeficiente del Cortante Basal por Dirección de Análisis

COEFICIENTE DEL CORTANTE EN LA BASE	Seismic X dir+Ecc	Seismic Y dir+Ecc
		0.2500

Para un sismo estático en ambas direcciones de análisis, se obtiene un valor de 0.2500 o 25.00% del peso del edificio.

Se establece un patrón de carga de sismo estático, designado como SISEST X y SISEST Y, para las dos direcciones de análisis con los factores ya calculados anteriormente.

Figura 64

Factor de Sismo Estático X-X

The screenshot shows the 'Seismic Load Pattern - User Defined' dialog box. In the 'Direction and Eccentricity' section, the 'X Dir + Eccentricity' checkbox is selected. The 'Ecc. Ratio (All Diaph.)' is set to 0.05. In the 'Factors' section, the 'Base Shear Coefficient, C' is set to 0.2500, which is highlighted with a red rectangular box. The 'Building Height Exp., K' is set to 1. In the 'Story Range' section, the 'Top Story' is set to 'Losa N: +19.95' and the 'Bottom Story' is set to 'Base'. The 'OK' and 'Cancel' buttons are visible at the bottom.

Figura 65

Factor de Sismo Estático Y-Y

The screenshot shows the 'Seismic Load Pattern - User Defined' dialog box. In the 'Direction and Eccentricity' section, the 'Y Dir + Eccentricity' checkbox is selected. The 'Ecc. Ratio (All Diaph.)' is set to 0.05. In the 'Factors' section, the 'Base Shear Coefficient, C' is set to 0.25, which is highlighted with a red rectangular box. The 'Building Height Exp., K' is set to 1.0040. In the 'Story Range' section, the 'Top Story' is set to 'Losa N: +19.95' and the 'Bottom Story' is set to 'Base'. The 'OK' and 'Cancel' buttons are visible at the bottom.

5.1.2.2.3. DERIVAS DE ENTREPISO

A fin de realizar el cálculo de las derivas de entrepiso seguimos lo indicado en el Artículo 31 de la Norma E.030, el cual establece que:

31.1. En caso de las estructuras regulares, los desplazamientos laterales se determinan a partir del producto del valor de $0.75 R$ por los resultados del análisis lineal y elástico, con las acciones sísmicas reducidas. Para determinar las estructuras irregulares, los desplazamientos

laterales se determinan por el producto del valor de 0.85 R y los datos obtenidos del análisis lineal elástico.

31.2. En el caso del cálculo de los desplazamientos laterales no se toman en cuenta los valores mínimos de C/R establecidos en el numeral 28.2, así como tampoco el valor de la fuerza cortante mínima en la base, el cual está indicado en el numeral 29.4.

Fundamentándonos en dichos criterios se determinan las derivas máximas de por nivel para ambas direcciones de análisis, así como también se verifica que este valor se multiplique por el 75% del valor del factor de reducción sísmica (R). Y de tal forma se obtenga la deriva inelástica, la cual deberá ser menor que 0.007, a fin de que cumpla con los requerimientos de la Norma E.030. Se recuerda que no se deben modificar los espectros de respuesta con un sismo estático.

Del software se consideran las máximas derivas de cada nivel para cada una de las direcciones de análisis, sin embargo estos valores se deben multiplicar por 0.75 o 0.85 de R.

Tabla 39

Derivas de Entrepiso de Edificación

CALCULO DE DERIVAS			
NIVEL	Load Case/Combo	Dirección	Drift
Losa N: +24.275 (Sobrecorrido)	SISDIN X		0.000381
Losa N: +23.275 (7mo Nivel)	SISDIN X		0.000428
Losa N: +19.950 (6to Nivel)	SISDIN X		0.000776
Losa N: +16.625 (5to Nivel)	SISDIN X		0.000972
Losa N: +13.300 (4to Nivel)	SISDIN X	X	0.001148
Losa N: +9.975 (3er Nivel)	SISDIN X		0.001229
Losa N: +6.650 (2do nivel)	SISDIN X		0.001158
Losa N: +3.325 (1er Nivel)	SISDIN X		0.000736
Losa N: +0.000 (Sótano)	SISDIN X		0.000162

Losa N: +24.275 (Sobrerrecorrido)	SISDIN Y		0.000952
Losa N: +23.275 (7mo Nivel)	SISDIN Y		0.001142
Losa N: +19.950 (6to Nivel)	SISDIN Y		0.001605
Losa N: +16.625 (5to Nivel)	SISDIN Y		0.001739
Losa N: +13.300 (4to Nivel)	SISDIN Y	Y	0.001817
Losa N: +9.975 (3er Nivel)	SISDIN Y		0.001769
Losa N: +6.650 (2do nivel)	SISDIN Y		0.001523
Losa N: +3.325 (1er Nivel)	SISDIN Y		0.000951
Losa N: +0.000 (Sótano)	SISDIN Y		0.000208

Tabla 40*Comprobación de Derivas de Entrepiso*

COMPROBACION DE DERIVAS						Rox =	6
						Roy =	6
NIVEL	DIRECCION X			DIRECCION Y			
	Ro x Ip x Ia	4.5	Verificación	Ro x Ip x Ia	4.5	Verificación	
	Distorsión elástica	Distorsión inelástica		Distorsión elástica	Distorsión inelástica		
Losa N: +24.275 (Sobrerrecorrido)	0.000381	0.00146	BIEN	0.000952	0.00364	BIEN	
Losa N: +23.275 (7mo Nivel)	0.000428	0.00164	BIEN	0.001142	0.00437	BIEN	
Losa N: +19.950 (6to Nivel)	0.000776	0.00297	BIEN	0.001605	0.00614	BIEN	
Losa N: +16.625 (5to Nivel)	0.000972	0.00372	BIEN	0.001739	0.00665	BIEN	
Losa N: +13.300 (4to Nivel)	0.001148	0.00439	BIEN	0.001817	0.00695	BIEN	
Losa N: +9.975 (3er Nivel)	0.001229	0.00470	BIEN	0.001769	0.00677	BIEN	
Losa N: +6.650 (2do nivel)	0.001158	0.00443	BIEN	0.001523	0.00583	BIEN	
Losa N: +3.325 (1er Nivel)	0.000736	0.00282	BIEN	0.000951	0.00364	BIEN	
Losa N: +0.000 (Sótano)	0.000162	0.00062	BIEN	0.000208	0.00080	BIEN	

Pese a que existe una irregularidad en ambas direcciones de análisis, se verifican que las derivas de entrepiso son menores al límite permisible de la norma con valores menores a 0.007.

5.1.2.2.4. DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO

Se calculan los desplazamientos de entrepiso usando las derivas calculadas con el factor de 0.85 por ser irregular. Esta comprobación se determina con la altura de entrepiso de cada nivel.

Tabla 41

Calculo de Desplazamiento de Entrepiso

CALCULO DE DESPLAZAMIENTO						
NIVEL	Load Case/Comb	Dirección	Drift Inelástico	Altura de entrepiso (cm)	Desplazamiento (cm)	Total (cm)
Losa N: +24.275 (Sobrecorrido)	SISDIN X		0.00146	100	0.15	
Losa N: +23.275 (7mo Nivel)	SISDIN X		0.00164	300	0.49	
Losa N: +19.950 (6to Nivel)	SISDIN X		0.00297	332.5	0.99	
Losa N: +16.625 (5to Nivel)	SISDIN X		0.00372	332.5	1.24	
Losa N: +13.300 (4to Nivel)	SISDIN X	X	0.00439	332.5	1.46	8.50
Losa N: +9.975 (3er Nivel)	SISDIN X		0.00470	332.5	1.56	
Losa N: +6.650 (2do nivel)	SISDIN X		0.00443	332.5	1.47	
Losa N: +3.325 (1er Nivel)	SISDIN X		0.00282	332.5	0.94	
Losa N: +0.000 (Sótano)	SISDIN X		0.00062	337.5	0.21	
Losa N: +24.275 (Sobrecorrido)	SISDIN Y		0.00364	100	0.36	
Losa N: +23.275 (7mo Nivel)	SISDIN Y		0.00437	300	1.31	
Losa N: +19.950 (6to Nivel)	SISDIN Y		0.00614	332.5	2.04	
Losa N: +16.625 (5to Nivel)	SISDIN Y		0.00665	332.5	2.21	
Losa N: +13.300 (4to Nivel)	SISDIN Y	Y	0.00695	332.5	2.31	13.90
Losa N: +9.975 (3er Nivel)	SISDIN Y		0.00677	332.5	2.25	
Losa N: +6.650 (2do nivel)	SISDIN Y		0.00583	332.5	1.94	
Losa N: +3.325 (1er Nivel)	SISDIN Y		0.00364	332.5	1.21	
Losa N: +0.000 (Sótano)	SISDIN Y		0.00080	337.5	0.27	

Estos desplazamientos de entrepiso son fundamentales para calcular el desplazamiento objetivo del desempeño sísmico en cada dirección de análisis.

5.1.3. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

5.1.3.1. CORTANTE BASAL MÍNIMA

Es imperativo contar con las sollicitaciones o fuerzas máximas de todos los elementos estructurales de la estructura para realizar el cálculo del análisis no lineal. Por lo tanto, se debe verificar que la fuerza de corte mínima según lo indicado en la norma E. 030 en el artículo 29.4, donde se comparan la cortante basal dinámica y la cortante basal estática.

Una vez hallado el cortante basal estático y cortante basal dinámico, se comprobó que la fuerza cortante basal dinámico posea como mínimo el 80% del cortante basal estático, en caso la estructura sea regular; y mínimo el 90% del cortante basal estático si es irregular, como se muestra a continuación:

Tabla 42

Análisis de Cortantes Dinámicas y Estáticas

CASO DINAMICO				
Nivel	Sismo	Posición	VX	VY
			kgf	kgf
Losa N: +0.000 (Sótano)	SISDIN X Max	Top	532489.12	224688.9
Losa N: +0.000 (Sótano)	SISDIN X Max	Bottom	532489.12	224688.9
Nivel	Sismo	Posición	VX	VY
			kgf	kgf
Losa N: +0.000 (Sótano)	SISDIN Y Max	Top	224689.55	671845.14
Losa N: +0.000 (Sótano)	SISDIN Y Max	Bottom	224689.55	671845.14
CASO ESTATICO				
Nivel	Sismo	Posición	VX	VY
			kgf	kgf
Losa N: +0.000 (Sótano)	SISEST X	Top	-1051029.22	0.0021
Losa N: +0.000 (Sótano)	SISEST X	Bottom	-1051029.22	0.0021
Nivel	Sismo	Posición	VX	VY
			Kgf	kgf
Losa N: +0.000 (Sótano)	SISEST Y	Top	-0.25	-1051029.22
Losa N: +0.000 (Sótano)	SISEST Y	Bottom	-0.25	-1051029.22

Verificado las fuerzas cortantes de entrepiso, es necesario realizar la calibración del sismo dinámico.

Tabla 43

Verificación de Sismo Dinámico y Estático

COMPARACION ENTRE LAS CORTANTES ESTÁTICA Y DINÁMICA								
Nivel	Caso de Carga	Cortante Dinámica (CD)		Cortante Estática (CE)		Comparación CD/CE	0.9*CE (Irregular)	Factor E/D
		Cortante X	Cortante Y	Cortante X	Cortante Y			
		tonf	tonf	tonf	tonf			
Losa N: +0.000 (Sótano)	Sismo X	532.49		1051.03		0.51	945.93	1.78
Losa N: +0.000 (Sótano)	Sismo Y		671.85		1051.03	0.64	945.93	1.41
Entonces en X:	Se debe escalar multiplicando al Sismo en X por el factor obtenido							
Entonces en Y:	Se debe escalar multiplicando al Sismo en Y por el factor obtenido							

En la dirección de análisis “X” la estructura se determinó como irregular, por esta razón el factor de corrección se multiplica por 0.90, así también en “Y” se multiplica por 0.90 por ser considerada irregular. Se determina que en la dirección de análisis “X” la fuerza cortante por el sismo dinámico es un 51% de la fuerza cortante estática y para la dirección de análisis “Y” la fuerza cortante por el sismo dinámico es un 64% de la fuerza cortante estática.

Se observa que no se cumplen con los criterios exigidos en el Artículo 29.4 de la Norma E.030 “Fuerza cortante mínima”, se debe calibrar y aumentar la aceleración de la gravedad en caso de que el sismo sea dinámico.

Tabla 44

Factores de Corrección de Sismos

Factores de Corrección de Sismos				
SISMO	Factor Inicial	Factor E/D	Factor escalar perpendicular	Factor escalar ortogonal
X	9.81	1.78	17.4268	11.6178
Y	9.81	1.41	13.8119	9.2080

Estas modificaciones se definen en el software, considerando los factores de escala calculados para la respuesta lateral y ortogonal en la dirección Z, que vienen a ser los 2/3 de la misma fuerza.

Figura 66

Calibración de Espectro de Respuesta en Dirección X-X

Load Case Data

General

Load Case Name: SISDIN X [Design...]

Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]

Mass Source: Previous (MASA SISMICA)

Analysis Model: Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	ESP X	17.4268
Acceleration	U3	ESP X	11.6178

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Modal Load Case: MODAL

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: []

Rigid Frequency, f2: []

Periodic + Rigid Type: []

Earthquake Duration, td: []

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor: []

Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figura 67*Calibración de Espectro de Respuesta en Dirección Y-Y*

Load Case Data

General

Load Case Name: SISDIN Y [Design...]

Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]

Mass Source: Previous (MASA SISMICA)

Analysis Model: Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	ESP Y	13.8119
Acceleration	U3	ESP Y	9.2080

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Modal Load Case: MODAL

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: []

Rigid Frequency, f2: []

Periodic + Rigid Type: []

Earthquake Duration, td: []

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor: []

Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

En este caso se conservó el método de combinación modal, CQC o combinación cuadrática completa, así como el valor de la excentricidad accidental, que está establecido en el Artículo 28.5 de la Norma E.030 como el 0.05 (5%) veces el valor de la longitud de la estructura del edificio en la dirección ortogonal a la dirección de análisis.

5.1.3.2. ASIGNACIÓN DE RIGIDECES EFECTIVAS

Para esta etapa del análisis se deben definir las rigideces efectivas, las cuales representan a las secciones confinadas de los elementos estructurales. Según el artículo 10.11 de la Norma E.060, se determinan los momentos magnificados tomando en cuenta los mismos factores de reducción de rigidez para todos los elementos estructurales del edificio

Momentos de inercia:

Vigas : 0.35 I_g

Columnas : 0.70 I_g

Muros no agrietados : 0.70 I_g

Muros agrietados : 0.35 I_g

Losas planas sin vigas : 0.25 I_g

La norma ASCE/SEI 41-17, por otro lado recomienda aplicar factores de modificación a las rigideces, de acuerdo con la Tabla 45:

Tabla 45

Asignación de Rigideces Efectivas en Elementos Estructurales

Table 10-5. Effective Stiffness Values

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

^a For T-beams, I_g can be taken as twice the value of I_g of the web alone. Otherwise, I_g should be based on the effective width as defined in Section 10.3.1.3.

^b For columns with axial compression falling between the limits provided, flexural rigidity shall be determined by linear interpolation. If interpolation is not performed, the more conservative effective stiffnesses shall be used. An imposed axial load N_{UG} is permitted to be used for stiffness evaluations.

^c See Section 10.7.2.2.

Esta asignación en basa en la definición de las secciones de los elementos estructurales.

Figura 68

Asignación de Rigideces Efectivas en Vigas

Property/Stiffness Modifiers for Analysis	
Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	0.4
Shear Area in 3 direction	0.4
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	0.3
Moment of Inertia about 3 axis	0.3
Mass	1
Weight	1

OK Cancel

5.1.3.3. DEFINICIÓN DE SECCIONES CON ACERO ESTRUCTURAL

En un análisis no lineal estático o dinámico, se debe considerar el aporte de las secciones de acero de refuerzo de todos los elementos estructurales sometidos a distintos tipos de carga, ya sean de flexión, corte o flexo compresión. Para determinar el área de acero en los elementos estructurales, se tomará como referencia los planos estructurales, así mismo esta área también servirá para definir las rotulas plásticas y determinar la capacidad estructural de la edificación.

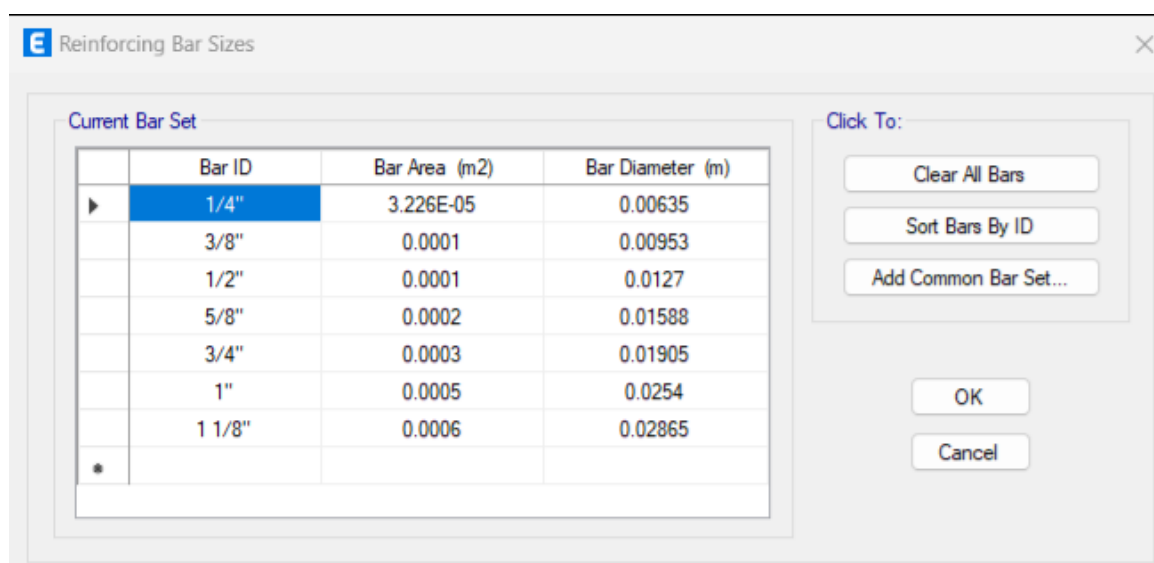
5.1.3.3.1. VIGAS ESTRUCTURALES

La cantidad de acero en las vigas de concreto armado se determinan al inicio y al final del tramo, tal como se especifica en los planos estructurales. Para obtener el área de acero de refuerzo, se toman los valores brindados por la empresa siderúrgica de “Aceros Arequipa”, los mismos que son tomados desde el Documento Técnico, y resumidos en la Tabla 46.

Tabla 46*Secciones y Diámetros de Acero Comercial*

AREA DE ACEROS			
Varilla	Diámetro (in)	Radio (cm)	Área (cm ²)
#2	1/4	0.32	0.31
#3	3/8	0.47	0.71
#4	1/2	0.63	1.29
#5	5/8	0.79	1.99
#6	3/4	0.95	2.84
#7	7/8	1.10	3.87
#8	1	1.26	5.01

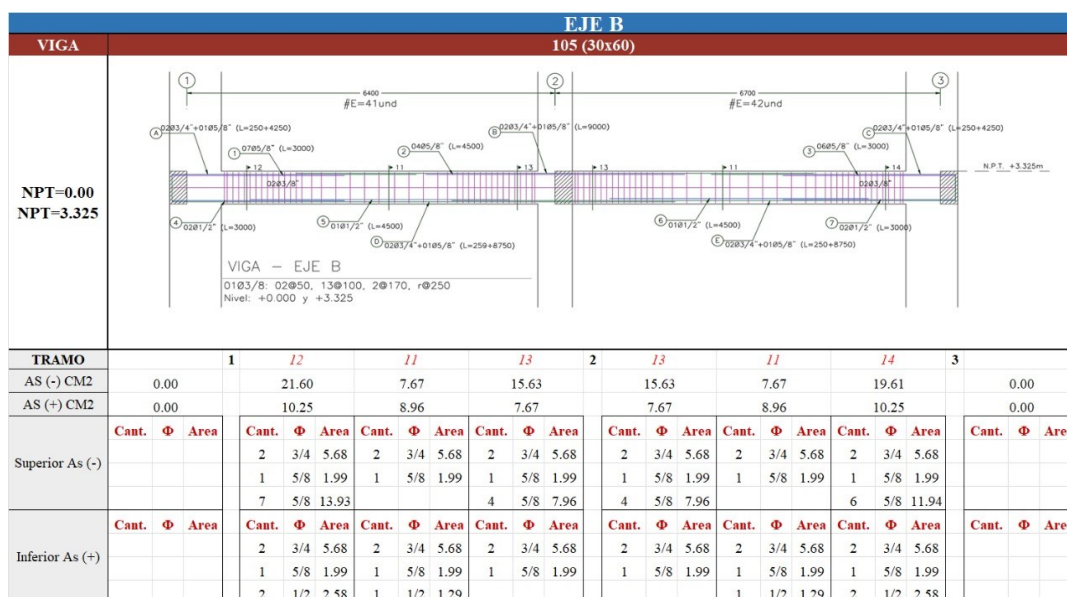
Se deben colocar estas diámetros y áreas de acero en el software ETABS.

Figura 69*Definición de Secciones de Acero en ETABS*

El cálculo del área de acero para las vigas se realizó de forma siguiente:

Figura 70

Distribución de Acero de Refuerzo en Viga



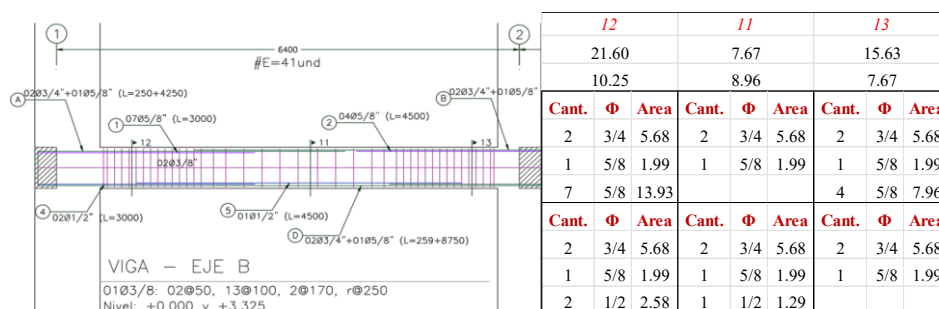
Considerando la distribución de acero en los planos estructurales se procede a analizar cada viga por tramos, tal como se presenta en la distribución de acero de refuerzo de la viga V105 que cuenta con las medidas de 30x60 cm ubicada en el sótano. Como ejemplo tomaremos un tramo inicial entre los ejes 1-2 y un tramo final comprendido entre los ejes 2-3.

El cálculo del acero de refuerzo en las demás vigas se muestra en los anexos de la presente investigación.

Para el tramo en estudio correspondiente a los ejes 1-2, se determina la siguiente distribución en las varillas de acero de refuerzo.

Figura 71

Cálculo del Área de Acero en Vigas Tramo I-2



Para realizar el cálculo del momento de curvatura de las secciones en el software ETABS, es necesario contar con el área de acero superior e inferior en cada extremo de la viga. Si se tiene el caso de que se obtenga una combinación de diferentes diámetros de las varillas de refuerzo se coloca la suma de los aceros calculados, así como de la siguiente forma:

Figura 72

Asignación de Acero en Vigas

Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

P-M2-M3 Design (Column)

M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: FY 4200

Confinement Bars (Ties): FY 4200

Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid

Top Bars: 0.04 m

Bottom Bars: 0.04 m

Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams

Top Bars at I-End: 0.00216 m²

Top Bars at J-End: 0.001025 m²

Bottom Bars at I-End: 0.001563 m²

Bottom Bars at J-End: 0.000767 m²

OK Cancel

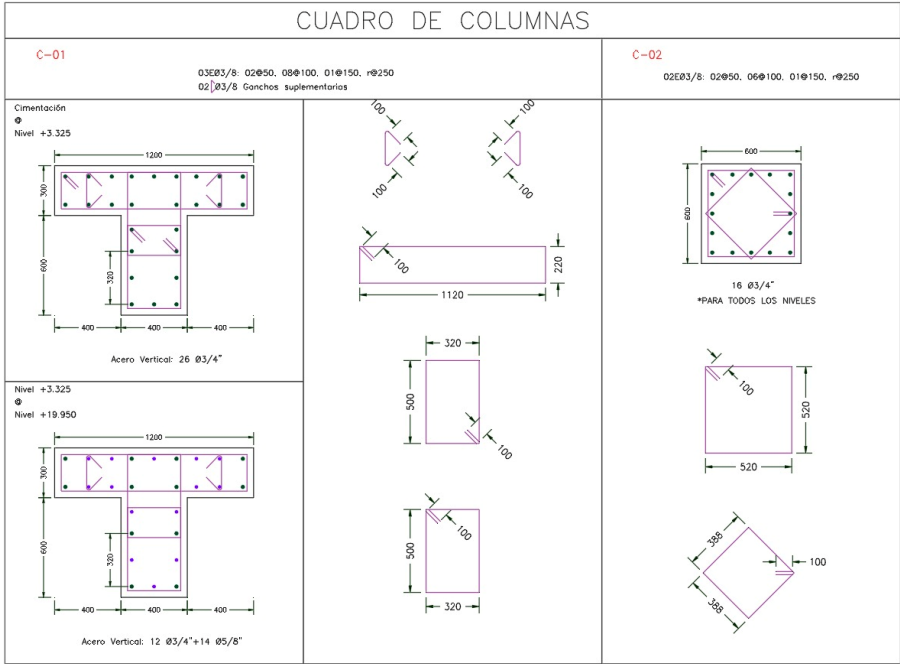
5.1.3.3.2. COLUMNAS ESTRUCTURALES

Del mismo modo que las vigas, se calcula de manera uniforme la cantidad de acero de refuerzo a lo largo de toda la longitud del elemento. Además, se considera una separación de

estribos promedio de 12.5 cm. Existen dos distribuciones de acero para las columnas, las cuales están definidas en el software según lo siguiente:

Figura 73

Cuadro de Columnas de Edificación



Se determina el diámetro, área y separación promedio de las barras de refuerzo para las dos distribuciones diferentes por cada nivel de entrepiso.

Figura 74

Asignación de Distribución de Acero de Columna Tipo T en el sótano

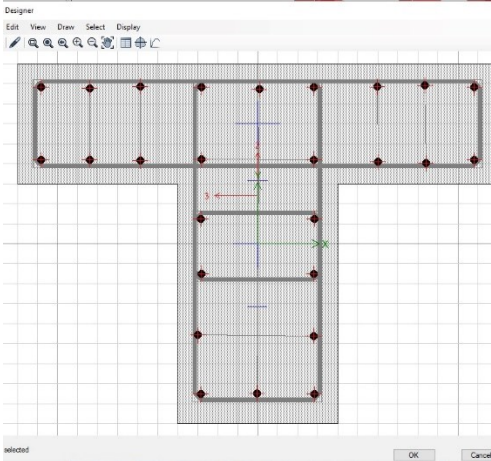
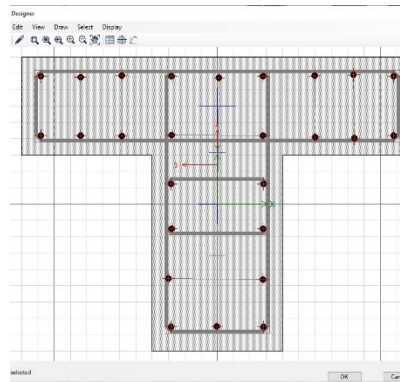
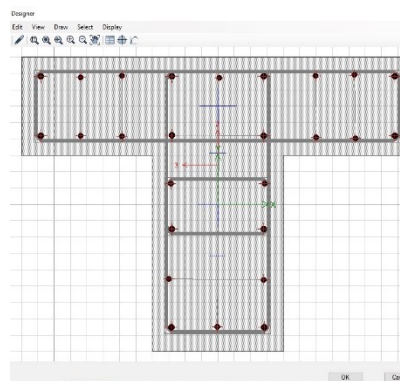


Figura 75

Asignación de Distribución de Acero de Columna Tipo T en el sótano

**Figura 76**

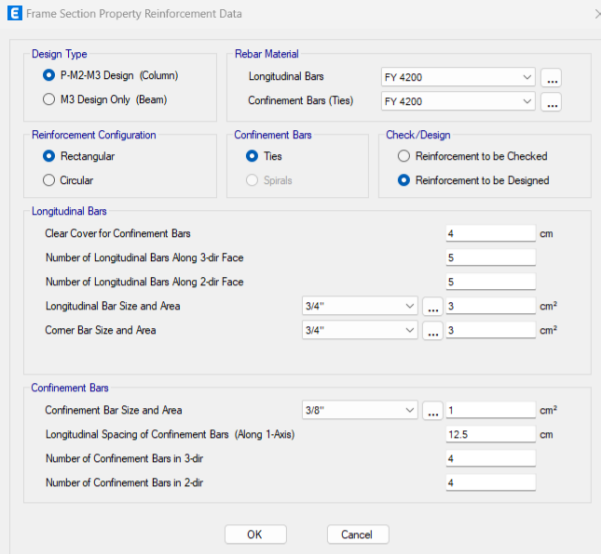
Asignación de Distribución de Acero de Columna Tipo T desde el primer nivel



Por otra parte, al igual que en las columnas tipo T se debe determinar la sección de acero dentro de la columna rectangular de la siguiente forma:

Figura 77

Asignación de Distribución de Acero de Columna Cuadrada



Luego de generar cada sección con su respectiva distribución de acero, se les asignan las características correspondientes a los elementos de la siguiente manera:

Figura 78

Asignación de Secciones de Viga y Columna con Acero de Refuerzo

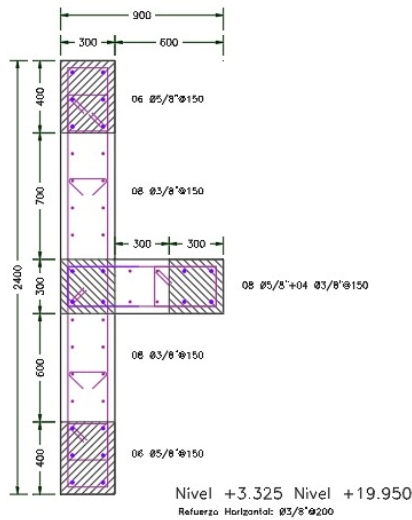
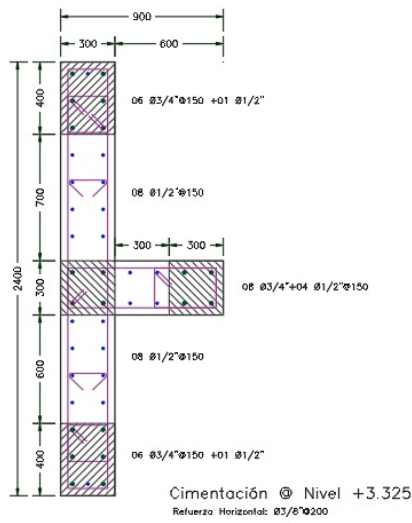


5.1.3.3.3. MUROS DE CORTE

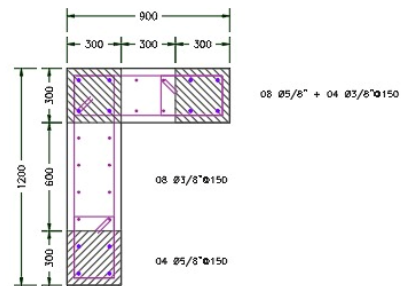
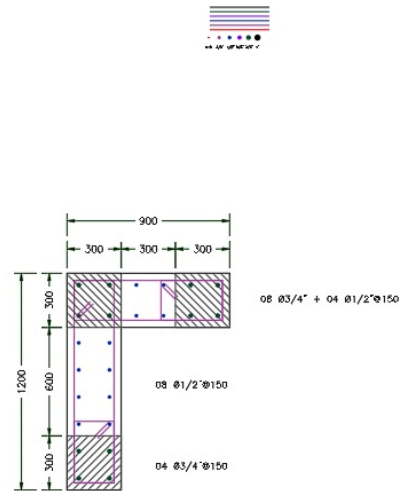
Se determina la distribución del refuerzo de acero en las placas o muros de corte considerando los miembros de borde y el acero longitudinal de cada elemento, para el análisis no lineal.

Figura 79

Distribución de Acero de Refuerzo en Placas



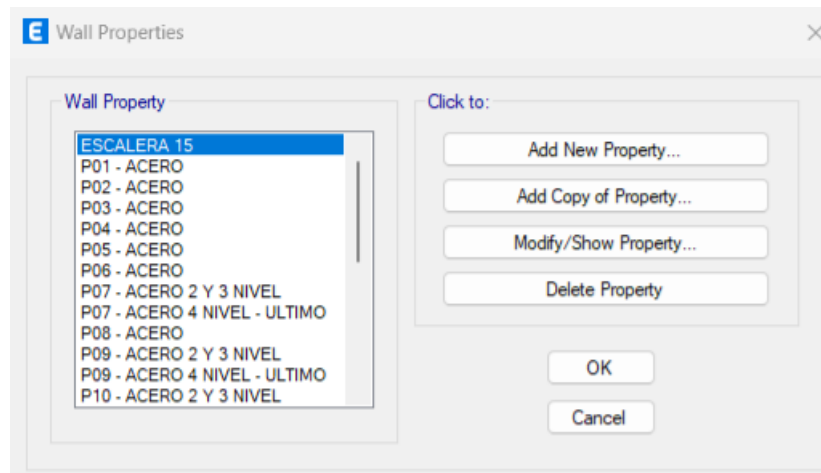
MURO CORTE W-1A
Esc: 1/25



MURO CORTE W-2A
Esc: 1/25

Figura 80

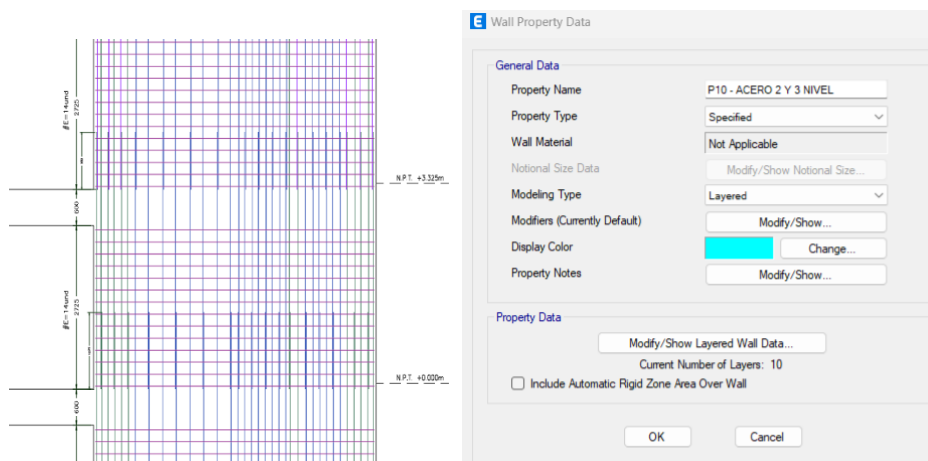
Definición de Secciones Tipo Wall con Acero de Refuerzo



Cuando un muro posee una distribución uniforme en el acero de refuerzo, se toma como una única placa. Pero, cuando el muro posee una distribución diferente en el alma y en la distribución interior, se crean secciones: una para el miembro de borde y otra para la distribución dentro del muro. En el siguiente gráfico se muestra la asignación de la placa P10:

Figura 81

Área de Acero en Muros de Corte



Los muros se modelaron como tipo LAYERED con el fin de asignar los diámetros de acero longitudinal de ϕ 5/8" en toda la placa, con una separación cada 20 cm aproximadamente. Los aceros transversales serán asignados con un diámetro de ϕ 3/8", con una separación a cada

15 cm aproximadamente en promedio. Estos datos son definidos en el software de la siguiente forma:

Figura 82

Modelado de Muro de Corte en Layered

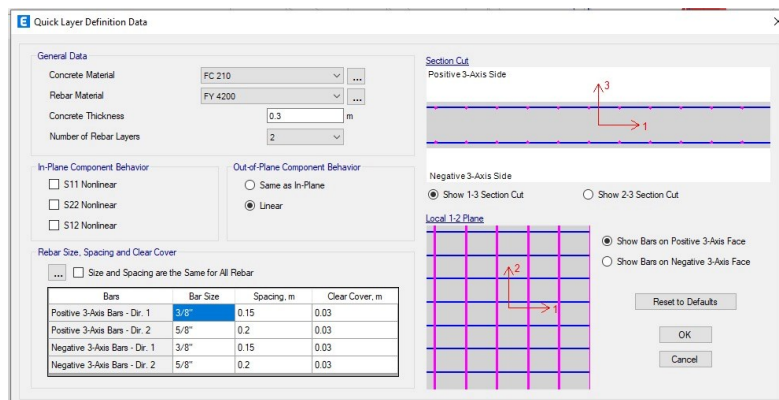
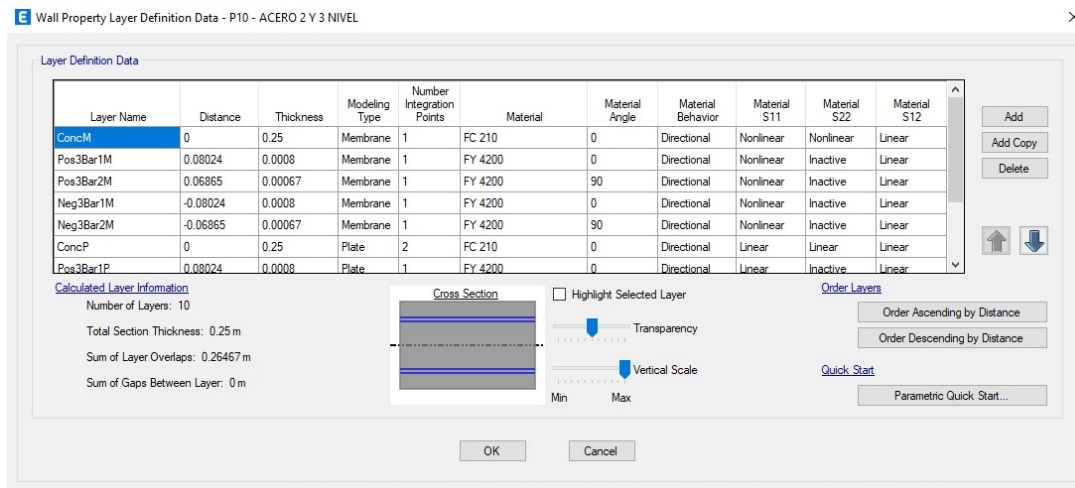


Figura 83

Definición de Muros de Corte con Acero de Refuerzo



5.1.3.4. ROTULAS PLÁSTICAS

Para esta etapa del análisis se deben determinar las rotulas plásticas esperadas para cada elemento estructural sometidos a esfuerzos de compresión, flexión, flexo compresión y otros.

5.1.3.4.1. MODELO DE COMPORTAMIENTO DE VIGAS

Se determinan las rotulas plásticas según las fuerzas cortantes y momentos de la envolvente, cabe resaltar, que estos esfuerzos provienen del análisis elástico hasta llegar a la calibración de los sismos. Para calcular las vigas que están sometidos a esfuerzos de flexión, se realizó un cálculo manual de acuerdo con lo indicado en el ASCE/SEI 41-17, en donde mediante las fuerzas actuantes obtenemos la fuerza cortante. Para este análisis se define un elemento representativo, en el nivel de sótano entre el eje B-C del eje 2.

Figura 84

Viga Representativa para Calculo Manual de Rotula Plástica

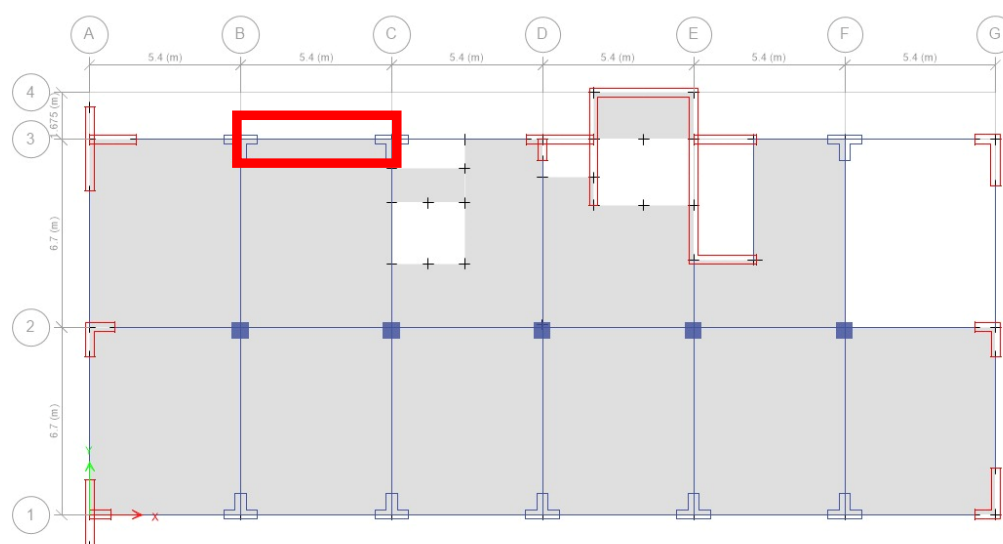
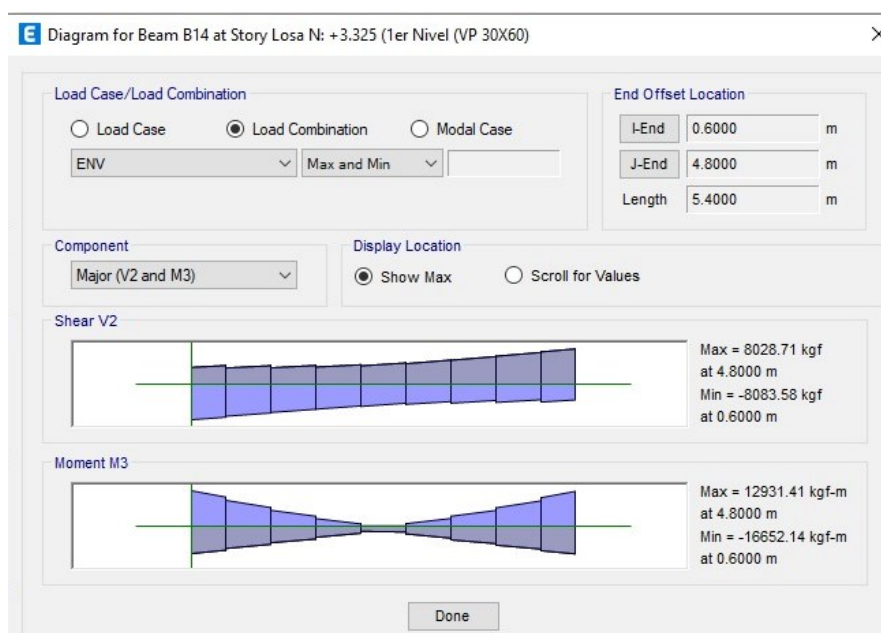


Figura 85

Envolvente de Viga



En este análisis se debe contar con la geometría de la viga, así como con la cantidad de acero de refuerzo diseñado en la estructura.

Tabla 47

Datos Geométricos y Acero de Viga

DATOS GEOMETRICOS		DATOS PARTICULARES	
b(cm)=	30	ϵ_{cu}=	0.003
h(cm)=	60	$A_s(\text{cm}^2)$ =	10.25
d'(cm)=	5	ϵ_y=	0.0020
d(cm)=	55	$A_s'(\text{cm}^2)$ =	10.25
CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES			
$f'_c(\text{kg/cm}^2)$ =	210	$E_c(\text{kg/cm}^2)$ =	217371
$f_y(\text{kg/cm}^2)$ =	4200	n=	9.20
$E_s(\text{kg/cm}^2)$ =	2000000	$A_{smin}(\text{cm}^2)$ =	5.6
β_1=	0.85	$1.05 \cdot f'_c/1400$	0.85
$0.65 \leq \beta_1 \leq (1.05 \cdot f'_c/1400)$		0.85	

Como primer paso se calcula las cuantías balanceadas de tracción y compresión, de tal forma que se compruebe el primer dato de entrada para usar las tablas de la Norma ASCE/SEI 41-17.

Tabla 48

Calculo de Cuantías Balanceadas, Compresión y Tracción

Determinación de cuantías: Balaceada, en compresión y en tracción		
fb	6000	Esfuerzo último del acero de refuerzo
Cuantía Balanceada	Cuantía a tracción	Cuantía a compresión
$\rho_b := \frac{0.85 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \left(\frac{fb}{fb + f_y} \right)$	$\rho := \frac{A_s}{b \cdot d}$	$\rho' := \frac{A'_s}{b \cdot d}$
$\rho_b =$	0.021	$\rho =$
		0.004
	$\rho' =$	0.004
	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b} =$	0.000
		Primer parámetro

El primer parámetro determinado con relación a las cuantías es de 0.000. A continuación, se verificará si la sección es conforme (C) o no conforme (NC), en este segundo parámetro es necesario verificar la separación de estribos y el área de refuerzo de corte. Como se muestra a continuación:

Tabla 49

Verificación de Sección Conforme y No Conforme

ACERO EN CORTE			FUERZA CORTANTE		
Separación cm	Diámetro	Área			
Av	10	3/8	1.420	$V_s := \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{sep}$	32802 kgf
					32.802 tnf
				Fuerza actuante (Vcal)	8083.58 kgf
	$sep \leq \frac{d}{3}$	d/3	Condición		F.C
		18.33	Conforme	$\frac{V_{ACT}}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c}}$	1.193
Verificación	$V_s > \frac{3}{4} V_{cal}$	3/4 Vcal	Condición		Resultado
		6062.68 kgf	Conforme		0.900

Una vez determinado el segundo parámetro, se calculan los valores de a, b y c, así como también los valores esperados de desempeño para el elemento de IO, LS y CP. Estos últimos corresponden a la relación entre los valores de las rotaciones de fluencia y rotación última de la sección, definidas mediante tablas que determinan el diagrama momento-rotación de las

secciones. Estas tablas indican las relaciones entre los valores de los puntos esperados de la sección.

Figura 86

Obtención de Relaciones de Curvatura Momento Positivo

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a				
	Plastic Rotation Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle (radians)				
	a	b		IO	LS	CP		
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\frac{V}{P_{\text{fact}}}$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V^d}{b_w d \sqrt{f_c}}$						
≤ 0.0	C	≤ 3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear ^b								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

Note: f_c in lb/in^2 (MPa) units.

^a Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

^b Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

^c "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at $\leq d/3$, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_h) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.

^d V is the design shear force from NSP or NDP.

Tabla 50

Determinación de Parámetros de Modelo y Criterios de Aceptación

	Cuantías	a	b	c	IO	LS	CP
Límite superior	0	0.025	0.05	0.2	0.01	0.025	0.05
Valor	0.00	0.0250	0.0500	0.2000	0.010000	0.025000	0.050000
Límite inferior	0.5	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03

Los resultados de estos valores se comprueban con el valor asignado de forma automática por el software ETABS, con los datos de la fuerza cortante y la relación de cuantías o área de acero de acuerdo con el acero asignado del elemento.

Figura 87*Asignación Automática de Rotulas Plásticas en Vigas*

The screenshot shows the 'Auto Hinge Assignment Data' dialog box with the following settings:

- Auto Hinge Type:** From Tables In ASCE 41-17
- Select a Hinge Table:** Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i
- Degree of Freedom:** M3 (selected)
- Hysteresis Type:** isotropic
- V Value From:** Case/Combo (selected), ENV
- Reinforcing Ratio ($p - p'$) / $p_{balanced}$:** From Current Design (selected)
- Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity:** Drops Load After Point E (selected)

En la siguiente figura se muestran los parámetros que fueron asignados de forma automática por el software en función del acero de refuerzo obtenido. Se puede comprobar que las rotaciones son exactamente iguales a los que fueron calculados manualmente, así como también se comprueba lo mismo en los criterios de aceptación IO, LS y CP.

Figura 88

Parámetros de Modelado y Criterios de Aceptación

E Hinge Property Data for B14H13 - Moment M3

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0.2	-0.05
D-	-0.2	-0.02525
C-	-1.53808	-0.025
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.53808	0.025
D	0.2	0.02525
E	0.2	0.05

Symmetric

Additional Backbone Curve Points

BC - Between Points B and C

CD - Between Points C and D

Scaling for Moment and Rotation

Use Yield Moment Moment SF: Positive: Negative: kgf-m

Use Yield Rotation (Steel Objects Only) Rotation SF: Positive: Negative:

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

Immediate Occupancy Positive: Negative:

Life Safety Positive: Negative:

Collapse Prevention Positive: Negative:

Show Acceptance Criteria on Plot

Type

Moment - Rotation

Moment - Curvature

Hinge Length:

Relative Length

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Hysteresis Type and Parameters

Hysteresis:

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

OK Cancel

El valor de 22386 kgf-m se refiere al momento resistente en función de la cantidad de acero definido ($AS = 10.25 \text{ cm}^2$). Se determina el momento último por el punto C y se considera como 1.538 veces el momento de fluencia. Según la tabla 10-7 el ASCE 41-13 Los valores de a, b y c definen los puntos C, D y E.

La asignación automática de cada viga se realiza en función de la relación de su luz libre. Esta distancia guarda una relación directa con la longitud plástica, por lo que se recomienda que su valor se mantenga dentro del rango de 0.1 a 0.9 para garantizar un desempeño adecuado.

Figura 89*Asignación de Longitud Plástica de Vigas*

Hinge Property	Location Type	Relative Distance	Distance from End m
Auto	Relative to clear length	0.9	
Auto M3	Relative to clear length	0.9	
Auto M3	Relative to clear length	0.1	

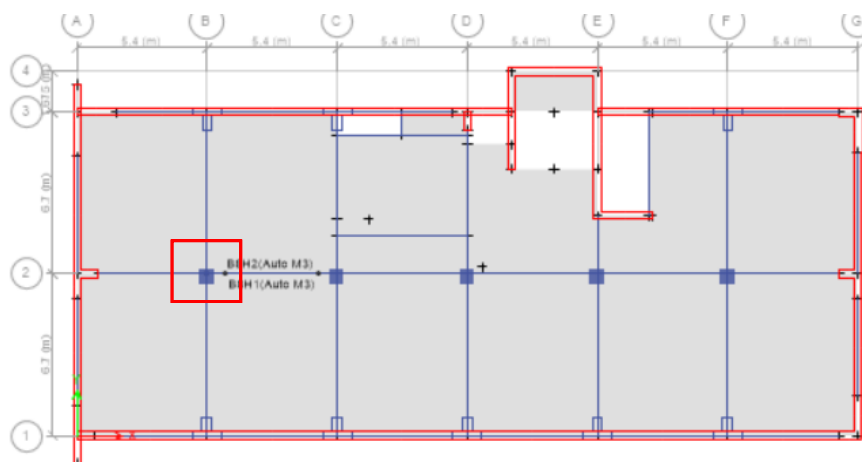
Auto Hinge Assignment Data

Type: From Tables In ASCE 41-17
Table: Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i
DOF: M3, Isotropic hysteresis

Modify/Show Auto Hinge Assignment Data...

5.1.3.4.2. MODELO DE COMPORTAMIENTO DE COLUMNAS

Se determinan las rotulas plásticas en función a las fuerzas cortantes y momentos envolventes, es necesario precisar que, estos esfuerzos son determinados en el análisis elástico hasta llegar a la calibración de los sismos que es punto inicial para continuar con el análisis estático no lineal. Para este análisis se optó como muestra la columna ubicada en el eje 2-B del nivel del sótano.

Figura 90*Rotula Plásticas en Columnas*

De conformidad a la Norma ASCE 41-17, la capacidad máxima que puede soportar la columna se calcula en función a un porcentaje de la sección de la columna (entre 0 y 60%) de acuerdo con las características y propiedades físicas y mecánicas de los componentes de la columna mostradas en la Tabla 51 y Tabla 52:

Tabla 51*Datos Geométricos de Columna*

DATOS GEOMETRICOS		DATOS PARTICULARES	
b(cm)=	60	ϵ_{cu}=	0.003
h(cm)=	60	$A_s(\text{cm}^2)$ =	45.44
d'(cm)=	5	ϵ_y=	0.0020
d(cm)=	55	Área Sección	0.360

Tabla 52*Características de los Materiales de Columna*

CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES			
$f'_c(\text{kg/cm}^2)$ =	210	$E_c(\text{kg/cm}^2)$ =	217371
$f_y(\text{kg/cm}^2)$ =	4200	n=	9.20
$E_s(\text{kg/cm}^2)$ =	2000000	$A_{smin}(\text{cm}^2)$ =	11.00
β_1=	0.85		

Tabla 53

Cargas y Porcentajes de Esfuerzo de Sección de Columna

Sección	Carga axial	% de carga
P1	75.600	0.10* Ag* fc
P2	113.400	0.15* Ag* fc
P3	151.200	0.20* Ag* fc
P4	189.000	0.25* Ag* fc
P5	226.800	0.30* Ag* fc
P6	264.600	0.35* Ag* fc
P7	302.400	0.40* Ag* fc
P8	340.200	0.45* Ag* fc
P9	378.000	0.50* Ag* fc
P10	415.800	0.55* Ag* fc
P11	453.600	0.60* Ag* fc

Figura 91

Obtención de Relaciones de Curvatura de Columnas no Circulares

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns Other Than Circular with Spiral Reinforcement or Seismic Hoops as Defined in ACI 318

Modeling Parameters	Acceptance Criteria		
	Plastic Rotation Angle (radians)		
	Performance Level		
Plastic Rotation Angles, <i>a</i> and <i>b</i> (radians)	IO	LS	CP
Residual Strength Ratio, <i>c</i>			
Columns not controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^d			
$a = \left(0.042 - 0.043 \frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} + 0.63 \rho_t - 0.023 \frac{V_{yE}}{V_{CoIOE}} \right) \geq 0.0$	0.15 <i>a</i> ≤ 0.005	0.5 <i>b</i> ^b	0.7 <i>b</i> ^b
For $\frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} \leq 0.5$ $b = \frac{0.5}{5 + \frac{N_{UD}}{0.8 A_g f_{cE}} \frac{1}{\rho_t} \frac{f_{cE}}{f_{yIE}}} - 0.01 \geq a^a$			
$c = 0.24 - 0.4 \frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} \geq 0.0$			
Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^c			
$a = \left(\frac{1}{8} \frac{\rho_t f_{yIE}}{\rho_t f_{yIE}} \right) \geq 0.0$ $\leq 0.025^d$	0.0	0.5 <i>b</i>	0.7 <i>b</i>
$b = \left(0.012 - 0.085 \frac{N_{UD}}{A_g f_{cE}} + 12 \rho_t^e \right) \geq a$ ≤ 0.06			
$c = 0.15 + 36 \rho_t \leq 0.4$			

Notes: ρ_t shall not be taken as greater than 0.0175 in any case nor greater than 0.0075 when ties are not adequately anchored in the core. Equations in the table are not valid for columns with ρ_t smaller than 0.0005.

V_{yE}/V_{CoIOE} shall not be taken as less than 0.2.

N_{UD} shall be the maximum compressive axial load accounting for the effects of lateral forces as described in Eq. (7-34). Alternatively, it shall be permitted to evaluate N_{UD} based on a limit-state analysis.

^a *b* shall be reduced linearly for $N_{UD}/(A_g f_{cE}) > 0.5$ from its value at $N_{UD}/(A_g f_{cE}) = 0.5$ to zero at $N_{UD}/(A_g f_{cE}) = 0.7$ but shall not be smaller than *a*.

^b $N_{UD}/(A_g f_{cE})$ shall not be taken as smaller than 0.1.

^c Columns are considered to be controlled by inadequate development or splices where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-1a) or (10-1b). Modeling parameter for columns controlled by inadequate development or splicing shall never exceed those of columns not controlled by inadequate development or splicing.

^d *a* for columns controlled by inadequate development or splicing shall be taken as zero if the splice region is not crossed by at least two tie groups over its length.

^e ρ_t shall not be taken as greater than 0.0075.

Se establece las rotulas plásticas para un 30% y 60% de la capacidad de la columna

Figura 92

Fuerzas Axiales para Rotulas Plásticas en Columnas

Axial Forces for C6H1 - Interacting P-M2-M3

This Number of Axial Force Values is Specified

Number of Axial Forces: 3

Axial Force Data

	Force tonf
1	-453.6
2	-226.8
3	0

Order Rows

OK

Cancel

Figura 93

Definición de Rotula Plástica de Columna a un 30% de Capacidad

Moment Rotation Data for C6H1 - Interacting P-M2-M3

Select Curve

Axial Force: -226.8 Angle: 0 Curve #5

Moment Rotation Data for Selected Curve

Point	Moment/Yield Mom	Rotation/SF
A	0	0
B	1	0
C	2.17725	0.024916
D	0.10168	0.025165
E	0.10168	0.036696

Note: Yield moment is defined by interaction surface

Copy Curve Data Paste Curve Data

3D View

Plan: 315 deg Axial Force: -226.8 tonf

Elevation: 35 deg Hide Backbone Lines

Aperture: 0 deg Show Acceptance Criteria

Show Thickened Lines

Highlight Current Curve

Moment Rotation Information

Symmetry Condition: None

Number of Axial Force Values: 3

Number of Angles: 4

Total Number of Curves: 12

Angle is Moment About

0 degrees = About Positive M2 Axis

90 degrees = About Positive M3 Axis

180 degrees = About Negative M2 Axis

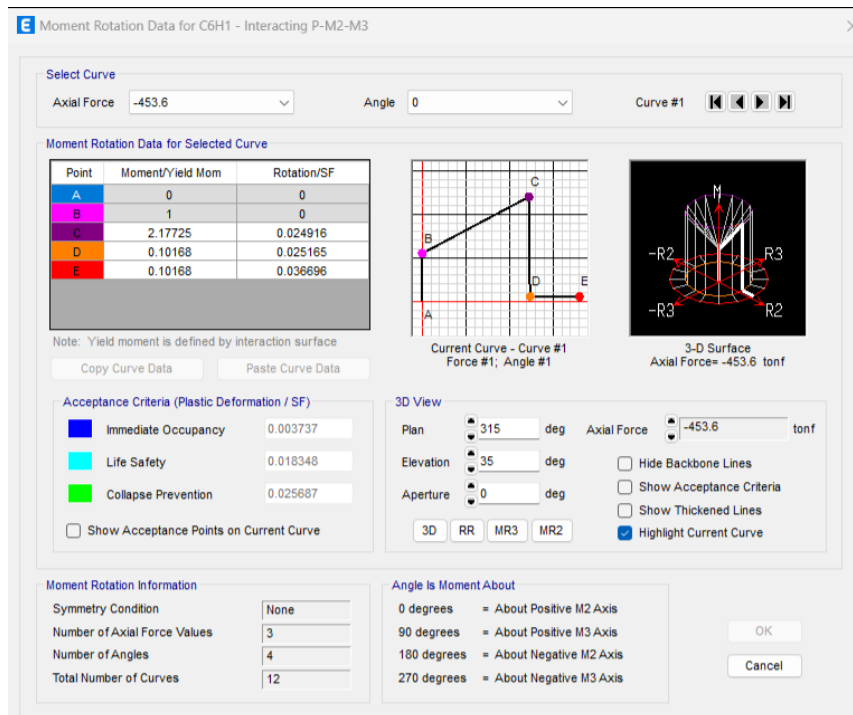
270 degrees = About Negative M3 Axis

OK

Cancel

Figura 94

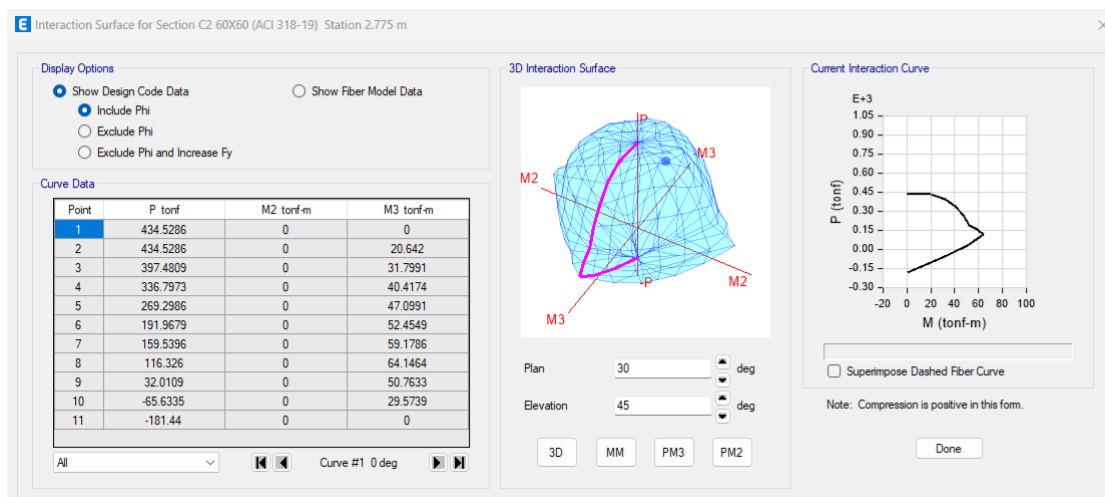
Definición de Rotula Plástica de Columna a un 60% de Capacidad



Las fuerzas máximas a compresión y flexión se obtienen del diagrama de interacción

Figura 95

Diagrama de Interacción de Columnas

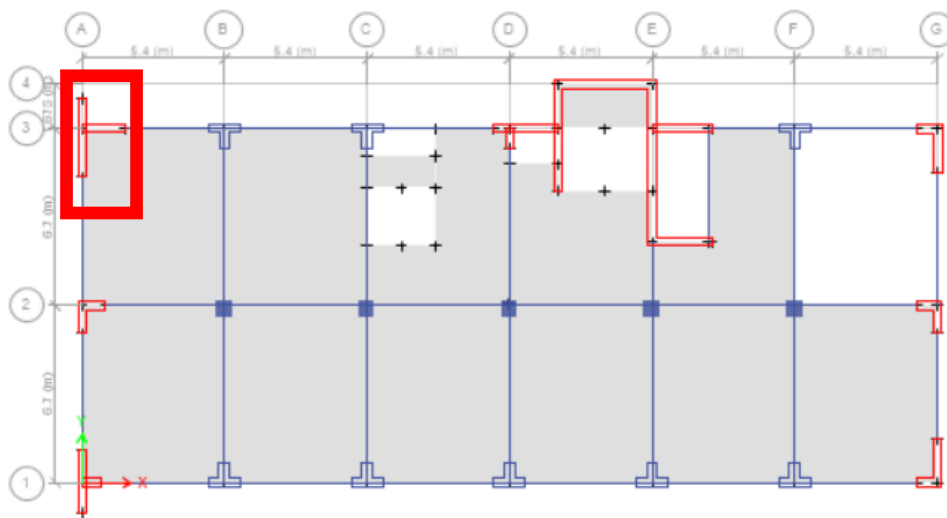


5.1.3.4.3. MODELO DE COMPORTAMIENTO DE MUROS DE CORTE

Para la asignación de rotulas plásticas en muros de concreto se realizó por un modelo por fibras. Este modelo se basa en los porcentajes de secciones de acero y concreto que se encuentren dentro del muro. Se optó como muestra el muro de corte ubicado en el eje A-3:

Figura 96

Muro de Corte a Definir Rotula Plástica



Se asigna el refuerzo del muro de corte de la siguiente manera:

Figura 97

Refuerzo de Muro de Corte para Rotulas Plásticas

Wall Design Type

Pier
 Spandrel

Rebar Material and Clear Cover

Material Flexure: FY 4200
Material Shear: FY 4200
Bar Clear Cover: 0.04 m

Rebar Layout

Geometry

Start X (m)	Start Y (m)	End X (m)	End Y (m)	Length (m)	Thickness (m)	Start Zone Size (m)	End Zone Size (m)
0	-1.15	0	1.25	2.4	0.3	0.5	0.5

Reinforcement

Flexural Detail - Each Face

Station	Bar Size	Bar Spacing (m)	Number of Bars
Start	3/4"		4
Center	1/2"	0.15	9
End	3/4"		4

Flexural Detail (Additional Individual Bars)

Material	Distance (m)	Area (m ²)
*		

Shear/Confinement Detail

Station	Bar Size	Bar Spacing (m)	Confined
Start	3/8"	.125	Yes
Center	3/8"	.125	Yes
End	3/8"	.125	Yes

OK Cancel

Para obtener las longitudes plásticas y posición de falla en los muros de corte se realizó un cálculo haciendo uso de la siguiente ecuación:

$$l_p = \alpha * 0.8 * l_w + \beta * h_w$$

Según los autores Paulay y Priestley las variables α y β toman valores de 0.5 y 0.44 respectivamente. Además, l_w es el largo de muro y h_w la altura de muro, que luego de reemplazar los datos se obtiene las longitudes plásticas mostradas en la Tabla 54.

Tabla 54*Determinación de Longitudes Plásticas de Muros de Corte*

Longitudes Plásticas de Muros de Corte			
Muro	hw (m)	lw (m)	Lp (m)
P-01	23.325	3	11.463
P-02	23.325	1.5	10.863
P-03	23.325	1.2	10.743
P-04	23.325	0.9	10.623
P-05	23.325	2.4	11.223
P-06	23.325	1.5	10.863
P-07	23.325	2.3	11.183
P-08	23.325	0.6	10.503
P-09	23.325	4.15	11.923
P-10	23.325	3.85	11.803
P-11	23.325	6.3	12.783
P-12	23.325	2.1	11.103
P-13	23.325	2.1	11.103
P-14	23.325	0.9	10.623
P-15	23.325	1.8	10.983
P-16	23.325	0.9	10.623
P-17	23.325	1.2	10.743
P-18	23.325	1.8	10.983
P-19	23.325	0.9	10.623

Para la determinación de las longitudes plásticas en muros de corte se toma una altura promedio, este resultado fue de 11.09 metros, esta altura se encuentra entre el tercer y cuarto nivel, aproximadamente hasta el NPT + 9.975 m, hasta donde fueron asignadas las rotulas plásticas.

5.1.3.5. ANALISIS PUSH OVER

El análisis Push Over se basa en la aplicación de cargas laterales de manera secuencial a la edificación hasta lograr que las rotulas plásticas dependen de la relación entre la sección de concreto y el acero de refuerzo.

5.1.3.5.1. PATRON DE CARGA LATERAL

El patrón de cargas laterales para definir el comportamiento no lineal de la edificación está en función de los modos de vibración en la dirección de análisis de estudio, estos modos de vibración se analizan para cada dirección de análisis. Se determinó la distribución de fuerzas mostrada en la Tabla 55 y Tabla 56:

Tabla 55

Definición de Patrón de Cargas Laterales en Dirección X-X

PATRON DE CARGAS LATERALES EN DIRECCION X			
Piso	Desplazamiento (cm) del modo fundamental de vibración	ϕ_x	F LATERAL PUSH X
Losa N: +24.275 (Sobrecorrido)	0.001400	0.001400	114.94
Losa N: +23.275 (7mo Nivel)	0.001900	0.001900	155.99
Losa N: +19.950 (6to Nivel)	0.003000	0.003000	246.31
Losa N: +16.625 (5to Nivel)	0.002600	0.002600	213.46
Losa N: +13.300 (4to Nivel)	0.002000	0.002000	164.20
Losa N: +9.975 (3er Nivel)	0.001400	0.001400	114.94
Losa N: +6.650 (2do nivel)	0.000800	0.000800	65.68
Losa N: +3.325 (1er Nivel)	0.000300	0.000300	24.63
Losa N: +0.000 (Sótano)	0.000012	0.000012	1.00
		$\alpha =$	82101.80624

Tabla 56

Definición de Patrón de Cargas Laterales en Dirección Y-Y

PATRON DE CARGAS LATERALES EN DIRECCION Y			
Piso	Desplazamiento (cm) del modo fundamental de vibración	ϕ_y	F LATERAL PUSH Y
Losa N: +24.275 (Sobrecorrido)	0.003000	0.003000	74.57
Losa N: +23.275 (7mo Nivel)	0.002900	0.002900	72.09
Losa N: +19.950 (6to Nivel)	0.002500	0.002500	62.14
Losa N: +16.625 (5to Nivel)	0.002100	0.002100	52.20
Losa N: +13.300 (4to Nivel)	0.001600	0.001600	39.77
Losa N: +9.975 (3er Nivel)	0.001100	0.001100	27.34
Losa N: +6.650 (2do nivel)	0.000700	0.000700	17.40

PATRON DE CARGAS LATERALES EN DIRECCION Y			
Piso	Desplazamiento (cm) del modo fundamental de vibración	ϕ_y	F LATERAL PUSH Y
Losa N: +3.325 (1er Nivel	0.000300	0.000300	7.46
Losa N: +0.000 (Sótano)	0.000040	0.000040	1.00
		$\alpha=$	24857.07184

5.1.3.5.2. CARGA GRAVITACIONAL NO LINEAL

En el software se define el caso gravitacional no lineal de acuerdo con lo establecido en el peso sísmico, es decir, considerar el 100% de todas las cargas muertas, el 50% de las cargas vivas y el 25% de la cargas de techo, este parámetro es fundamental para que a partir de este caso de carga se realice y determine la capacidad estructural de la edificación.

Figura 98

Definición de Condición Inicial de Cargas de Gravedad no Lineal

Load Case Data

General

Load Case Name: CGNL [Design...]

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

Mass Source: Previous

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

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

Nonlinear Case: []

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	PP	1
Load Pattern	CM	1
Load Pattern	CV1	0.5
Load Pattern	CV2	0.5

[Add] [Delete]

Other Parameters

Modal Load Case: MODAL

Geometric Nonlinearity Option: None

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

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

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

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

[OK] [Cancel]

5.1.3.5.3. DEFINICION DE CASOS DE CARGA DE PUSH OVER

Una vez establecida la carga gravitacional no lineal y el patrón de cargas laterales de la edificación, se colocaron y asignaron estas cargas a través de patrones de carga definidos en una condición no lineal para ambas direcciones de análisis aplicados al centro de rigideces o diafragmas de cada entrepiso de acuerdo con lo siguiente:

Figura 99

Patrón de Cargas Laterales en Dirección X-X

User Seismic Loads on Diaphragms

Number of Load Sets: 1

Load Set 1 of 1

Story	Diaphragm	Fx kgf	Fy kgf	Mz kgf-m
Losa N: +24.275 (Sobrerrecomido)	D9	114.94	0	0
Losa N: +23.275 (7mo Nivel)	D8	155.99	0	0
Losa N: +19.950 (8to Nivel)	D7	246.31	0	0
Losa N: +16.625 (9to Nivel)	D6	213.46	0	0
Losa N: +13.300 (4to Nivel)	D5	164.20	0	0
Losa N: +9.975 (3er Nivel)	D4	114.94	0	0
Losa N: +6.650 (2do nivel)	D3	65.68	0	0
Losa N: +3.325 (1er Nivel)	D2	24.63	0	0
Losa N: +0.000 (Sótano)	D1	1	0	0

1

Apply Load at Diaphragm Center of Mass

Additional Eccentricity Ratio (all Diaphragms): 0.05

Sort Rows Add Row Delete Row(s)

OK Cancel

Figura 100

Patrón de Cargas Laterales en Dirección Y-Y

User Seismic Loads on Diaphragms

Number of Load Sets: 1

Load Set 1 of 1

Story	Diaphragm	Fx kgf	Fy kgf	Mz kgf-m
Losa N: +24.275 (Sobrerrecomido)	D9	0	74.57	0
Losa N: +23.275 (7mo Nivel)	D8	0	72.09	0
Losa N: +19.950 (8to Nivel)	D7	0	62.14	0
Losa N: +16.625 (9to Nivel)	D6	0	52.20	0
Losa N: +13.300 (4to Nivel)	D5	0	39.77	0
Losa N: +9.975 (3er Nivel)	D4	0	27.34	0
Losa N: +6.650 (2do nivel)	D3	0	17.40	0
Losa N: +3.325 (1er Nivel)	D2	0	7.46	0
Losa N: +0.000 (Sótano)	D1	0	1	0

1

Apply Load at Diaphragm Center of Mass

Additional Eccentricity Ratio (all Diaphragms): 0.05

Sort Rows Add Row Delete Row(s)

OK Cancel

Figura 101

Definición de Caso de Carga de Push Over en Dirección X-X

Load Case Data

General

Load Case Name: PUSH X-X [Design...]

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

Mass Source: MASA SIMICA

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

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

Nonlinear Case: CGNL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	FLAT X	1

[Add] [Delete]

Other Parameters

Modal Load Case: MODAL

Geometric Nonlinearity Option: P-Delta

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

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

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

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

[OK] [Cancel]

Figura 102

Definición de Caso de Carga de Push Over en Dirección Y-Y

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

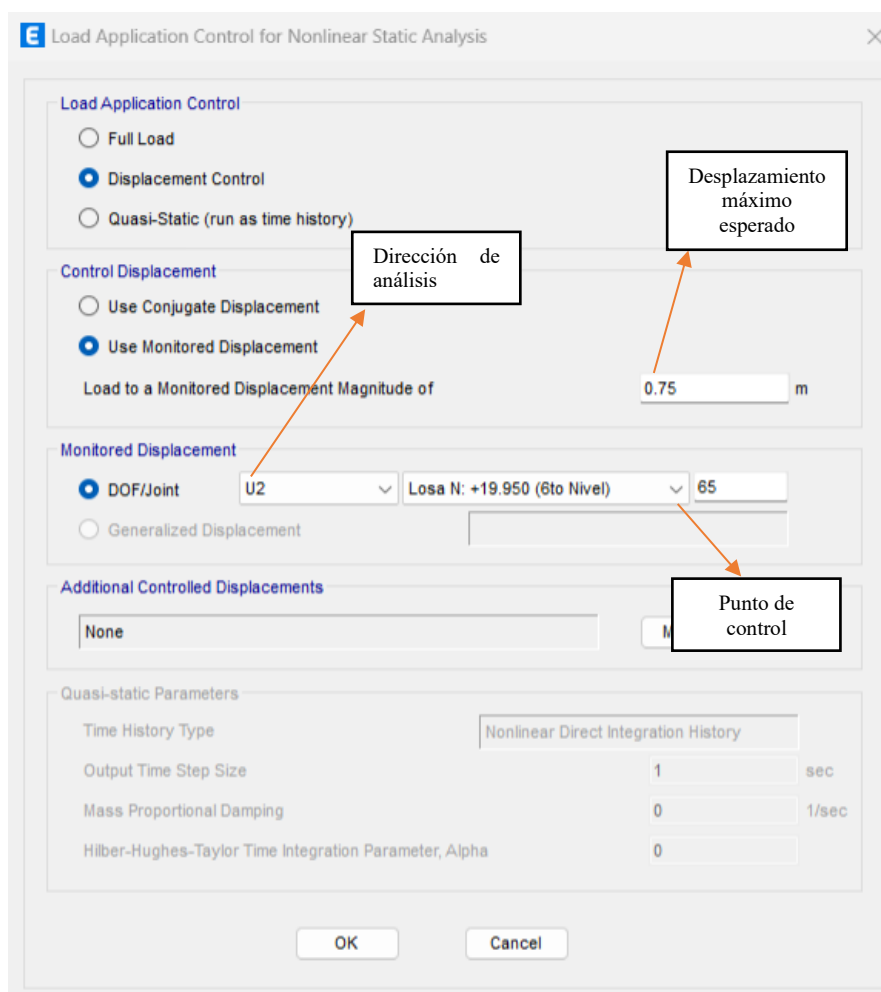
- General:** Load Case Name: PUSH Y-Y; Load Case Type: Nonlinear Static; Mass Source: MASA SIMICA; Analysis Model: Default.
- Initial Conditions:** Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included); Nonlinear Case: CGNL.
- Loads Applied:**

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	FLAT Y	1
- Other Parameters:** Modal Load Case: MODAL; Geometric Nonlinearity Option: P-Delta; Load Application: Displacement Control; Results Saved: Multiple States; Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis; Nonlinear Parameters: User Defined - Iterative Event-to-Event.

Como se ve la figura se definió la aplicación del efecto P – Delta o momento de segundo orden para ambos casos de cargas, esto a efectos de considerar la no linealidad geométrica.

5.1.3.5.4. DEFINICION DE PUNTO DE CONTROL

El análisis Push Over requiere de un punto de control para la evaluación de la capacidad estructural, por lo tanto, es necesario definir como punto de control en ambas direcciones de análisis el centro de gravedad del sexto nivel cuyo punto es el número 65.

Figura 103*Definición de Punto de Control*

Se definió un desplazamiento máximo esperado como se indica en la figura, este valor es aproximadamente dos veces el valor del desplazamiento máximo de la deriva elástica de entresuelo calculado, este valor asciende a un total de 0.75 m.

5.1.3.5.5. CAPACIDAD ESTRUCTURAL

La capacidad estructural de la edificación se determina mediante el análisis Push Over, al establecer el acero de las secciones y el comportamiento interno a través de la configuración de las rotulas plásticas. Este análisis de capacidad se realiza para cada dirección de análisis y se obtienen los siguientes resultados.

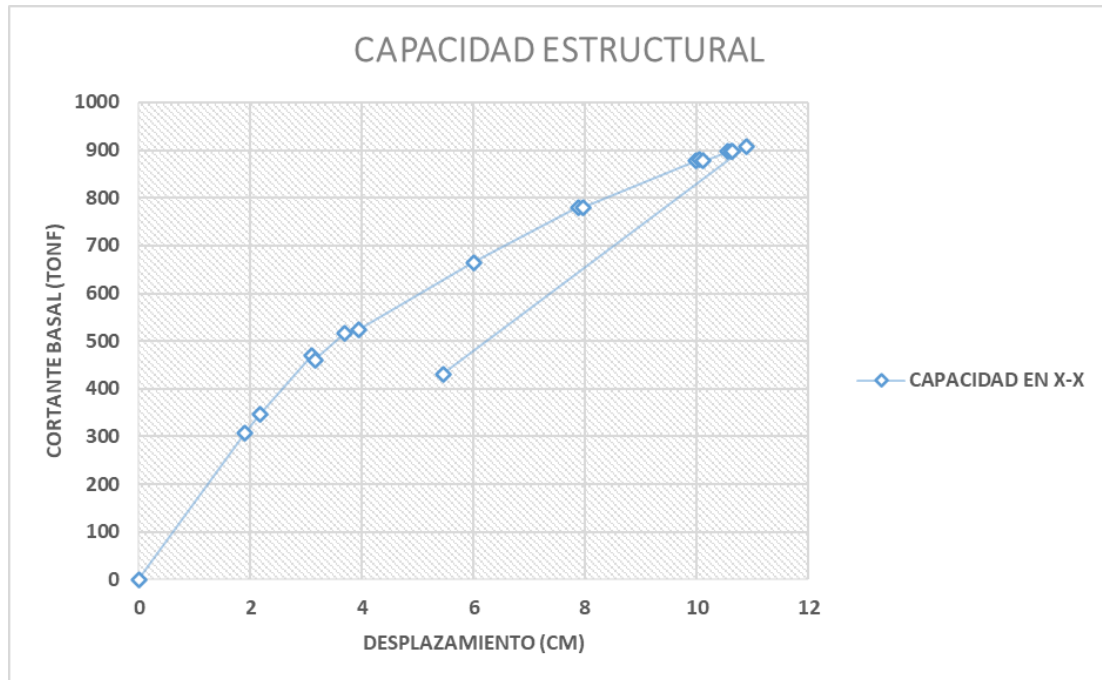
a) Análisis en Dirección X-X

En el caso de la dirección de análisis X-X se tuvo la siguiente curva de capacidad de la edificación, en un total de 17 pasos o secuencia de análisis:

Tabla 57

Desplazamiento y Cortante Basal en Dirección de Análisis X-X

Curva de Capacidad	
Capacidad en X	
Desplazamiento (cm)	V (tnf)
0	0
1.9	307.8136
2.1625	345.4686
3.0939	469.383
3.1601	460.8969
3.6899	516.8062
3.9511	523.9578
5.9952	664.2368
7.8748	779.7867
7.966	780.0749
9.9766	877.1006
10.054	880.4978
10.1225	876.9189
10.5607	896.8079
10.6224	896.9186
10.6346	896.6142
10.8939	908.5476
5.4564	430.5256

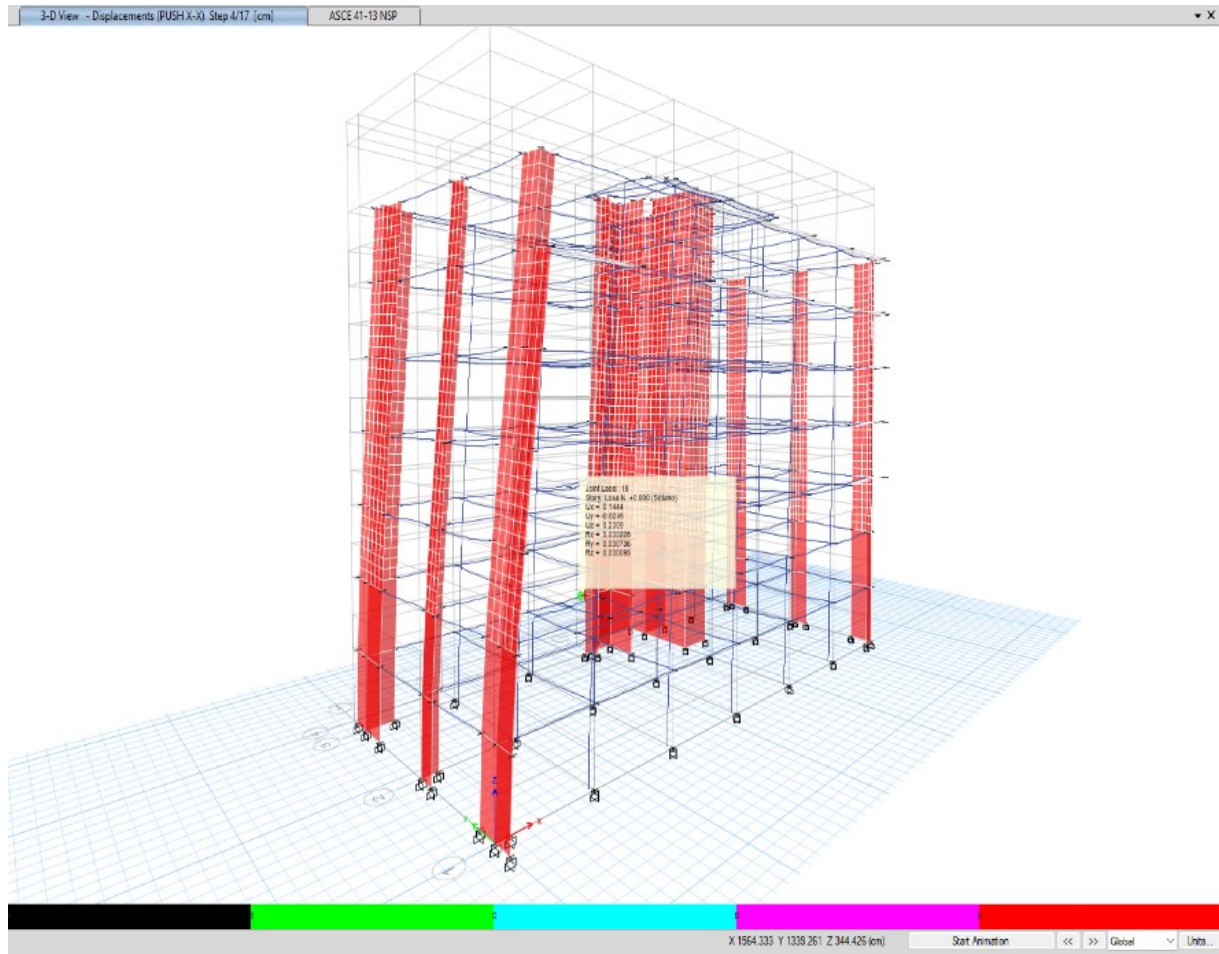
Figura 104*Capacidad Estructural en Dirección X-X*

A partir de esta curva es posible definir el desplazamiento último con el cortante máximo en esa dirección de análisis, para la dirección X-X la capacidad máxima de la edificación es de 908.5476 tonf a un desplazamiento máximo de 10.8939 cm.

En cuanto a la formación de las rotulas plásticas, se tiene que la primera rotula plástica se tiene a una fuerza cortante basal de 469.383 tonf con un desplazamiento de 3.0939 cm.

Figura 105

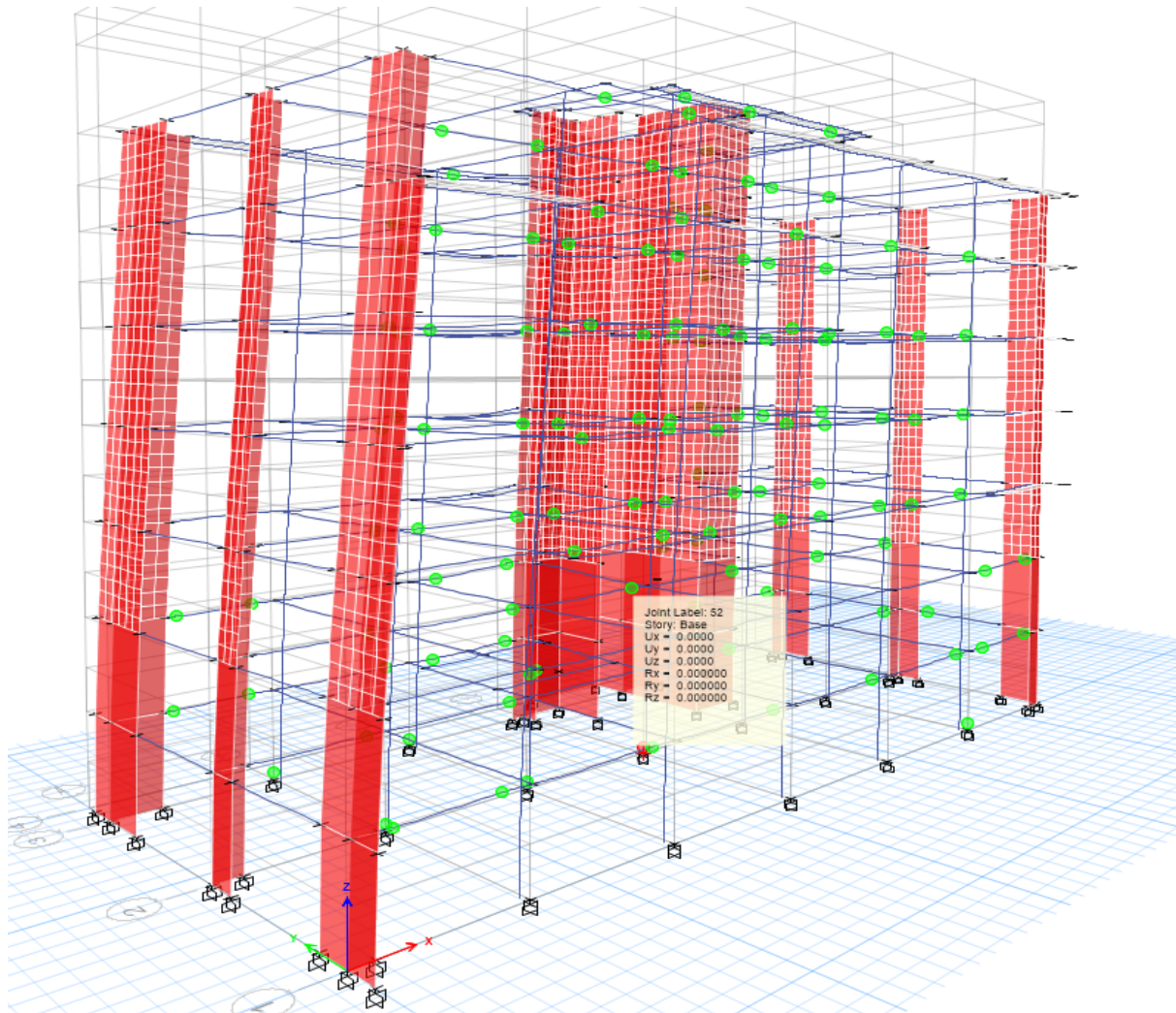
Formación de Primera Rotula Plástica en Dirección X-X



Otro punto notable de la formación de las rotulas plásticas es el punto o momento en el cual la primera columna tiene una formación de rotula plástica, esta es una columna central el cual presenta una rotula plástica en la base con una fuerza de cortante basal de 877.1006 tonf y un desplazamiento de 9.9766 cm.

Figura 106

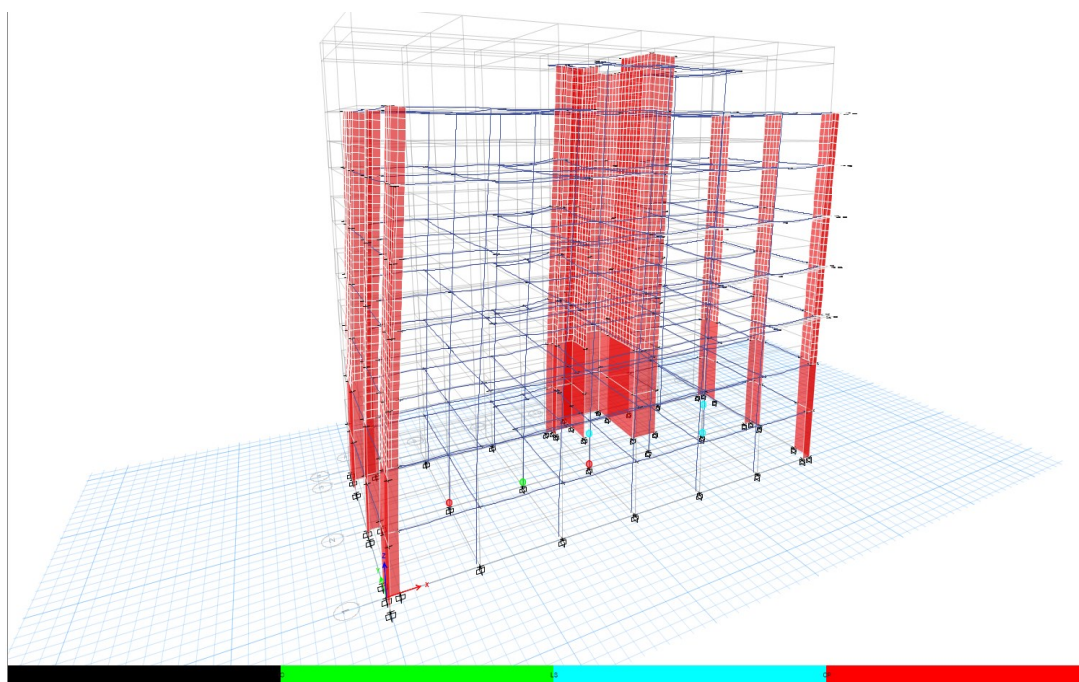
Primera Rotula Plástica en Columna en Dirección de Análisis X-X



El último paso de análisis muestra el fallo de columnas centrales de la edificación produciendo una reducción de la resistencia, esto se debe a que en la parte central de la edificación no existen placas y solo columnas, lo que hace que las columnas sean las primeras en producir la falla, el punto máximo de la capacidad estructural se produce cuando se tiene una fuerza cortante basal de 908.5476 tonf y un desplazamiento de 10.8939 cm.

Figura 107

Rotulas Plásticas en Ultimo Paso de Análisis en Dirección X-X



b) Análisis en Dirección Y-Y

En el caso de la dirección de análisis Y-Y se obtuvo la siguiente curva de capacidad de la edificación, en un total de 38 pasos o secuencia de análisis:

Tabla 58

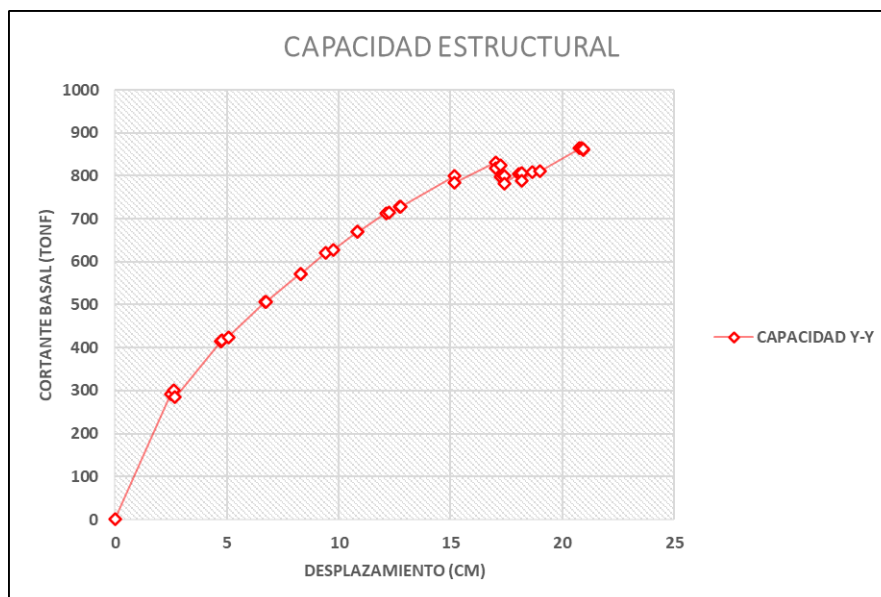
Desplazamiento y Cortante Basal en Dirección de Análisis Y-Y

Curva de Capacidad	
Capacidad en Y	
Desplazamiento (cm)	V (tnf)
0	0
2.5	291.0158
2.6406	300.5811
2.6958	284.3346
4.7444	415.5074
4.746	415.3931
4.7703	416.9297
5.0679	424.0819
6.7272	506.9532
6.773	507.5845
8.3023	572.2975
8.3141	572.3259
9.4419	620.9206

Curva de Capacidad	
Capacidad en Y	
Desplazamiento (cm)	V (tnf)
9.7646	627.5605
10.833	669.5635
10.8409	669.4671
12.1231	713.6216
12.2661	714.045
12.7326	727.3416
12.7719	727.3647
15.1699	799.1415
15.1702	783.6242
17.0265	831.8897
17.0267	816.598
17.2356	824.9738
17.2358	797.7133
17.3251	801.1336
17.4027	799.0636
17.403	782.0399
18.0571	804.663
18.1316	803.7366
18.2063	805.5559
18.2066	789.3498
18.6753	809.5603
18.9878	810.7701
20.7847	864.3876
20.8628	864.9246
20.9409	861.1751
20.9513	861.5274

Figura 108

Capacidad Estructural en Dirección Y-Y

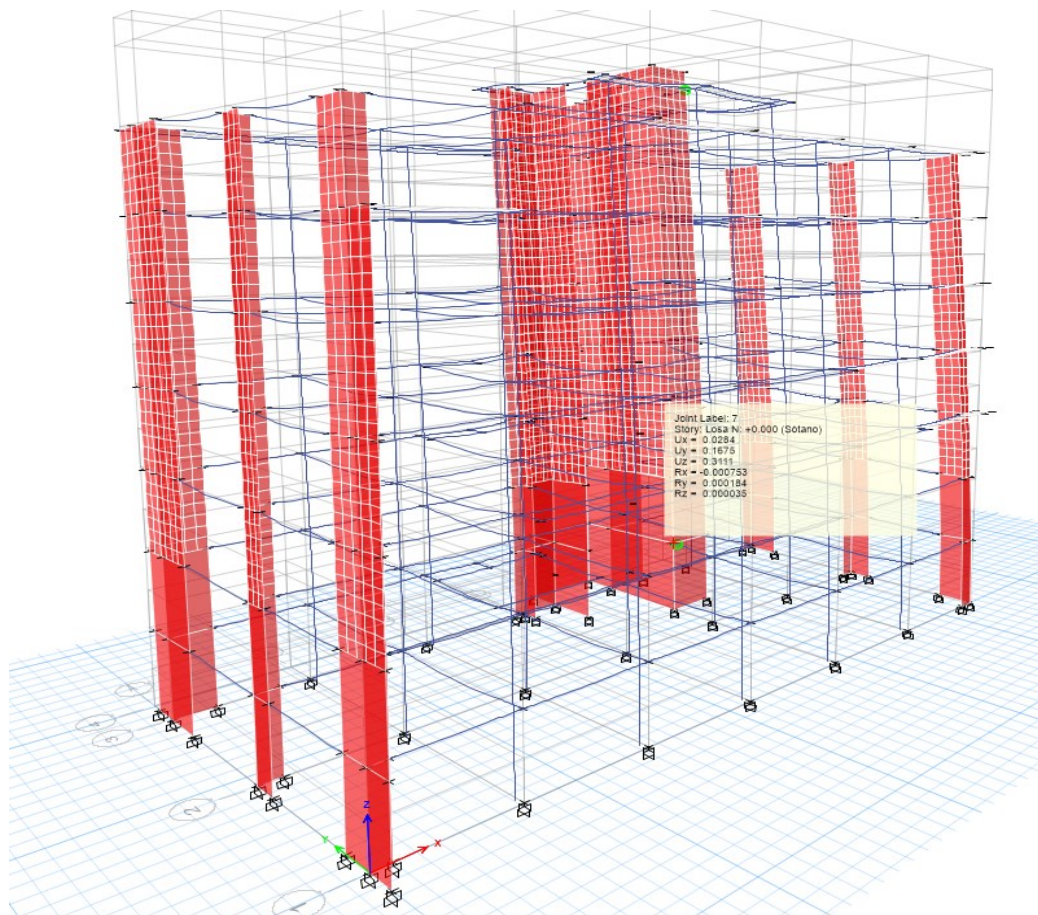


De esta curva es posible determinar el desplazamiento último con la fuerza cortante basal máxima en esa dirección de análisis, para la dirección Y-Y la capacidad máxima de la edificación es una fuerza cortante basal de 864.9246 tonf a un desplazamiento máximo de 20.8628 cm.

En cuanto a la formación de las rotulas plásticas, se tiene que la primera rotula plástica se tiene a una fuerza cortante basal de 415.5074 tonf con un desplazamiento de 4.7444 cm.

Figura 109

Formación de Primera Rotula Plástica en Dirección Y-Y

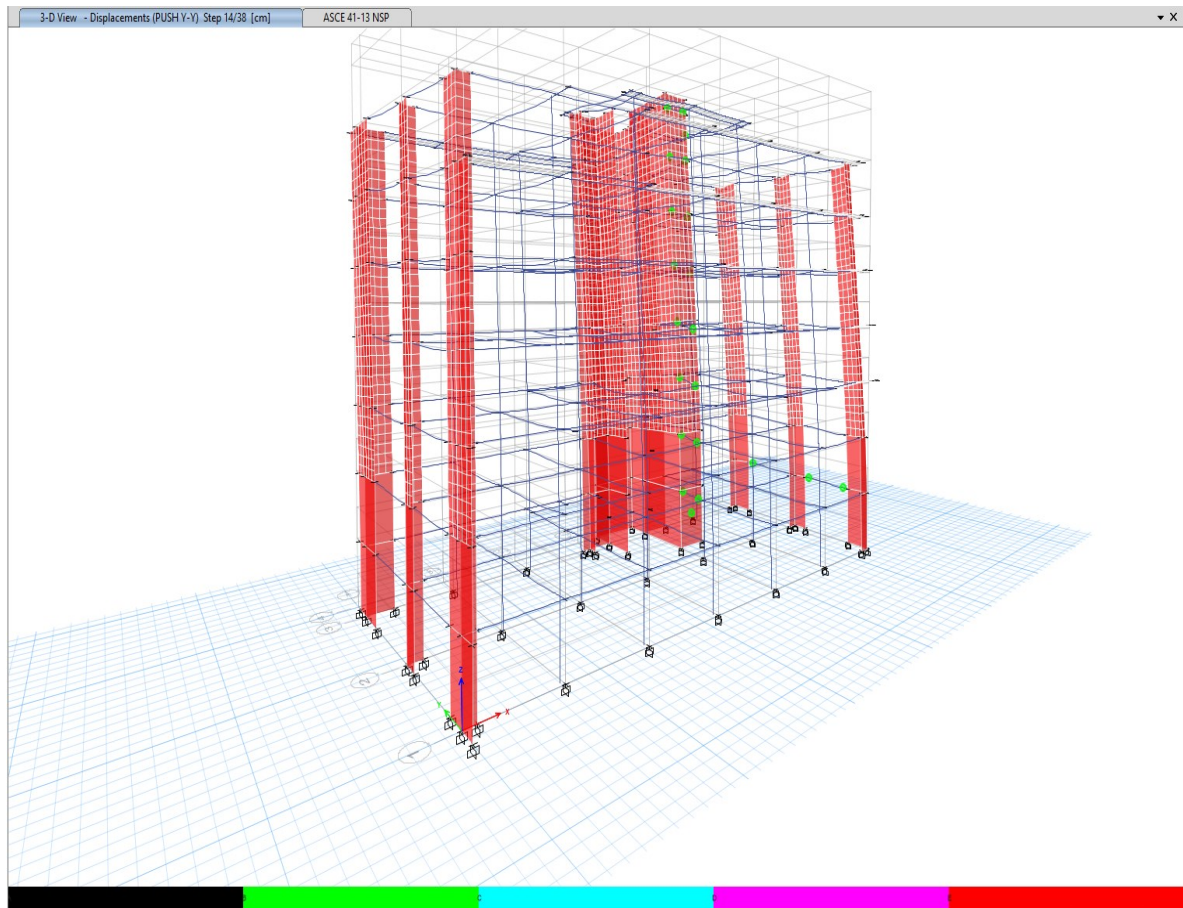


A diferencia de la dirección de análisis X-X, antes de la formación de las rotulas plásticas en las columnas se produce primero en las placas del ascensor el cual presenta una

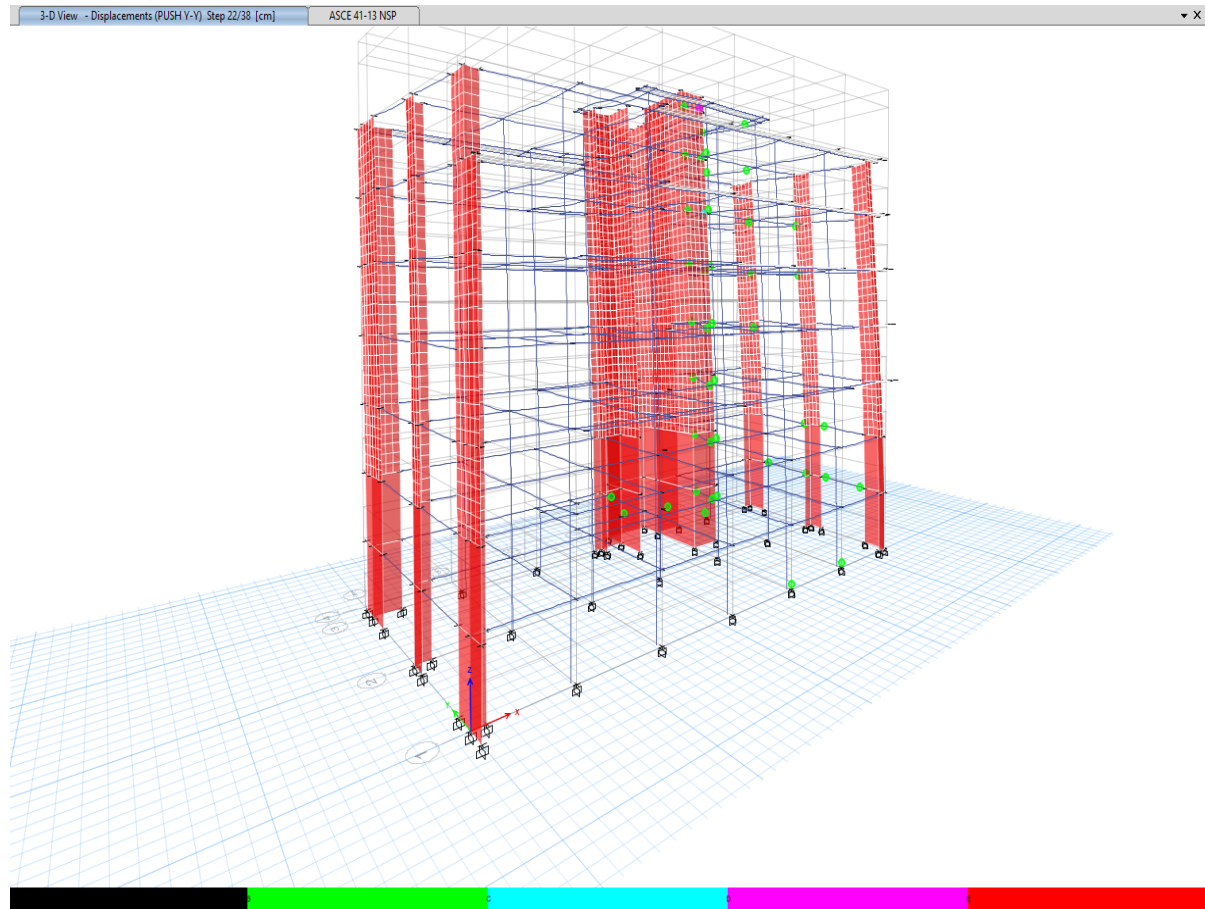
rotula plástica en la base a una fuerza cortante basal de 669.5635 tonf y un desplazamiento de 10.833 cm.

Figura 110

Primera Rotula Plástica en Muros de Concreto en Dirección Y-Y



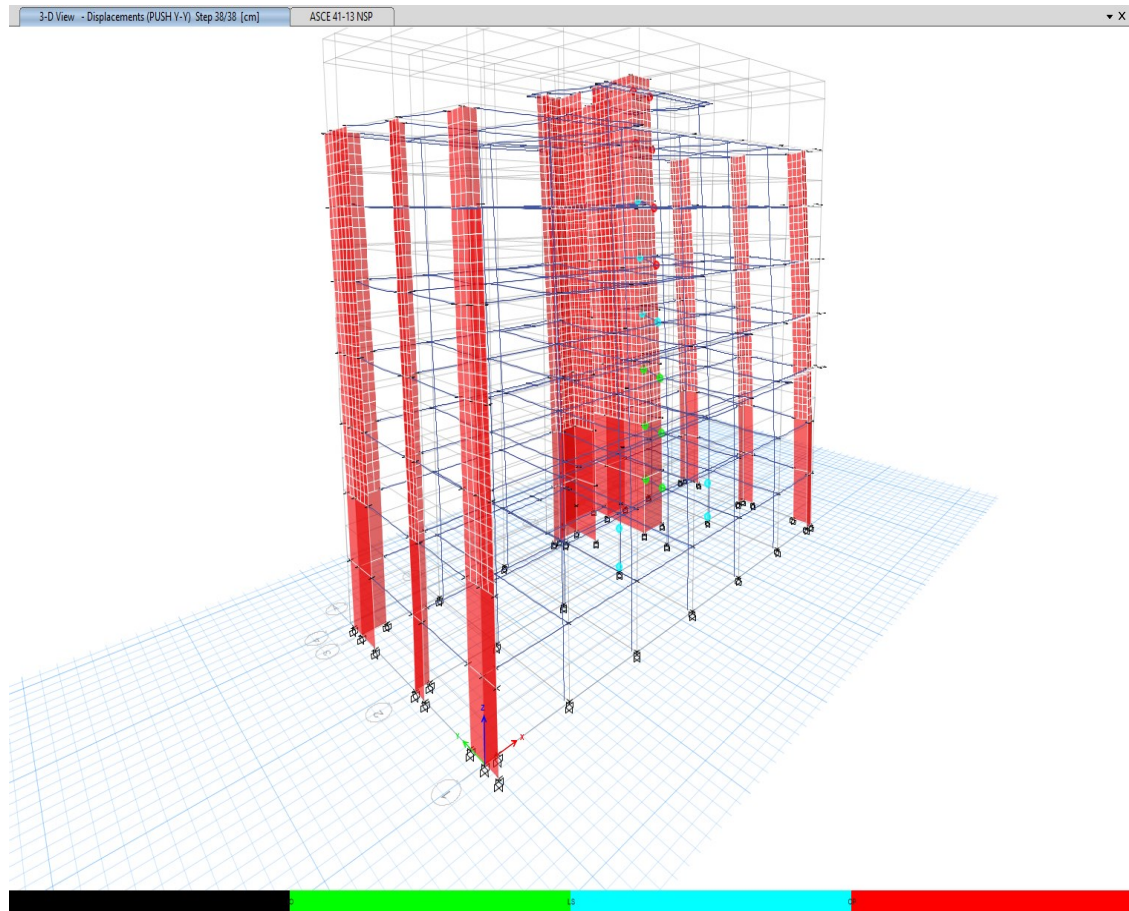
Otro punto importante de la formación de las rotulas plásticas, es el punto o momento en el cual la primera columna tiene una formación de rotula plástica, en este caso se produce simultáneamente en dos columnas laterales los cuales presentan una rotula plástica en la base a una fuerza cortante basal de 831.8897 tonf y un desplazamiento de 17.0265 cm.

Figura 111*Primera Rotula Plástica en Columnas en Dirección Y-Y*

El último paso de análisis muestra el fallo de columnas centrales de la edificación produciendo una reducción de la resistencia, esto se debe a que en la parte central de la edificación no existen placas y solo columnas, lo que hace que las columnas sean las primeras en producir el fallo, el punto máximo de la capacidad estructural se produce cuando se tiene una fuerza cortante basal de 864.9246 tonf y un desplazamiento de 20.8628 cm.

Figura 112

Rotulas Plásticas en Ultimo Paso de Análisis en Dirección Y-Y

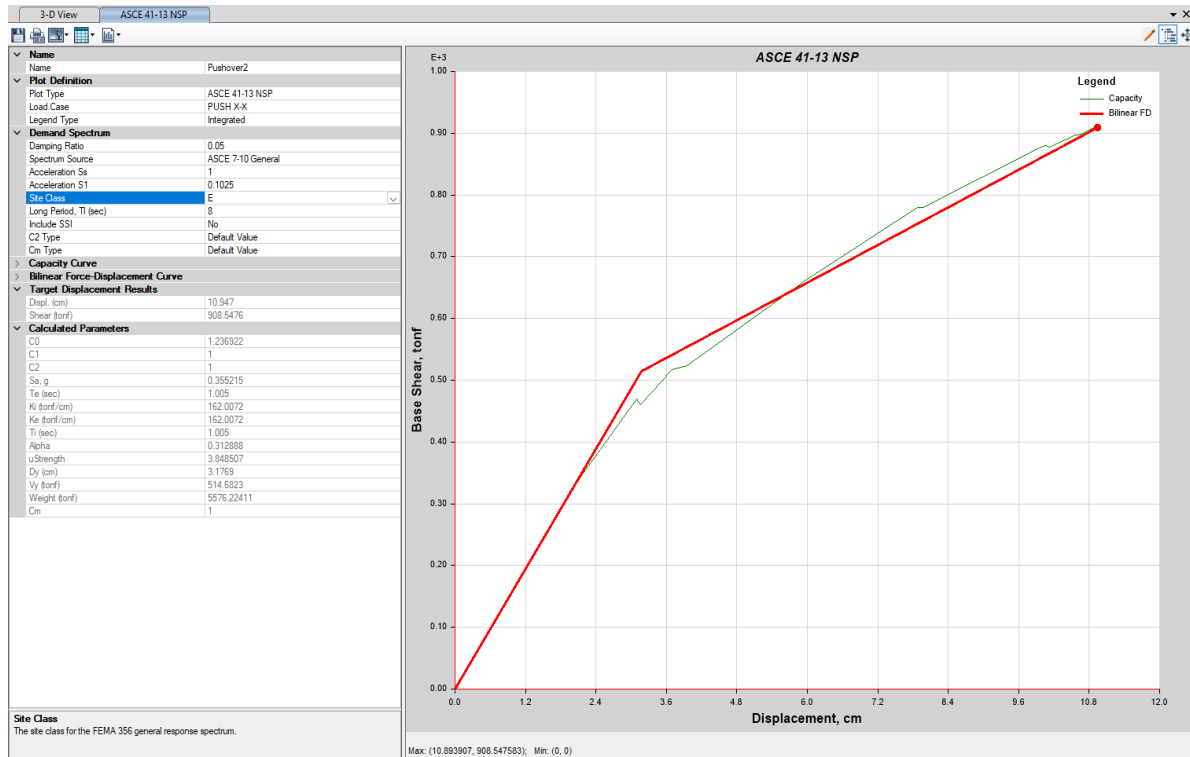


5.1.3.5.6. DUCTILIDAD DE EDIFICACION

a) Análisis en Dirección X-X

Después del análisis de la capacidad estructural, es posible determinar la ductilidad de la edificación, al determinar cuál es el desplazamiento máximo y por el Método de la Bilinealización es posible determinar el momento cedente. Para el caso de dirección de análisis en X-X se tiene el siguiente grafico:

Figura 113

Bilinealización de Curva Capacidad en Dirección de Análisis X-X

A partir de este grafico se obtienen los datos del desplazamiento máximo o ultimo y su relación con el desplazamiento cedente a fin de obtener la ductilidad y una relación de coeficiente básico de reducción sísmica basal para esta dirección de análisis.

Tabla 59

Calculo de Ductilidad en Dirección de Análisis X-X

Desplazamientos (cm)	
Δu	10.893907
Δy	3.1769
Δp	7.717007
Cálculo de ductilidad	
μ capacidad	3.4290998

Por lo tanto, la ductilidad en dirección de análisis X es de 3.43.

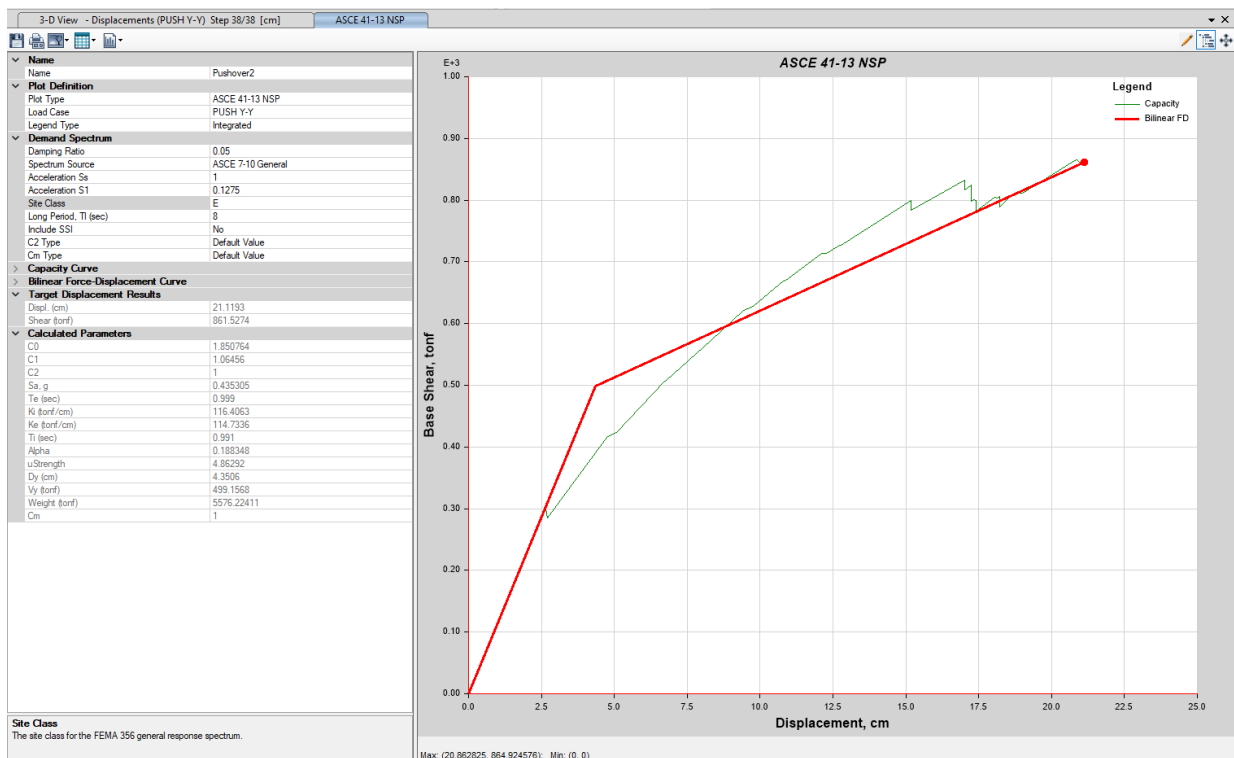
b) Análisis en Dirección Y-Y

Al igual que el análisis en dirección X-X, después del análisis de la capacidad estructural es posible determinar la ductilidad de la edificación, al determinar cuál es el desplazamiento máximo y por el Método de la Bilinealización determinar el momento cedente.

Para el caso de dirección de análisis en Y-Y se tiene el siguiente grafico:

Figura 114

Bilinealización de Curva Capacidad en Dirección de Análisis Y-Y



Al igual que el caso anterior se procede a obtener la ductilidad y una relación de coeficiente básico de reducción sísmica basal para esta dirección de análisis.

Tabla 60*Calculo de Ductilidad en Dirección de Análisis Y-Y*

Desplazamientos	
Δu	20.9513
Δy	4.3506
Δp	16.6007
Cálculo de ductilidad	
μ capacidad	4.8157266

En consecuencia, la ductilidad en dirección de análisis Y es de 4.82.

5.1.4. DEMANDA SÍSMICA

5.1.4.1. PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA Y PERIODO DE RETORNO

El objetivo de desempeño deberá de elegirse de acuerdo con el criterio del aumento del riesgo se ve atenuado por el reconocimiento de que a un edificio existente a menudo le queda una vida útil más corta que a un edificio nuevo. Es decir, si la demanda tradicional basada en códigos para nuevos edificios supone una vida útil de 50 años, entonces un edificio existente con, digamos, una vida útil de 30 años tiene menos posibilidades de experimentar el evento a nivel de código durante los años restantes (o una probabilidad equivalente de experimentar un evento máximo algo menor). Este razonamiento es menos aplicable cuando la modernización es parte de un cambio de ocupación a una categoría de riesgo más alta, o cuando la modernización es parte de una renovación importante que "renueva" el edificio o tiene como objetivo extender sustancialmente su vida útil. (ASCE/SEI, 2017)

La probabilidad de excedencia es determinada de acuerdo con la Tabla 61:

Tabla 61*Probabilidad de Excedencia y Periodos de Retorno según ASCE 41-17*

Probabilidad de excedencia y periodos de retorno	
Probabilidad de excedencia	Periodo de retorno (años)
50%/30 años	43
50%/50 años	72
20%/50 años	225
10%/50 años	475
5%/50 años	975
2%/50 años	2475

A fin de aplicar estas demandas sísmicas dentro del modelo computacional es necesario basarnos de conformidad a la Norma del Comité Visión 2000 o SEAOC (1995) El período de retorno T_R se relaciona directamente con una probabilidad de excedencia p_e para t años, utilizando la ecuación siguiente:

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

Además, estas demandas se obtienen a partir del espectro de diseño elástico, establecido de acuerdo con los parámetros especificados en la Norma E.030. El factor de conversión entre dos niveles sísmicos distintos puede calcularse en función de sus periodos de retorno utilizando la ecuación siguiente:

$$FC = \left(\frac{t_2}{t_1}\right)^K$$

Donde:

T1: Periodo de retorno para el sismo de diseño

T2: Periodo de retorno para el sismo objetivo

K: Factor que varía entre los valores 0.3 y 0.4

Tabla 62*Periodos de retorno y Factor R*

PERIODOS DE RETORNO							
Probabilidad de retorno	Sismo según ATC-40	Años a evaluar	Periodo de retorno según norma	Nuevo Periodo de retorno	K	Factor de escala FE	Factor R
50.00%	Sismo de servicio (SE)	30	475	43.78	0.35	0.43	2.30
50.00%	Sismo de diseño (DE)	50	475	72.64	0.35	0.52	1.93
20.00%	Sismo de máximo (ME)	50	475	224.57	0.35	0.77	1.30
10.00%	-	50	475	475.06	0.35	1.00	1.00
5.00%	-	50	475	975.29	0.35	1.29	0.78
2.00%	-	50	475	2475.42	0.35	1.78	0.56

Una vez determinados el coeficiente de reducción sísmica para el sismo de diseño R_1 y los factores de conversión, para cada tipo de sismo la modificación del coeficiente de reducción sísmica se obtiene como:

$$R_2 = R_1 \cdot FC$$

A partir de lo especificado en la norma E. 030, se obtiene el espectro de pseudo aceleraciones modificando el $R=R_0 \times I_a \times I_p$ para cada nivel de sismo, para el sismo máximo o de diseño se usa un factor de reducción $R=1$, cuyos valores de muestran en la Tabla 63:

Tabla 63*Espectros Calibrados en Dirección de Análisis X-X*

ESPECTROS EN DIRECCION DE ANALISIS X											
SISMO SE		SISMO DE		SISMO ME		-		-		-	
Tr =	43	Tr =	72	Tr =	225	Tr =	475	Tr =	975	Tr =	2475
T (s)	Sa/g	T (s)	Sa/g	T (s)	Sa/g	T (s)	Sa/g	T (s)	Sa/g	T (s)	Sa/g
0.00	0.65	0.00	0.78	0.00	1.15	0.00	1.50	0.00	1.92	0.00	2.68
0.02	0.65	0.02	0.78	0.02	1.15	0.02	1.50	0.02	1.92	0.02	2.68
0.04	0.65	0.04	0.78	0.04	1.15	0.04	1.50	0.04	1.92	0.04	2.68

ESPECTROS EN DIRECCION DE ANALISIS X

SISMO SE		SISMO DE		SISMO ME		-		-		-	
Tr =	43	Tr =	72	Tr =	225	Tr =	475	Tr =	975	Tr =	2475
T (s)	Sa/g	T (s)	Sa/g	T (s)	Sa/g	T (s)	Sa/g	T (s)	Sa/g	T (s)	Sa/g
0.06	0.65	0.06	0.78	0.06	1.15	0.06	1.50	0.06	1.92	0.06	2.68
0.08	0.65	0.08	0.78	0.08	1.15	0.08	1.50	0.08	1.92	0.08	2.68
0.10	0.65	0.10	0.78	0.10	1.15	0.10	1.50	0.10	1.92	0.10	2.68
0.12	0.65	0.12	0.78	0.12	1.15	0.12	1.50	0.12	1.92	0.12	2.68
0.14	0.65	0.14	0.78	0.14	1.15	0.14	1.50	0.14	1.92	0.14	2.68
0.16	0.65	0.16	0.78	0.16	1.15	0.16	1.50	0.16	1.92	0.16	2.68
0.18	0.65	0.18	0.78	0.18	1.15	0.18	1.50	0.18	1.92	0.18	2.68
0.20	0.65	0.20	0.78	0.20	1.15	0.20	1.50	0.20	1.92	0.20	2.68
0.25	0.65	0.25	0.78	0.25	1.15	0.25	1.50	0.25	1.92	0.25	2.68
0.30	0.65	0.30	0.78	0.30	1.15	0.30	1.50	0.30	1.92	0.30	2.68
0.35	0.65	0.35	0.78	0.35	1.15	0.35	1.50	0.35	1.92	0.35	2.68
0.40	0.65	0.40	0.78	0.40	1.15	0.40	1.50	0.40	1.92	0.40	2.68
0.45	0.65	0.45	0.78	0.45	1.15	0.45	1.50	0.45	1.92	0.45	2.68
0.50	0.65	0.50	0.78	0.50	1.15	0.50	1.50	0.50	1.92	0.50	2.68
0.55	0.65	0.55	0.78	0.55	1.15	0.55	1.50	0.55	1.92	0.55	2.68
0.60	0.65	0.60	0.78	0.60	1.15	0.60	1.50	0.60	1.92	0.60	2.68
0.65	0.60	0.65	0.72	0.65	1.07	0.65	1.38	0.65	1.78	0.65	2.47
0.70	0.56	0.70	0.67	0.70	0.99	0.70	1.29	0.70	1.65	0.70	2.30
0.75	0.52	0.75	0.62	0.75	0.92	0.75	1.20	0.75	1.54	0.75	2.14
0.80	0.49	0.80	0.58	0.80	0.87	0.80	1.13	0.80	1.44	0.80	2.01
0.85	0.46	0.85	0.55	0.85	0.81	0.85	1.06	0.85	1.36	0.85	1.89
0.90	0.43	0.90	0.52	0.90	0.77	0.90	1.00	0.90	1.28	0.90	1.79
0.95	0.41	0.95	0.49	0.95	0.73	0.95	0.95	0.95	1.21	0.95	1.69
1.00	0.39	1.00	0.47	1.00	0.69	1.00	0.90	1.00	1.15	1.00	1.61
1.10	0.36	1.10	0.42	1.10	0.63	1.10	0.82	1.10	1.05	1.10	1.46
1.20	0.33	1.20	0.39	1.20	0.58	1.20	0.75	1.20	0.96	1.20	1.34
1.30	0.30	1.30	0.36	1.30	0.53	1.30	0.69	1.30	0.89	1.30	1.24
1.40	0.28	1.40	0.33	1.40	0.49	1.40	0.64	1.40	0.82	1.40	1.15
1.50	0.26	1.50	0.31	1.50	0.46	1.50	0.60	1.50	0.77	1.50	1.07
1.60	0.24	1.60	0.29	1.60	0.43	1.60	0.56	1.60	0.72	1.60	1.00
1.70	0.23	1.70	0.27	1.70	0.41	1.70	0.53	1.70	0.68	1.70	0.95
1.80	0.22	1.80	0.26	1.80	0.38	1.80	0.50	1.80	0.64	1.80	0.89
1.90	0.21	1.90	0.25	1.90	0.36	1.90	0.47	1.90	0.61	1.90	0.85
2.00	0.20	2.00	0.23	2.00	0.35	2.00	0.45	2.00	0.58	2.00	0.80
2.20	0.16	2.20	0.19	2.20	0.29	2.20	0.37	2.20	0.48	2.20	0.66
2.40	0.14	2.40	0.16	2.40	0.24	2.40	0.31	2.40	0.40	2.40	0.56
2.60	0.12	2.60	0.14	2.60	0.20	2.60	0.27	2.60	0.34	2.60	0.48
2.80	0.10	2.80	0.12	2.80	0.18	2.80	0.23	2.80	0.29	2.80	0.41
3.00	0.09	3.00	0.10	3.00	0.15	3.00	0.20	3.00	0.26	3.00	0.36
4.00	0.05	4.00	0.06	4.00	0.09	4.00	0.11	4.00	0.14	4.00	0.20
5.00	0.03	5.00	0.04	5.00	0.06	5.00	0.07	5.00	0.09	5.00	0.13

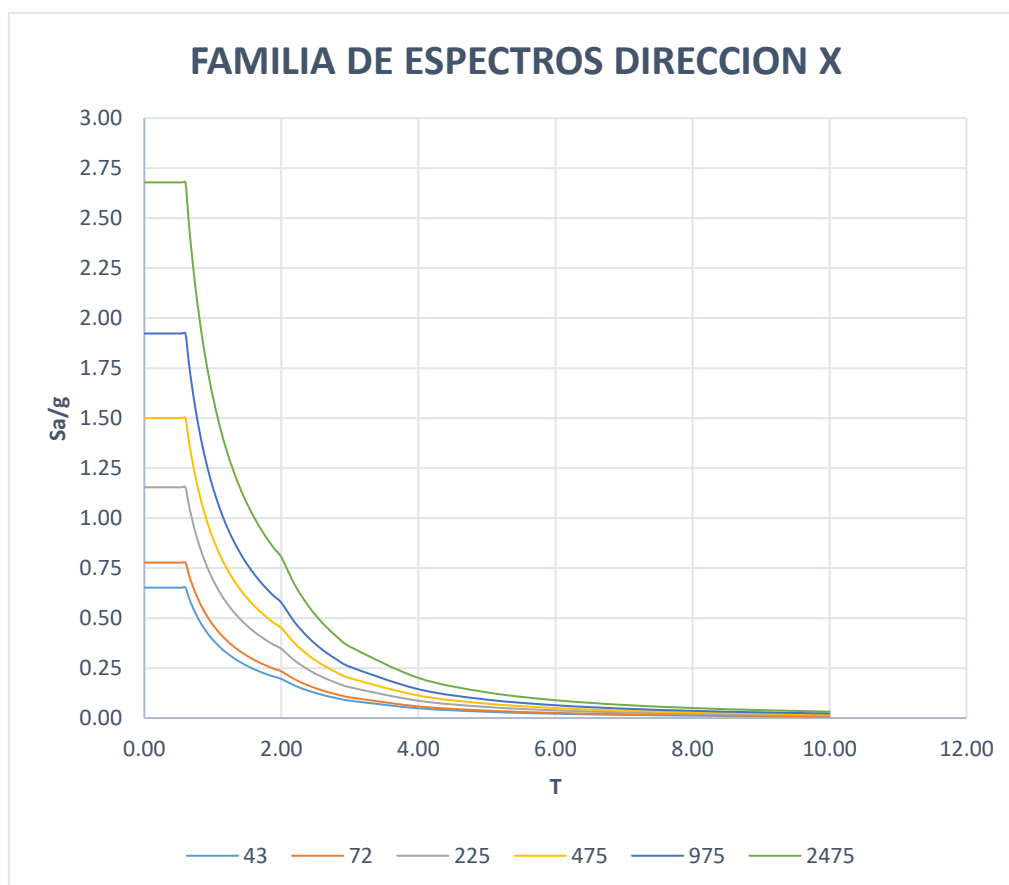
ESPECTROS EN DIRECCION DE ANALISIS X

SISMO SE		SISMO DE		SISMO ME		-		-		-	
Tr =	43	Tr =	72	Tr =	225	Tr =	475	Tr =	975	Tr =	2475
T (s)	Sa/g	T (s)	Sa/g	T (s)	Sa/g	T (s)	Sa/g	T (s)	Sa/g	T (s)	Sa/g
6.00	0.02	6.00	0.03	6.00	0.04	6.00	0.05	6.00	0.06	6.00	0.09
7.00	0.02	7.00	0.02	7.00	0.03	7.00	0.04	7.00	0.05	7.00	0.07
8.00	0.01	8.00	0.01	8.00	0.02	8.00	0.03	8.00	0.04	8.00	0.05
9.00	0.01	9.00	0.01	9.00	0.02	9.00	0.02	9.00	0.03	9.00	0.04
10.00	0.01	10.00	0.01	10.00	0.01	10.00	0.02	10.00	0.02	10.00	0.03

Una vez obtenidos los espectros de la amenaza sísmica o demanda se procedió a graficar los espectros de respuesta en la dirección de análisis. Para este caso se presenta la irregularidad torsional determinado en el análisis lineal.

Figura 115

Demanda Sísmica en Dirección X-X



Al igual que en la dirección de análisis X-X, para la dirección de análisis Y-Y se procede a determinar los espectros de respuesta en la dirección de análisis ortogonal a este.

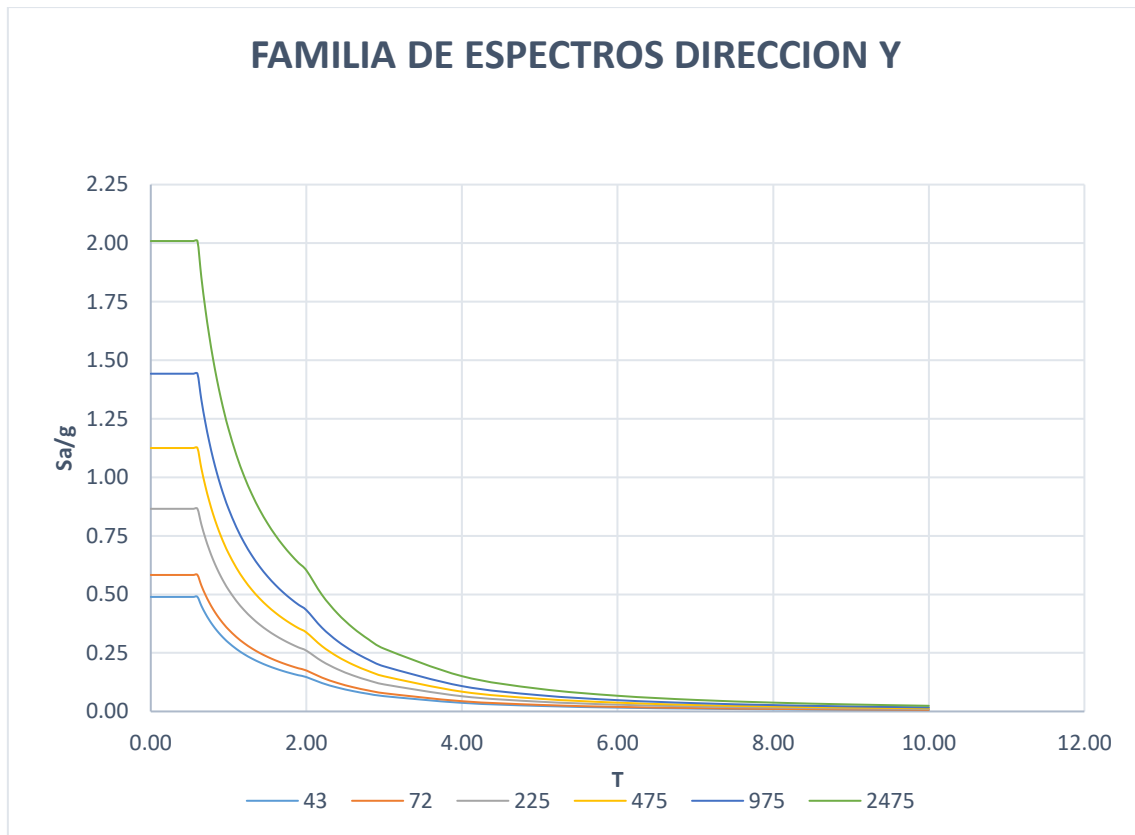
Tabla 64

Espectros Calibrados en Dirección de Análisis Y-Y

ESPECTROS EN DIRECCION DE ANALISIS Y											
SISMO SE		SISMO DE		SISMO ME		-		-		-	
Tr =	43	Tr =	72	Tr =	225	Tr =	475	Tr =	975	Tr =	2475
T (s)	Sa/g	T (s)	Sa/g	T (s)	Sa/g	T (s)	Sa/g	T (s)	Sa/g	T (s)	Sa/g
0.00	0.49	0.00	0.58	0.00	0.87	0.00	1.13	0.00	1.44	0.00	2.01
0.02	0.49	0.02	0.58	0.02	0.87	0.02	1.13	0.02	1.44	0.02	2.01
0.04	0.49	0.04	0.58	0.04	0.87	0.04	1.13	0.04	1.44	0.04	2.01
0.06	0.49	0.06	0.58	0.06	0.87	0.06	1.13	0.06	1.44	0.06	2.01
0.08	0.49	0.08	0.58	0.08	0.87	0.08	1.13	0.08	1.44	0.08	2.01
0.10	0.49	0.10	0.58	0.10	0.87	0.10	1.13	0.10	1.44	0.10	2.01
0.12	0.49	0.12	0.58	0.12	0.87	0.12	1.13	0.12	1.44	0.12	2.01
0.14	0.49	0.14	0.58	0.14	0.87	0.14	1.13	0.14	1.44	0.14	2.01
0.16	0.49	0.16	0.58	0.16	0.87	0.16	1.13	0.16	1.44	0.16	2.01
0.18	0.49	0.18	0.58	0.18	0.87	0.18	1.13	0.18	1.44	0.18	2.01
0.20	0.49	0.20	0.58	0.20	0.87	0.20	1.13	0.20	1.44	0.20	2.01
0.25	0.49	0.25	0.58	0.25	0.87	0.25	1.13	0.25	1.44	0.25	2.01
0.30	0.49	0.30	0.58	0.30	0.87	0.30	1.13	0.30	1.44	0.30	2.01
0.35	0.49	0.35	0.58	0.35	0.87	0.35	1.13	0.35	1.44	0.35	2.01
0.40	0.49	0.40	0.58	0.40	0.87	0.40	1.13	0.40	1.44	0.40	2.01
0.45	0.49	0.45	0.58	0.45	0.87	0.45	1.13	0.45	1.44	0.45	2.01
0.50	0.49	0.50	0.58	0.50	0.87	0.50	1.13	0.50	1.44	0.50	2.01
0.55	0.49	0.55	0.58	0.55	0.87	0.55	1.13	0.55	1.44	0.55	2.01
0.60	0.49	0.60	0.58	0.60	0.87	0.60	1.13	0.60	1.44	0.60	2.01
0.65	0.45	0.65	0.54	0.65	0.80	0.65	1.04	0.65	1.33	0.65	1.85
0.70	0.42	0.70	0.50	0.70	0.74	0.70	0.96	0.70	1.24	0.70	1.72
0.75	0.39	0.75	0.47	0.75	0.69	0.75	0.90	0.75	1.15	0.75	1.61
0.80	0.37	0.80	0.44	0.80	0.65	0.80	0.84	0.80	1.08	0.80	1.51
0.85	0.35	0.85	0.41	0.85	0.61	0.85	0.79	0.85	1.02	0.85	1.42
0.90	0.33	0.90	0.39	0.90	0.58	0.90	0.75	0.90	0.96	0.90	1.34
0.95	0.31	0.95	0.37	0.95	0.55	0.95	0.71	0.95	0.91	0.95	1.27
1.00	0.29	1.00	0.35	1.00	0.52	1.00	0.68	1.00	0.87	1.00	1.21
1.10	0.27	1.10	0.32	1.10	0.47	1.10	0.61	1.10	0.79	1.10	1.10
1.20	0.24	1.20	0.29	1.20	0.43	1.20	0.56	1.20	0.72	1.20	1.00
1.30	0.23	1.30	0.27	1.30	0.40	1.30	0.52	1.30	0.67	1.30	0.93
1.40	0.21	1.40	0.25	1.40	0.37	1.40	0.48	1.40	0.62	1.40	0.86
1.50	0.20	1.50	0.23	1.50	0.35	1.50	0.45	1.50	0.58	1.50	0.80
1.60	0.18	1.60	0.22	1.60	0.32	1.60	0.42	1.60	0.54	1.60	0.75

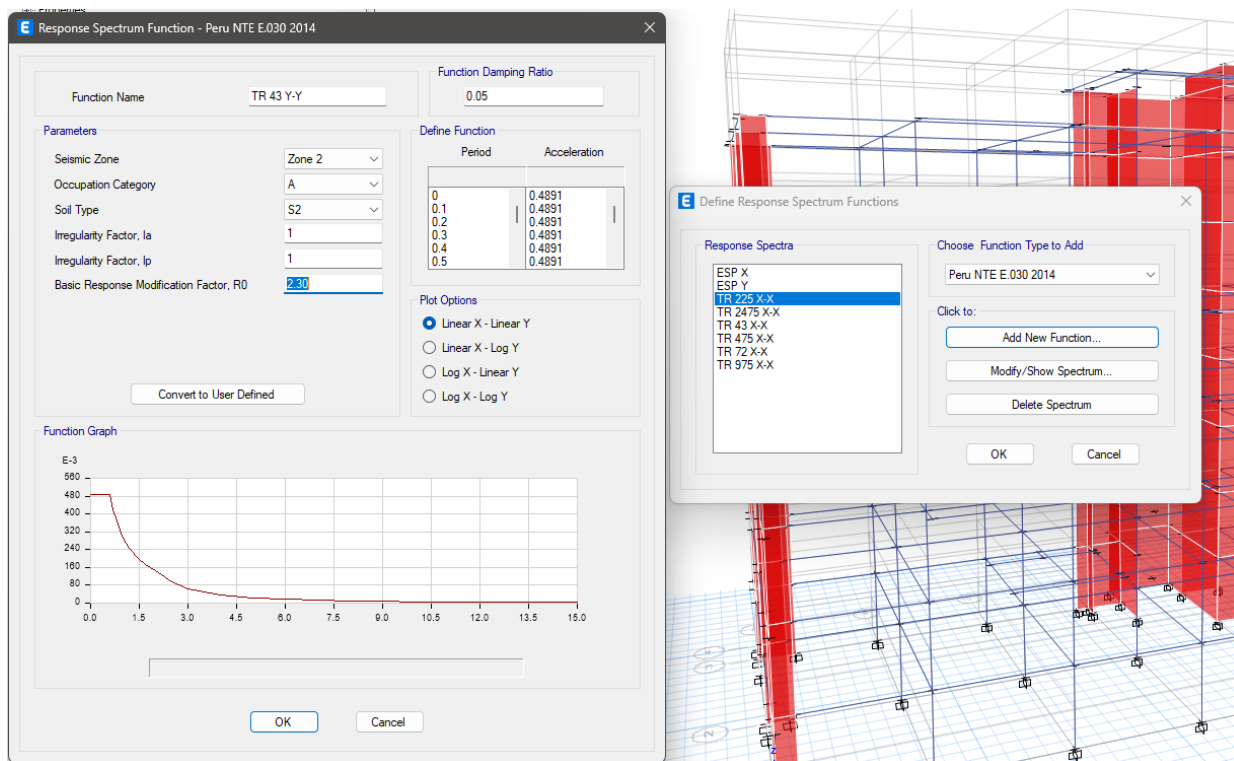
ESPECTROS EN DIRECCION DE ANALISIS Y

SISMO SE		SISMO DE		SISMO ME		-		-		-	
Tr =	43	Tr =	72	Tr =	225	Tr =	475	Tr =	975	Tr =	2475
T (s)	Sa/g	T (s)	Sa/g	T (s)	Sa/g	T (s)	Sa/g	T (s)	Sa/g	T (s)	Sa/g
1.70	0.17	1.70	0.21	1.70	0.31	1.70	0.40	1.70	0.51	1.70	0.71
1.80	0.16	1.80	0.19	1.80	0.29	1.80	0.38	1.80	0.48	1.80	0.67
1.90	0.15	1.90	0.18	1.90	0.27	1.90	0.36	1.90	0.46	1.90	0.63
2.00	0.15	2.00	0.17	2.00	0.26	2.00	0.34	2.00	0.43	2.00	0.60
2.20	0.12	2.20	0.14	2.20	0.21	2.20	0.28	2.20	0.36	2.20	0.50
2.40	0.10	2.40	0.12	2.40	0.18	2.40	0.23	2.40	0.30	2.40	0.42
2.60	0.09	2.60	0.10	2.60	0.15	2.60	0.20	2.60	0.26	2.60	0.36
2.80	0.07	2.80	0.09	2.80	0.13	2.80	0.17	2.80	0.22	2.80	0.31
3.00	0.07	3.00	0.08	3.00	0.12	3.00	0.15	3.00	0.19	3.00	0.27
4.00	0.04	4.00	0.04	4.00	0.06	4.00	0.08	4.00	0.11	4.00	0.15
5.00	0.02	5.00	0.03	5.00	0.04	5.00	0.05	5.00	0.07	5.00	0.10
6.00	0.02	6.00	0.02	6.00	0.03	6.00	0.04	6.00	0.05	6.00	0.07
7.00	0.01	7.00	0.01	7.00	0.02	7.00	0.03	7.00	0.04	7.00	0.05
8.00	0.01	8.00	0.01	8.00	0.02	8.00	0.02	8.00	0.03	8.00	0.04
9.00	0.01	9.00	0.01	9.00	0.01	9.00	0.02	9.00	0.02	9.00	0.03
10.00	0.01	10.00	0.01	10.00	0.01	10.00	0.01	10.00	0.02	10.00	0.02

Figura 116*Demanda Sísmica en Dirección Y-Y*

Para el caso de esta dirección de análisis se verifica que las demandas son menores, esto es debido a que en esta dirección no se presenta irregularidad alguna y por lo tanto la demanda sísmica se reduce.

Una vez definidos los factores y los espectros, estos son cargados en el software en función del factor de reducción basal sísmica afectado por la irregularidad en cada dirección de análisis.

Figura 117*Demanda Sísmica en ETABS***5.1.5. DESEMPEÑO SÍSMICO****5.1.5.1.OBJETIVOS DE DESEMPEÑO**

De acuerdo con la Norma ASCE 41-17 (2017) El desempeño del edificio puede describirse considerando la seguridad que ofrece a sus ocupantes durante y después de un evento sísmico; el costo y la posibilidad de restaurarlo a su estado previo al terremoto; el tiempo que permanecerá inhabilitado para realizar reparaciones, así como el impacto económico, arquitectónico o histórico en la comunidad. Estas características de desempeño están estrechamente vinculadas con el nivel de daño que pueden experimentar el edificio y sus sistemas durante el sismo.

Según la tabla del ASCE 41-17 el objetivo de la edificación deberá obedecer a la categoría de Riesgo I o II, sin embargo, debido a que la edificación ya es una existente el objetivo deberá de ser de desempeño básico para edificaciones existentes o BPOE debiendo

cumplir el objetivo de desempeño de g & l para el sismo definido de BSE-1E y BSE-2E respectivamente.

5.1.5.2.LIMITES DE DESEMPEÑO

Es necesario comprobar que los desplazamientos en el punto de desempeño cumplan con los límites definidos para cada nivel de desempeño. El ATC-40 especifica valores máximos tanto para la deriva total (elástica + inelástica) y para la deriva inelástica:

Tabla 65

Límites de deriva según el ATC – 40

Deriva límite de entrepiso	Nivel de Desempeño			
	Ocupación Inmediata	Control de Daño	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural
Deriva total máxima	0.010	0.01-0.02	0.020	$0.33 \frac{V_i}{P_i}$
Deriva inelástica máxima	0.005	0.005-0.015	Sin límite	Sin límite

Fuente: ATC 40, 1996.

Siendo V_i el cortante total, y P_i la carga de gravedad total en el piso i .

El Comité Visión 2000 establece derivas límite para determinar sus niveles de desempeño:

Tabla 66

Límites de deriva según el Comité Visión 2000

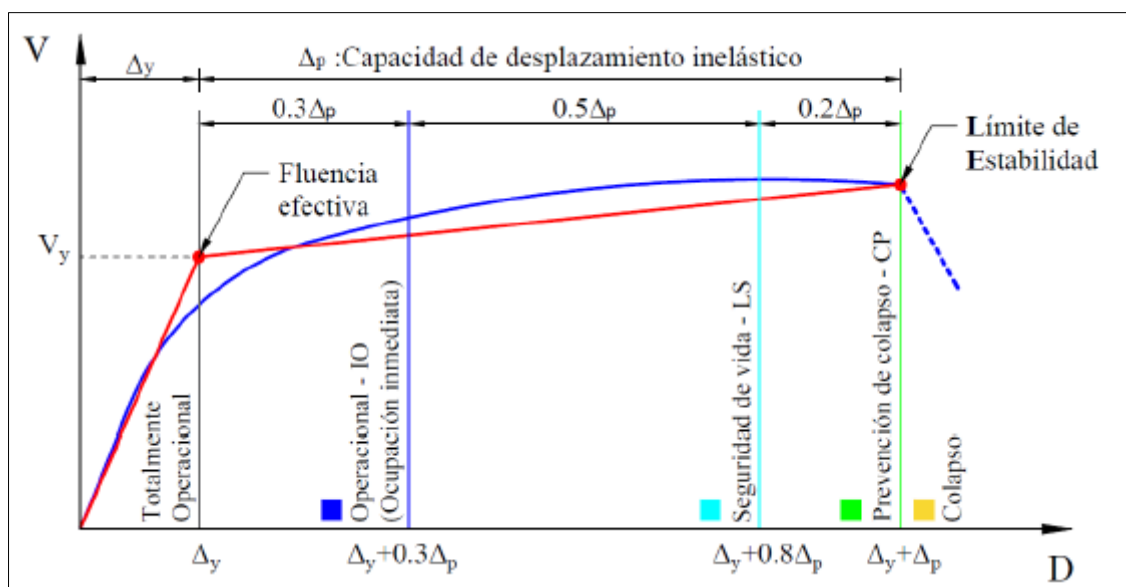
Deriva	Nivel de Desempeño				
	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de Vida	Prevención de Colapso	Colapso
Permisible	<0.002	<0.005	<0.015	<0.025	>0.025
Permanente	Despreciable	Despreciable	<0.005	<0.025	>0.025

Fuente: SEAOC Vision 2000 Committe, 1995.

El ATC-40 propone una división de la representación bilineal de la curva de capacidad con el propósito de evaluar el nivel de desempeño por sectores:

Figura 118

Límites de Desempeño Sísmico



5.1.5.3. DESEMPEÑO SISMICO DE EDIFICACION

Una vez que se tienen las curvas de capacidad y determinada la demanda sísmica de la edificación es posible determinar el desempeño de la edificación en ambas direcciones de

análisis y compatibilizar estos con los objetivos de desempeño esperado y de esta manera verificar si la edificación cumple con la filosofía de diseño de la Norma E.030.

Como primer paso se tiene que de acuerdo con el método espectro capacidad de la Norma FEMA 440 la curva capacidad se deberá de convertir a términos espectrales, es decir, que es necesario transformar los desplazamientos y cortantes a términos espectrales a fin de combinar y llegar al punto de desempeño de los espectros de respuesta definidos anteriormente,

a) Análisis en Dirección X-X

Para este caso se procedió a obtener la curva capacidad en función de desplazamientos espectrales, periodos y aceleraciones espectrales, teniendo el siguiente grafico:

Tabla 67

Aceleraciones y Desplazamientos Espectrales en Dirección X-X

Desempeño sísmico		
Dirección X-X		
Sd (cm)	Sa (g)	Periodo (seg)
0	0	0
1.9354	0.077077	1.005
2.1955	0.086382	1.012
3.1015	0.116817	1.034
3.1247	0.114209	1.049
3.5974	0.127875	1.064
3.7085	0.126042	1.088
5.2013	0.155111	1.162
6.585	0.180702	1.211
6.6339	0.181112	1.214
8.1359	0.203577	1.268
8.195	0.204373	1.271
8.2265	0.203368	1.276
8.5621	0.208005	1.287
8.6007	0.208263	1.289
8.6057	0.2082	1.29
8.8087	0.211154	1.296

Seguidamente se procede a determinar los puntos de desempeño para cada sismo obteniendo un resumen del desplazamiento y la aceleración espectrales.

Figura 119

Desempeño para Sismo de 43 años de Periodo de Retorno en X-X

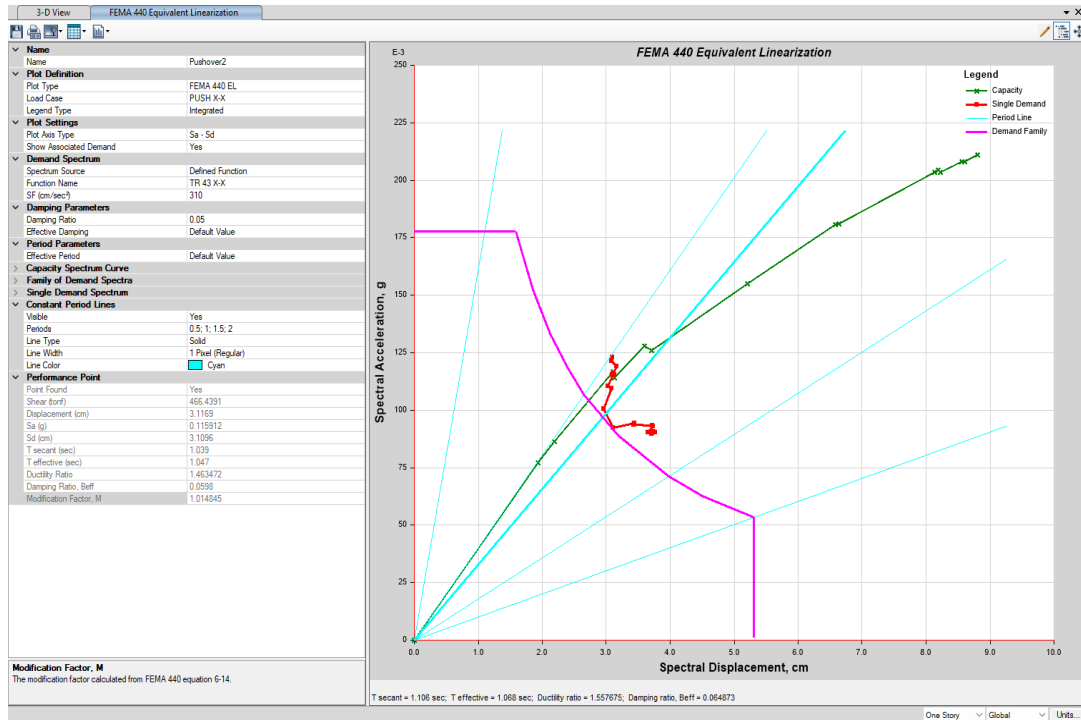


Figura 120

Desempeño para Sismo de 72 años de Periodo de Retorno en X-X

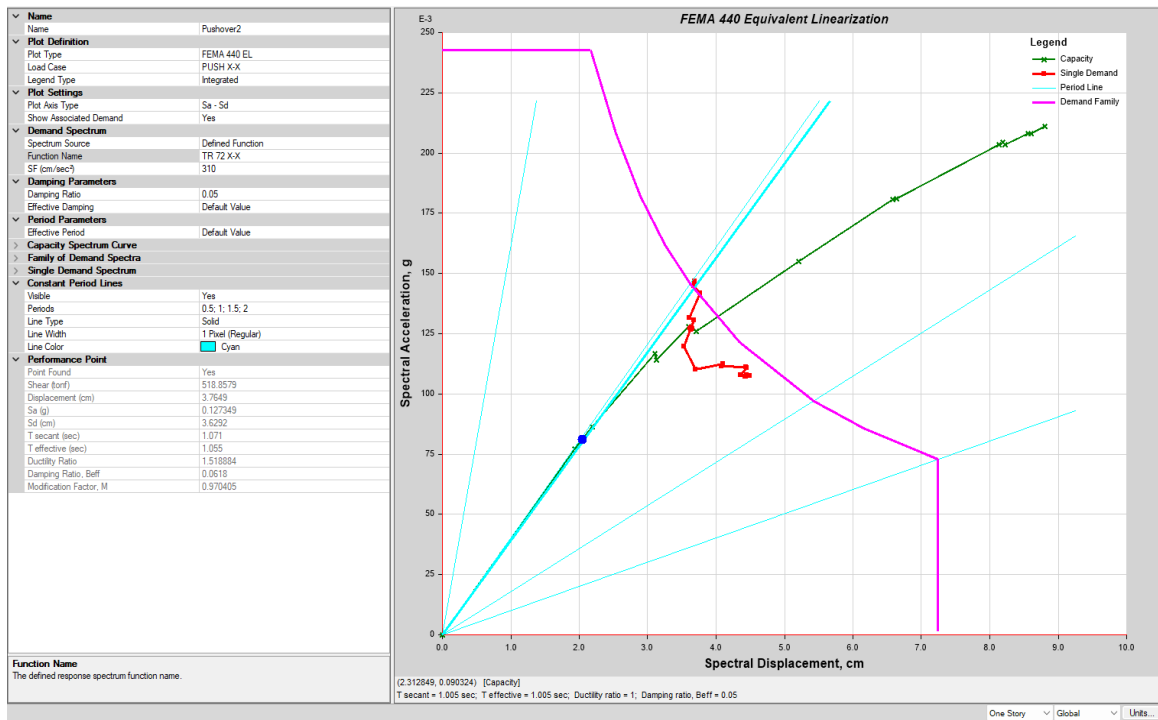


Figura 121

Desempeño para Sismo de 225 años de Periodo de Retorno en X-X

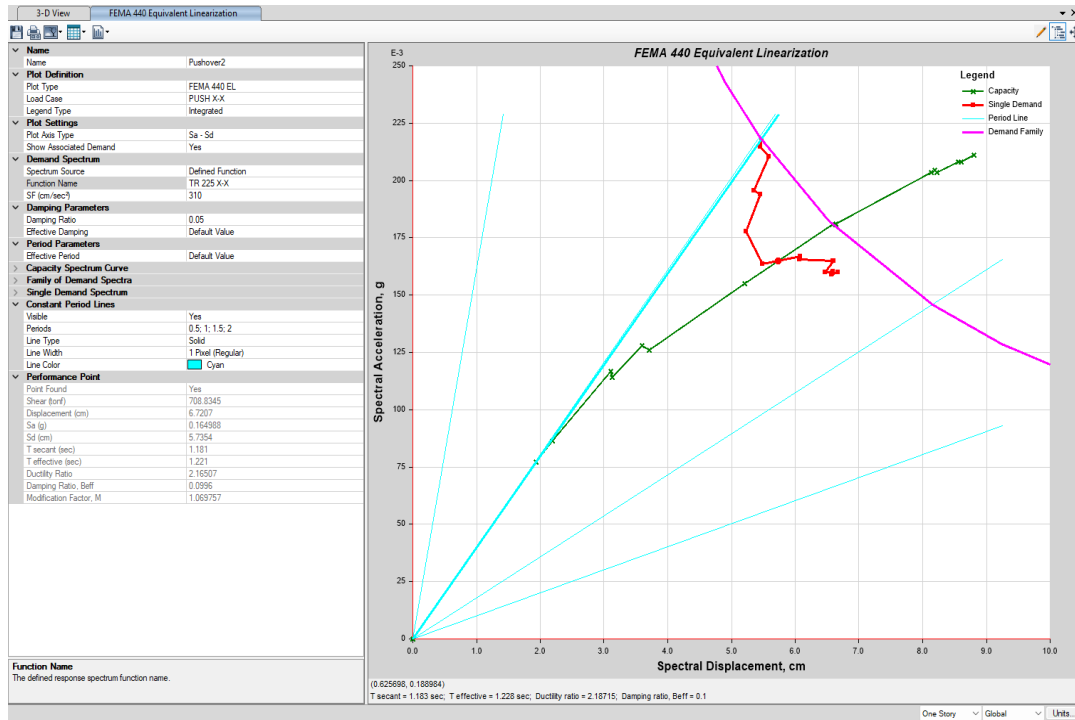


Figura 122

Desempeño para Sismo de 475 años de Periodo de Retorno en X-X

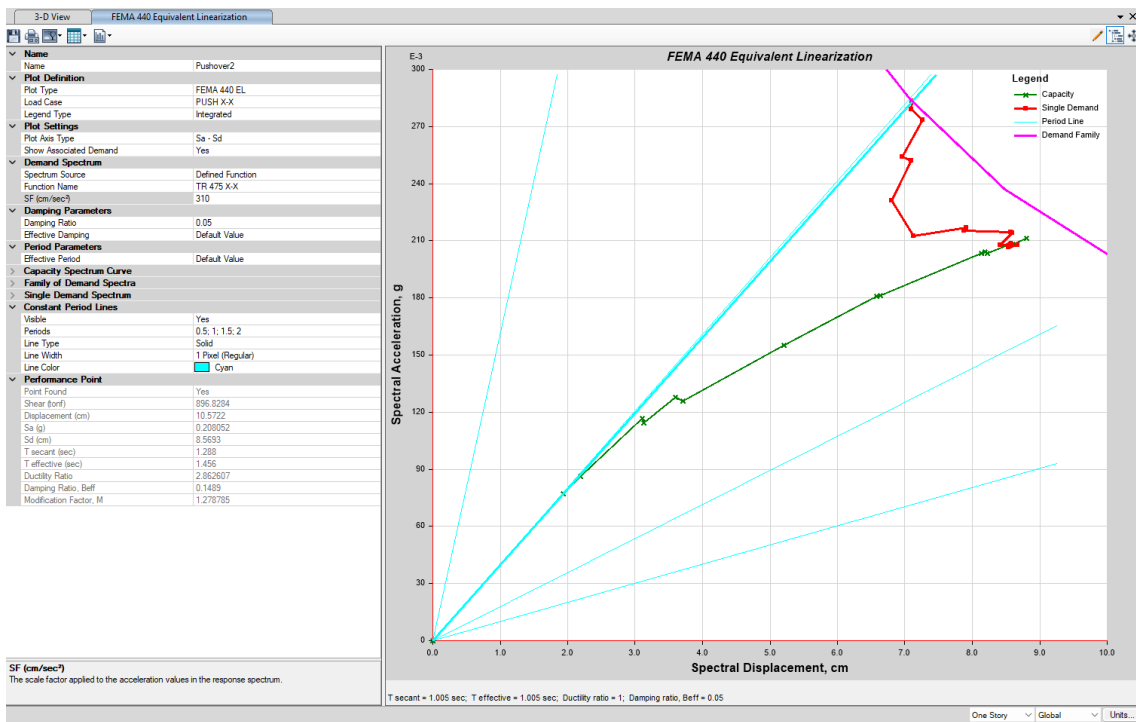


Figura 123

Desempeño para Sismo de 975 años de Periodo de Retorno en X-X

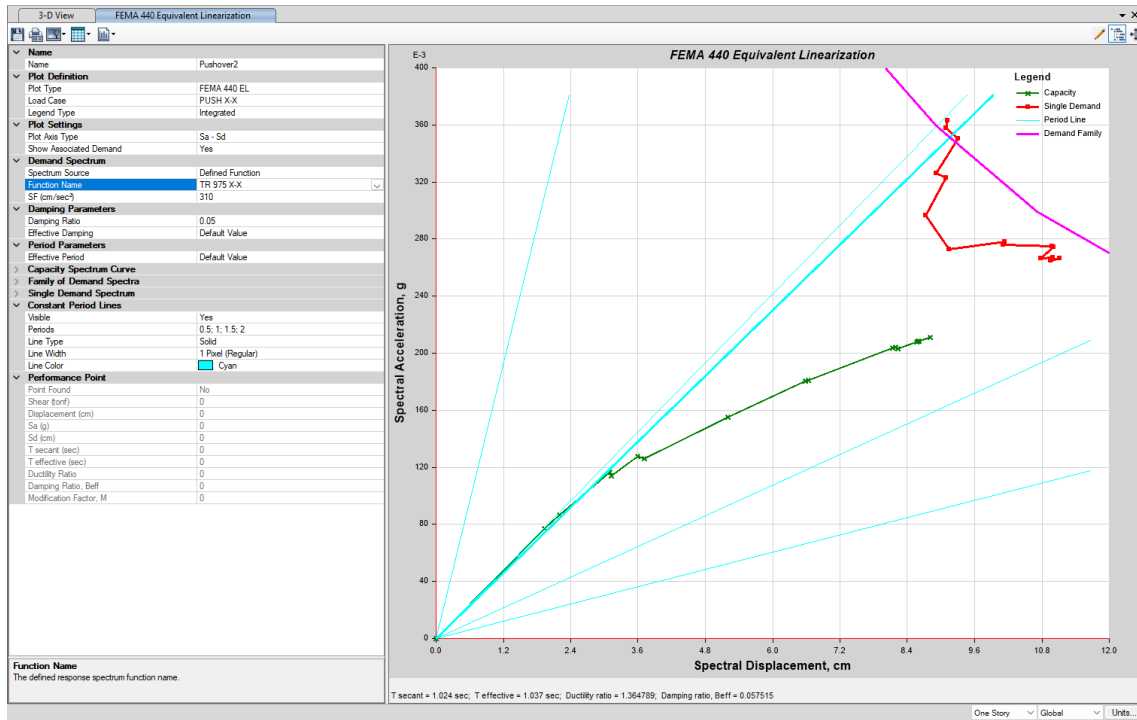
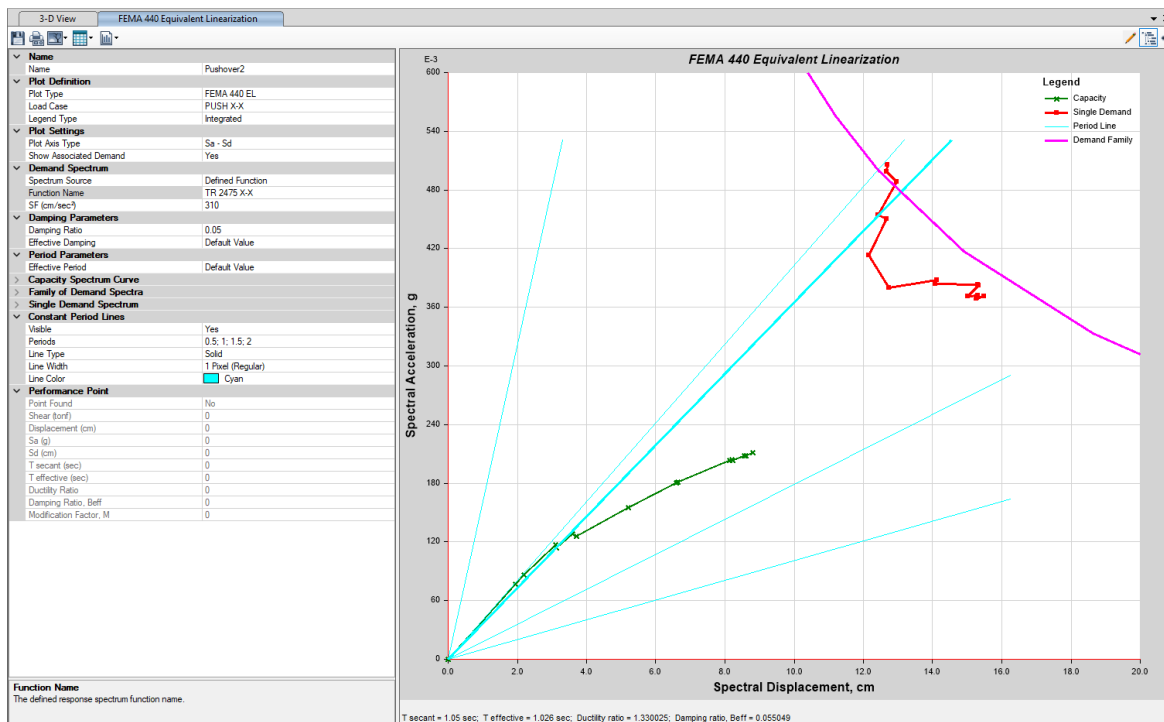


Figura 124

Desempeño para Sismo de 2475 años de Periodo de Retorno en X-X



En resumen, se tiene las aceleraciones y desplazamientos espectrales de la Tabla 68, logrando determinar que, para el sismo de diseño, es decir, para el sismo de la norma peruana sin realizar la reducción de coeficiente básico de reducción ($R_o=1$) la edificación tiene el desempeño con un desplazamiento de 8.57 cm y una cortante basal de 896.83 tonf, para los otros sismos la edificación no tiene un punto de desempeño por lo tanto la edificación no soportará estos sismos.

Tabla 68

Puntos de Desempeño Sísmico en Dirección X-X

Puntos de desempeño - Dirección X				
Tr	Sismo	Sa (g)	Sd (cm)	V (tnf)
43 años	-	0.12	3.11	466.44
72 años	50%/50	0.13	3.76	518.86
225 años	BSE-1E	0.16	5.74	708.83
475 años	BSE-1N	0.21	8.57	896.83
975 años	BSE-2E	-	-	-
2475 años	BSE-2N	-	-	-

Entonces se tiene la Tabla 69 que es el resumen del cumplimiento de los objetivos de desempeño esperado para esta edificación.

Tabla 69

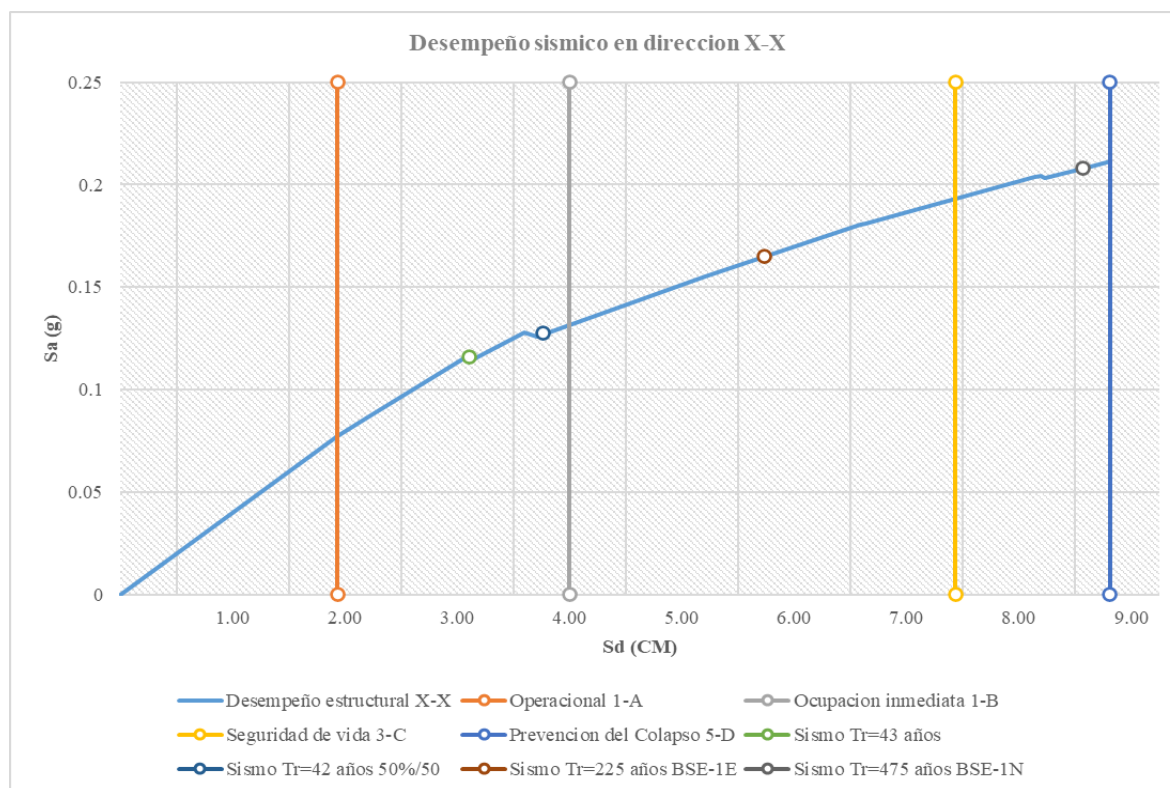
Objetivos de Desempeño de Edificación en Dirección X-X

Evaluación de Objetivos de Desempeño - Dirección X						
Nivel de amenaza Sísmica			Niveles de desempeño del edificio objetivo			
Sismo	Periodo	Sismo	Operacional 1-A	Ocupación inmediata 1-B	Seguridad de vida 3-C	Prevención de colapso 5-D
50%/30 años	43 años	-	X			
50%/50 años	72 años	50%/50	X			
20%/50 años	225 años	BSE-1E	X			
10%/50 años	475 años	BSE-1N		X		
5%/50 años	975 años	BSE-2E		X		
2%/50 años	2475 años	BSE-2N			X	

El desempeño de la edificación en esta dirección de análisis es el siguiente:

Figura 125

Desempeño Sísmico de Edificación en Dirección X-X



Se puede verificar que solo los primeros 4 tipos de sismos se encuentran dentro de la capacidad soportada por la edificación, lo que implica que los otros dos sismos, es decir, el sismo tipo BSE-2E y BSE-2N no pueden ser soportados por la edificación, teniendo como conclusión que la edificación colapsaría, se tiene el resumen en la Tabla 70:

Tabla 70

Desempeño Sísmico en Dirección X-X

Evaluación de desempeño - Dirección X							
Sismo	Periodo	Operacional 1-A	Ocupación inmediata 1-B	Seguridad de vida 3-C	Prevención de colapso 5-D	Colapso	¿Cumple con objetivo?
-	43 años		X				NO
50%/50	72 años		X				NO
BSE-1E	225 años			X			NO
BSE-1N	475 años				X		NO
BSE-2E	975 años					X	NO
BSE-2N	2475 años					X	NO

Se determina entonces que para esta dirección de análisis la edificación **no cumple** con ningún objetivo de desempeño, esto concuerda con la filosofía de diseño que indica que una edificación de categoría A2 deberá de servir de refugio ante el sismo más fuerte de la zona, es decir, que por lo menos el sismo de diseño ($R_0=1$, sismo de 475 años) según la norma peruana deberá de encontrarse en un rango de seguridad de vida en el cual existen reparaciones menores pero la edificación todavía puede usarse, sin embargo, se verifica que el diseño realizado a esta edificación garantiza que ante el sismo previsto como el máximo en territorio nacional la edificación es capaz de soportar este sismo encontrándose en un nivel de desempeño de prevención del colapso.

b) Análisis en Dirección Y-Y

Para este caso se procedió a obtener la curva capacidad en función de desplazamientos espectrales, periodos y aceleraciones espectrales, teniendo el siguiente grafico:

Tabla 71*Aceleraciones y Desplazamientos Espectrales en Dirección Y-Y*

Desempeño sísmico		
Dirección Y-Y		
Sd (cm)	Sa (g)	Periodo (seg)
0	0	0
1.2537	0.051347	0.991
1.325	0.053582	0.998
1.351	0.051817	1.024
2.4109	0.07908	1.108
2.4119	0.079104	1.108
2.4248	0.079461	1.108
2.5861	0.082635	1.122
3.4743	0.101051	1.176
3.5011	0.10138	1.179
4.3323	0.11645	1.224
4.3381	0.116561	1.224
4.9593	0.12778	1.25
5.1402	0.130107	1.261
5.7259	0.139854	1.284
5.7305	0.139834	1.284
6.4415	0.150564	1.312
6.5227	0.151273	1.318
6.7853	0.154566	1.329
6.808	0.154635	1.331
8.1476	0.169318	1.392
8.1493	0.166867	1.402
9.1674	0.176346	1.447
9.2743	0.175771	1.457
9.3085	0.172024	1.476
9.3505	0.172087	1.479
9.707	0.174962	1.494
9.7502	0.174751	1.499
9.7913	0.175101	1.5
10.0426	0.177252	1.51
10.2171	0.177478	1.522
11.2218	0.187874	1.551
11.2697	0.188114	1.553
11.3114	0.187699	1.558
11.3172	0.187778	1.558

Posteriormente se procede a determinar los puntos de desempeño para cada sismo obteniendo un resumen del desplazamiento y la aceleración espectrales.

Figura 126

Desempeño para Sismo de 43 años de Periodo de Retorno en Y-Y

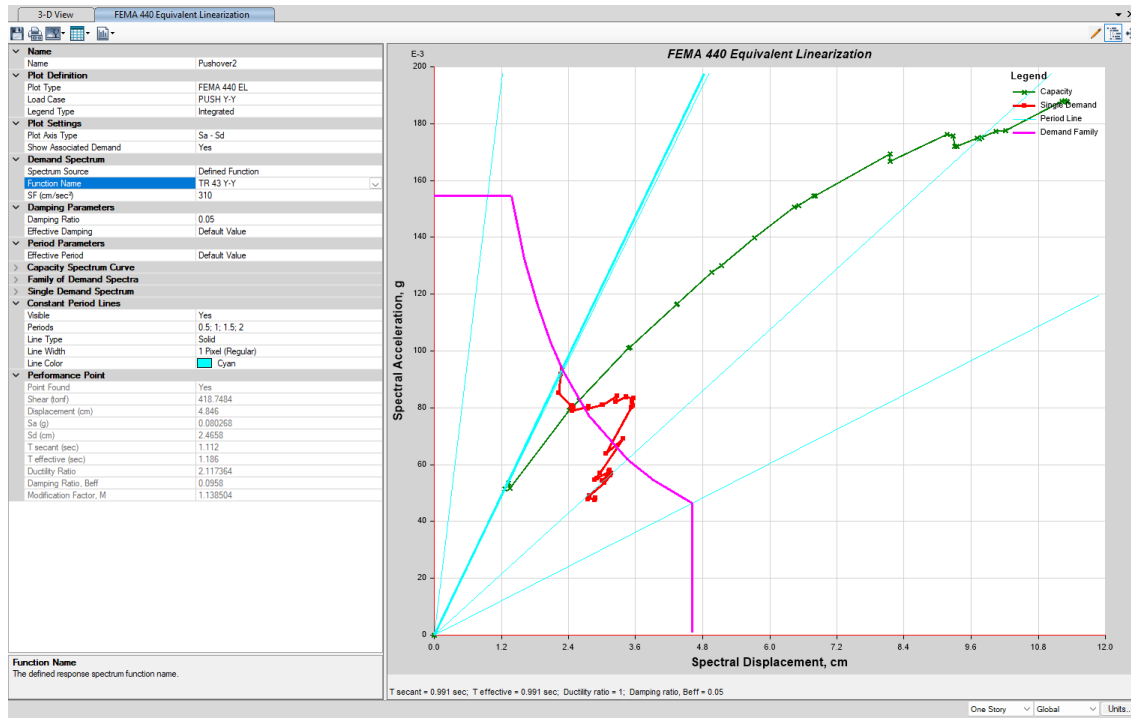


Figura 127

Desempeño para Sismo de 72 años de Periodo de Retorno en Y-Y

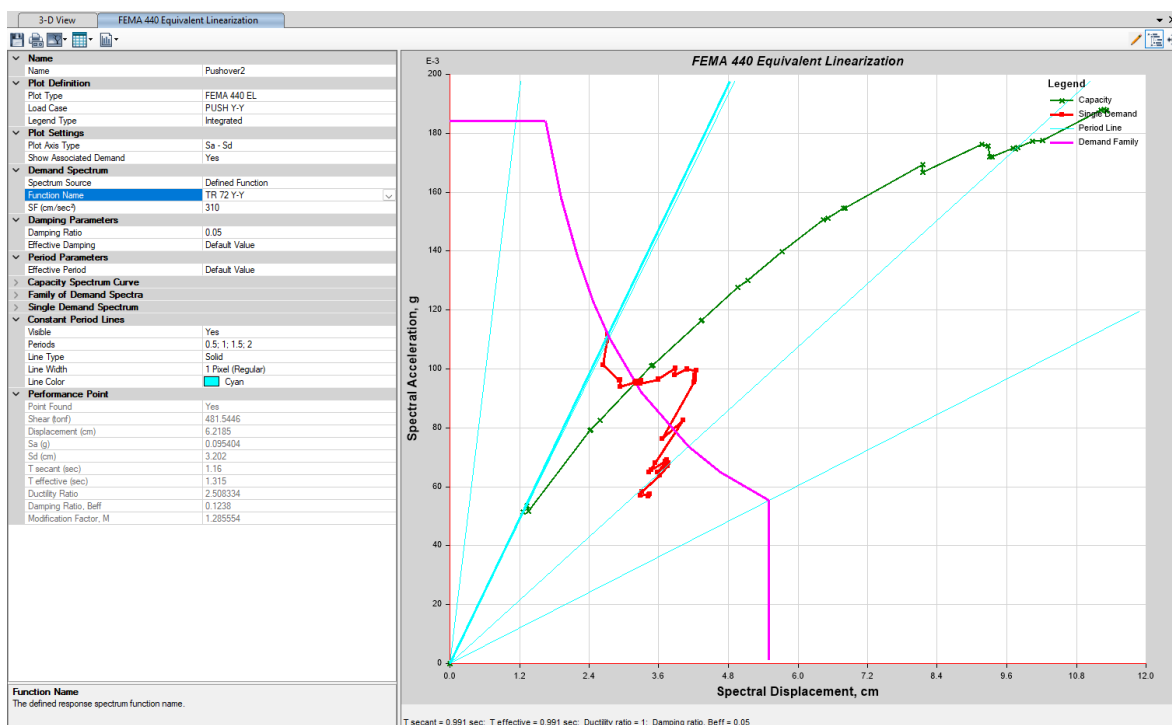


Figura 128

Desempeño para Sismo de 225 años de Periodo de Retorno en Y-Y

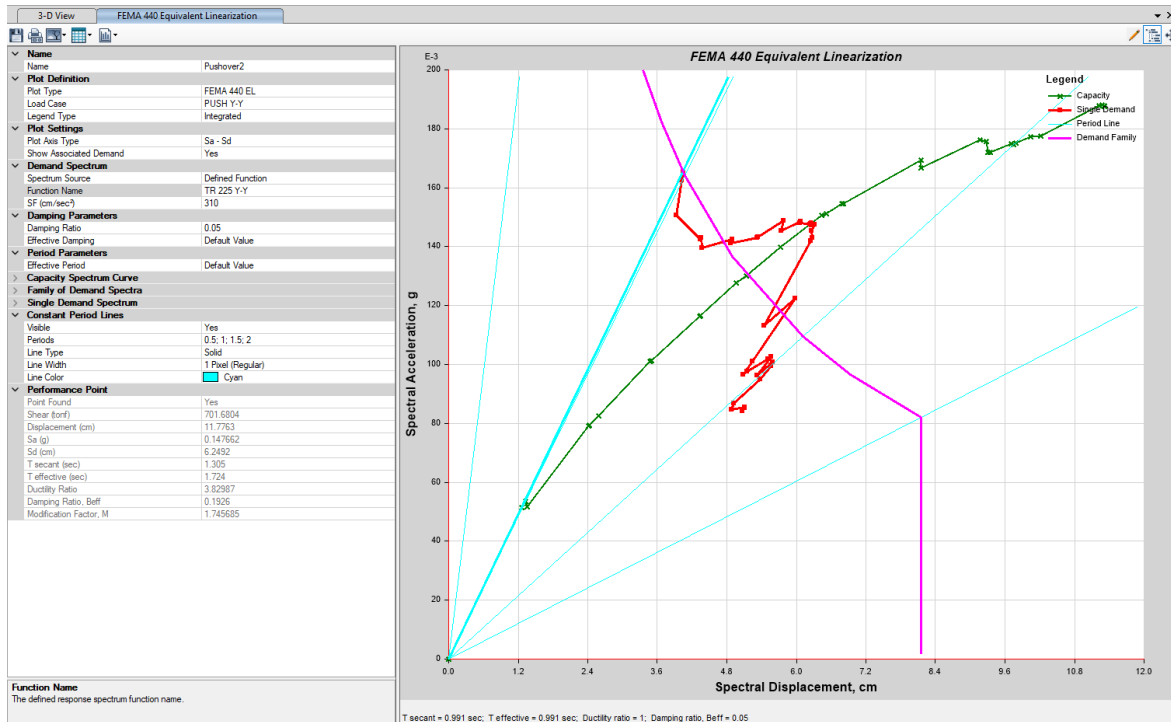


Figura 129

Desempeño para Sismo de 475 años de Periodo de Retorno en Y-Y

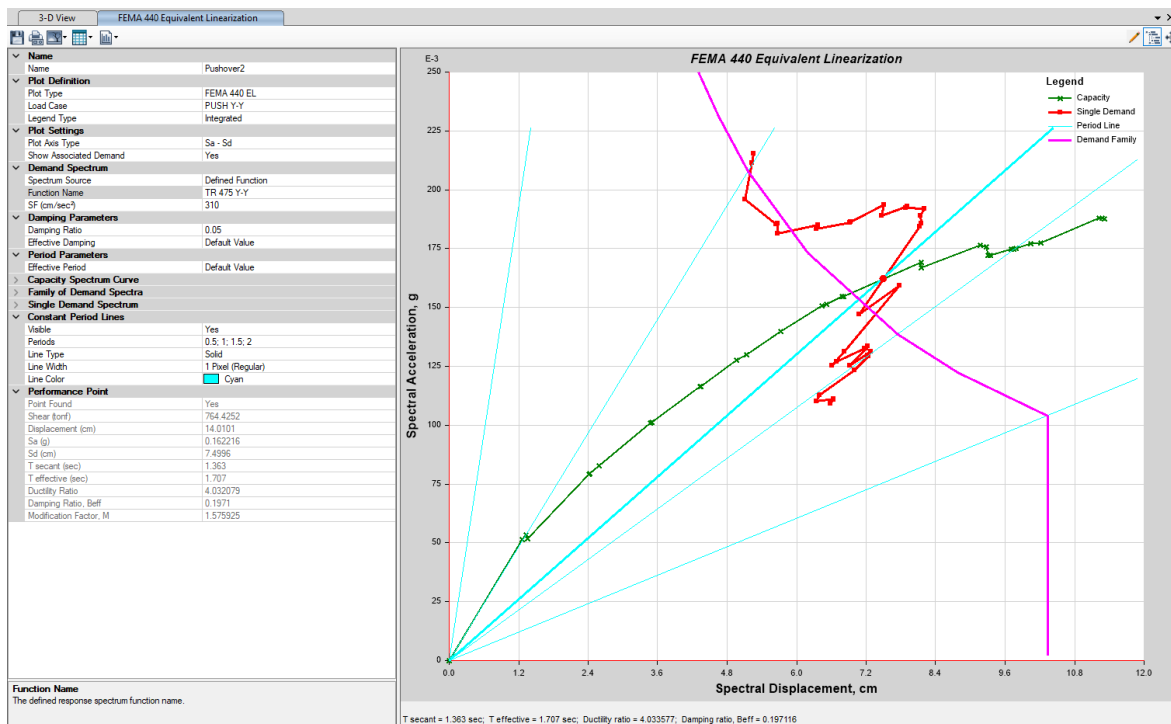


Figura 130

Desempeño para Sismo de 975 años de Periodo de Retorno en Y-Y

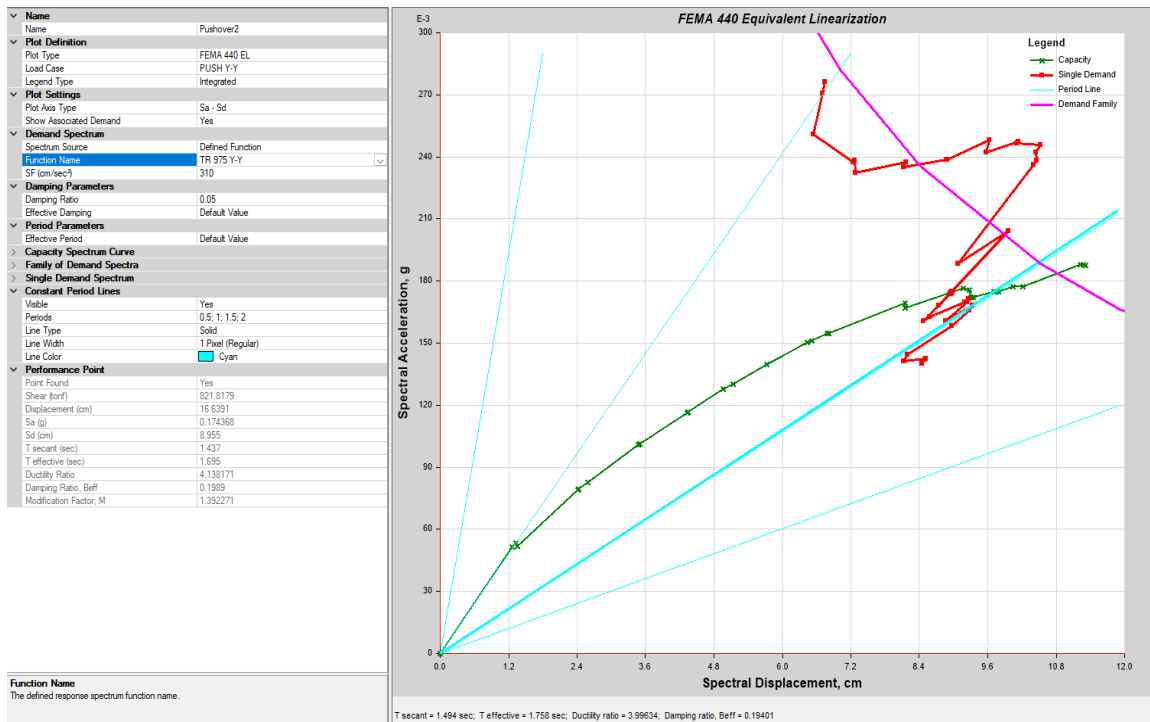
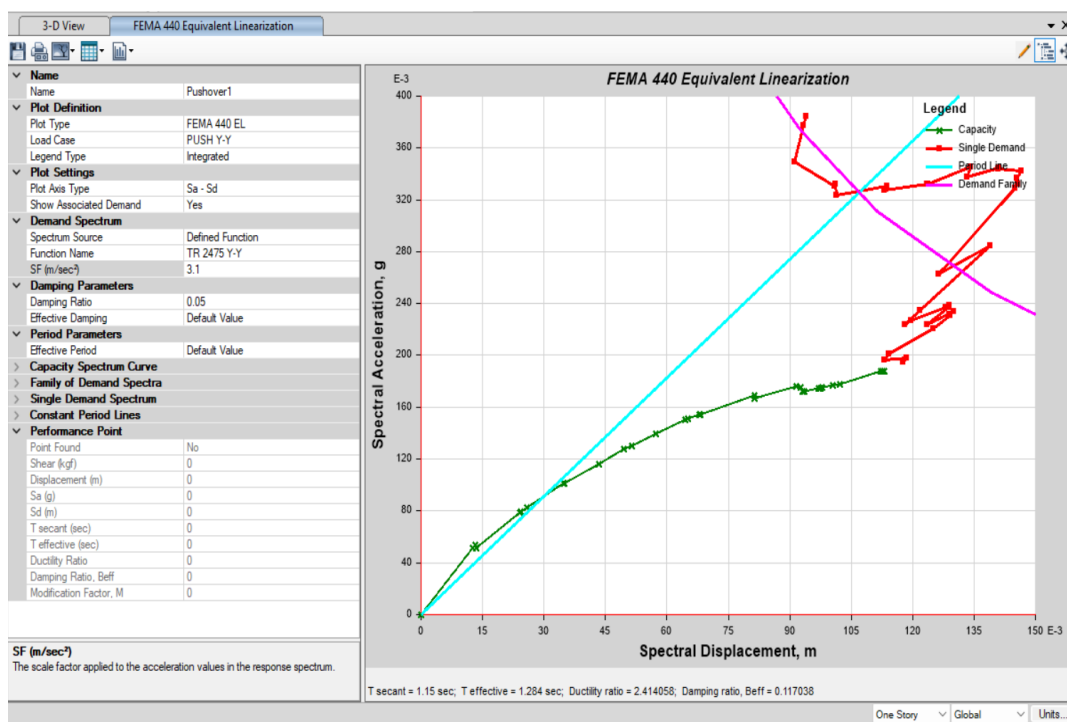


Figura 131

Desempeño para Sismo de 2475 años de Periodo de Retorno en Y-Y



En resumen, se tiene las aceleraciones y desplazamientos espectrales mostradas en la Tabla 72 y se determina que, para el sismo de diseño, es decir, para el sismo de la norma peruana sin realizar la reducción de coeficiente básico de reducción ($R_0=1$) la edificación tiene el desempeño con un desplazamiento de 7.50 cm y una cortante basal de 764.43 tonf, para los otros sismos la edificación no tiene un punto de desempeño por lo tanto la edificación no soportara estos sismos.

Tabla 72

Puntos de Desempeño Sísmico en Dirección Y-Y

Puntos de desempeño - Dirección Y				
Tr	Sismo	Sa (g)	Sd (cm)	V (tnf)
43 años	-	0.08	2.47	418.75
72 años	50%/50	0.10	3.20	481.54
225 años	BSE-1E	0.15	6.25	701.68
475 años	BSE-1N	0.16	7.50	764.43
975 años	BSE-2E	0.17	8.96	821.82
2475 años	BSE-2N	-	-	-

Entonces se tiene la Tabla 73 que muestra el resumen del cumplimiento de los objetivos de desempeño esperado para esta edificación.

Tabla 73

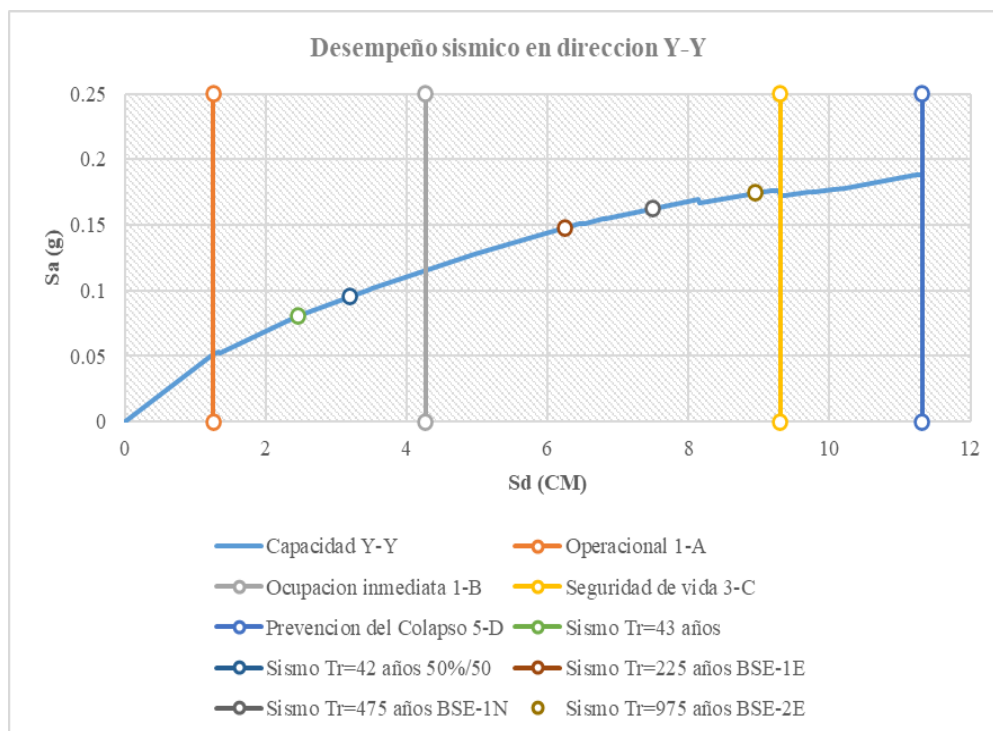
Objetivos de Desempeño de Edificación en Dirección Y-Y

Evaluación de desempeño - Dirección Y						
Nivel de amenaza Sísmica			Niveles de desempeño del edificio objetivo			
Sismo	Periodo	Sismo	Operacional 1-A	Ocupación inmediata 1-B	Seguridad de vida 3- C	Prevención de colapso 5-D
50%/30 años	43 años	-	X			
50%/50 años	72 años	50%/50	X			
20%/50 años	225 años	BSE-1E	X			
10%/50 años	475 años	BSE-1N		X		
5%/50 años	975 años	BSE-2E			X	
2%/50 años	2475 años	BSE-2N			X	

El desempeño de la edificación en esta dirección de análisis es el siguiente:

Figura 132

Desempeño Sísmico de Edificación en Dirección Y-Y



Se puede verificar que solo los primeros 5 tipos de sismos se encuentran dentro de la capacidad soportada por la edificación, lo que implica que el último sismo, es decir, el sismo tipo BSE-2N no puede ser soportados por la edificación, teniendo como conclusión que la edificación colapsaría, en resumen se tiene la Tabla 74:

Tabla 74

Desempeño Sísmico en Dirección Y-Y

Evaluación de desempeño - Dirección Y							
Sismo	Periodo	Operacional 1-A	Ocupación inmediata 1-B	Seguridad de vida 3-C	Prevención de colapso 5-D	Colapso	¿Cumple con objetivo?
-	43 años		X				NO
50%/50	72 años		X				NO
BSE-1E	225 años			X			NO

BSE-1N	475 años	X		NO
BSE-2E	975 años	X		SI
BSE-2N	2475 años		X	NO

Se determina entonces que para la dirección de análisis Y-Y, la edificación **cumple parcialmente** con el objetivo de desempeño, esto concuerda con la filosofía de diseño que indica que una edificación de categoría A2 deberá de servir de refugio ante el sismo más fuerte de la zona, es decir, que por lo menos el sismo de diseño ($R_0=1$, sismo de 475 años) según la norma peruana deberá de encontrarse en un rango de seguridad de vida en el cual existen reparaciones menores pero la edificación todavía puede usarse, sin embargo, se verifica que el único objetivo del desempeño sísmico que cumple la edificación es para el sismo de tipo BSE—2E el cual tiene un periodo de retorno de 975 años y se encuentra en un nivel 3-C o de seguridad de vida.

CAPÍTULO VI: DISCUSIONES

6.1. HALLAZGOS MÁS RELEVANTES

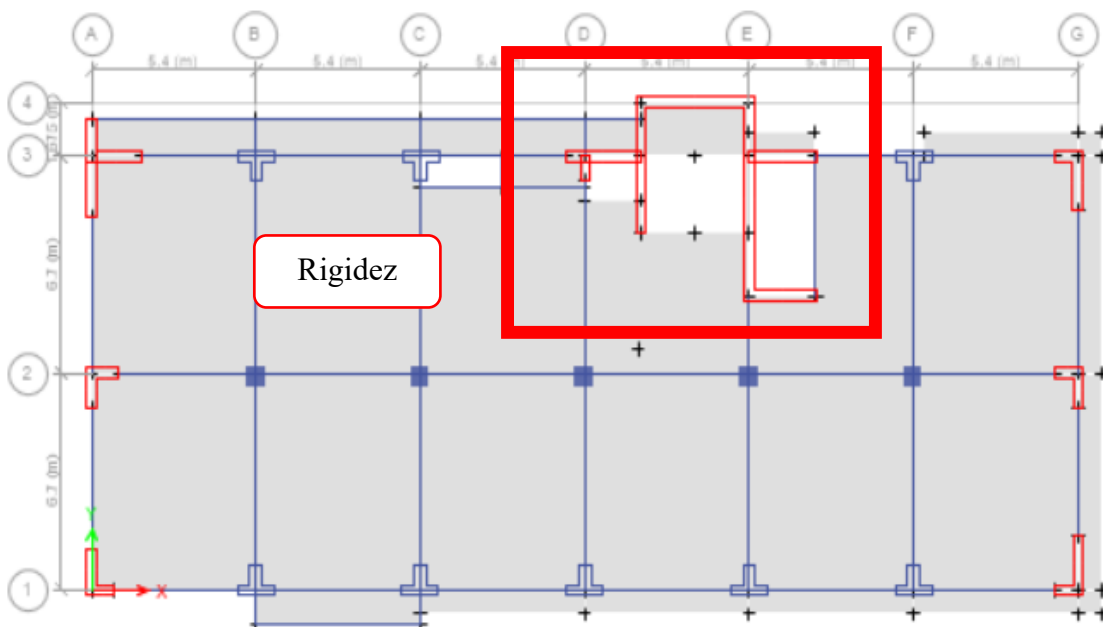
6.1.1. ANÁLISIS ESTÁTICO SEGÚN NORMA E.030

Se ha encontrado a través de esta investigación que existe una irregularidad estructural presente en la edificación lo que modifica severamente el comportamiento modal de la edificación, concretamente se tiene la irregularidad en planta correspondiente a la torsión en sentido de análisis X-X y Y-Y, esto se explica debido a una alta concentración de rigidez producto de las placas de concreto donde se tiene la escalera de emergencia.

Debido a que existe una gran rigidez solo en un extremo de la edificación, se produce una torsión, sin embargo, este valor no excede al mínimo exigido para clasificarlo como una irregularidad extrema.

Figura 133

Concentración de Rigidez en Planta



Cuando se produce el análisis sísmico se verifica que el centro de rigidez no está próximo o cercano al centro de masas, lo que implica que exista una excentricidad y luego se produce una torsión solo en ese sentido de análisis.

De otra parte, según el artículo 21 de la Norma E.030 para esta categoría de la edificación no se debe de presentar irregularidad alguna, sin embargo, debido a esta distribución en planta se tiene una irregularidad que no cumpliría con la disposición del reglamento.

6.1.2. ANÁLISIS DINÁMICO SEGÚN NORMA E.030

Se ha comprobado que pese a la irregularidad en planta determinada en el análisis estático, la edificación cumple con las derivas máximas de acuerdo al material predominante siendo menores a 0.007 para las derivas relativas recuperadas, esto implica que las derivas obtenidas son multiplicadas por el 0.85 R para la dirección de análisis (Y-Y) y en la dirección de análisis (X-X) debido a que en ambas direcciones de análisis se presenta la irregularidad torsional en planta. Todo este procedimiento se realiza de conformidad al artículo 31.1 de la norma sismo resistente E.030.

6.1.3. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

Se ha determinado que es necesario calibrar el sismo dinámico a fin de cumplir con el Artículo 29.4 de la Norma E.030, donde se compara las cortantes basales por el caso dinámico y el estático. Debiendo cumplir que la fuerza cortante basal dinámica tenga como mínimo el 80% del cortante basal estático, si la estructura es regular, y como mínimo el 90% del cortante basal estático si la estructura es irregular. Esto implicaba que es necesario modificar el valor de la aceleración de la gravedad con el objetivo de que las cortantes mínimas para el análisis deberían ser los mínimos exigidos para las combinaciones de carga de la Norma E.060.

El punto de cálculo básico para el análisis no lineal es la determinación de los factores de las rotulas plásticas en los elementos estructurales, estos factores son importantes en la definición del mecanismo de colapso y en consecuencia en la capacidad estructural de la edificación. Se ha comprobado que los valores asignados para las rotulas plásticas provienen de características del material y la cuantía de acero determinada para cada sección estructural.

En cuanto al análisis Push Over, se ha procedido a determinar el patrón de cargas laterales aplicadas al centro de rigideces, este patrón es calculado en función a la relación de los desplazamientos máximos del caso modal sísmico para esa dirección de análisis.

De este análisis es posible determinar cuál es la ductilidad del sistema estructural.

6.1.4. DEMANDA SÍSMICA

Para el caso de la demanda sísmica se ha procedido a verificar según la norma, el riesgo y tipo de la edificación a analizar siguiendo las disposiciones de la Norma Internacional ASCE 41-17 contextualizado a las características similares de la edificación a analizar.

Además, también se ha logrado compatibilizar los niveles de amenaza sísmica con la filosofía de diseño de la Norma E.030, la cual indica que según la categoría estructural es necesario una respuesta sísmica necesaria.

6.1.5. DESEMPEÑO SÍSMICO

Se ha logrado determinar que la edificación no cumple con la filosofía de diseño para una categoría tipo A2, esperando que el sismo con menor probabilidad de retorno, pero con mayor intensidad, tenga un desempeño esperado para utilizar la edificación como un refugio luego de un siniestro sísmico, esto se debe a que no se cumple con la regularidad estructural.

Se ha logrado realizar una comparación con los objetivos de desempeño con otras normas internacionales tales como el ATC-40 y las disposiciones del Comité Visión 2000.

6.2. LIMITACIONES DEL ESTUDIO

Al realizar el estudio se tuvo las siguientes limitaciones:

- Se ha limitado a utilizar la Norma E.030 con el fin de realizar el análisis estático y el análisis dinámico.
- Para el procedimiento del análisis no lineal aplicando el Push – Over se ha utilizado las recomendaciones de la Norma Internacional Americana ASCE 41-17, el mismo que sirvió para definir la formación de las rotulas plásticas y por lo tanto verificar el mecanismo de colapso.
- La Norma ASCE 41-17 también sirvió para definir el objetivo de desempeño para edificaciones con objetivos mejorados a fin de lograr que la edificación cumpla con los servicios requeridos según el riesgo y categoría de la edificación.
- Las características de los materiales y resistencia a la compresión última del concreto provienen de la memoria de cálculo aprobado previo a la ejecución del proyecto.

6.3.COMPARACIÓN CRÍTICA CON LA LITERATURA EXISTENTE

Según la tesis de investigación denominada: “Evaluación del desempeño sismorresistente de la institución educativa n°50217 de la comunidad Umachurco -San salvador, aplicando el método de análisis estático no lineal de cedencia sucesiva (pushover)”, realizado por Cumpa & Quispe (2018), se determinó que el análisis Push Over facilitó el desarrollo de rotulas plásticas, se tiene un desplazamiento de 1.11 para una fuerza cortante de 122.93 Tn, lo que indica que se incurren en el rangp de comportamiento inelástico de la estructura. El desplazamiento máximo es de 7.40cm con una fuerza de 282.06 Tn de cortante, Los autores utilizaron AENL de cedencia sucesiva (Push Over) aplicando diferentes

solicitaciones sísmicas a la estructura, describiendo así las condiciones de daño, ocupación inmediata y por último seguridad de vida.

En comparación con este estudio, se ha procedido a utilizar esta metodología para determinar el mecanismo de colapso, logrando determinar que el comportamiento lineal de la edificación se encuentra todavía en el desplazamiento de 3.17 cm, esta diferencia es debido a las características de la edificación, tales como el sistema estructural, modos de vibración, periodos de vibración, cargas, número de niveles entre otros.

De otra parte, según Mines (2019), en su investigación denominada “Desempeño sismorresistente de la institución educativa técnica Rafael Loayza Guevara utilizando el método PushOver y propuesta de mejora”. Se obtuvo como resultado una capacidad para dirección de análisis X una cortante basal máxima de 140.84 tnf con un desplazamiento en techo de 0.1959 m con una fluencia efectiva de 0.025, para la dirección de análisis Y se obtuvo una cortante máxima de 302.25 tnf con un desplazamiento en techo de 0.2618 m con una fluencia efectiva de 0.0326, en cuanto al punto de desempeño para ambas direcciones de análisis se obtuvo que se encuentra con un nivel de ocupación inmediata IO, se concluye entonces que el nivel de desempeño sismorresistente de la edificación es de ocupación inmediata.

A diferencia de este estudio desarrollado, en la anterior investigación solamente se ha determinado el desempeño del sismo de diseño o del sismo con un periodo de retorno de 475 años o el sismo de diseño según la norma, en este estudio se ha aplicado en su totalidad la disposición de la Norma ASCE 41-17 el cual indica que es necesario evaluar 6 tipos de sismos los cuales dependen del periodo de retorno, años de evaluación y probabilidad de excedencia, el analizar varias demandas sísmicas es posible determinar con mayor precisión el desempeño sismo resistente de la edificación.

6.4.IMPLICANCIAS DEL ESTUDIO

a) Implicancias en el desarrollo de la investigación

Para el desarrollo de esta investigación se ha tenido las siguientes situaciones o implicancias en el proceso de desarrollo de la investigación y recolección de datos:

- Se tuvo que solicitar permisos para el ingreso a la edificación durante la ejecución y posterior a la misma a fin de proceder con la recolección de datos de las dimensiones físicas de los elementos estructurales.
- Se realizó un análisis completo de la norma a fin de determinar el comportamiento sísmico de la edificación, además, la aplicación y contextualización de una norma internacional a fin de determinar la amenaza sísmica y el desempeño sismo resistente de una edificación construida.

b) Implicancias del estudio

Se tienen las siguientes implicancias que se tuvieron con relación a las conclusiones del presente estudio:

- Se realizó un estudio sismo resistente aplicando la Norma E.030 para el análisis lineal siguiendo los lineamientos y disposiciones de aplicación nacional, cabe resaltar, que este método de diseño tiene métodos de análisis con un alto grado de incertidumbre tal es el caso del coeficiente de reducción basal que considera un solo factor sin considerar el propio comportamiento de la edificación, lo que hace que la demanda sísmica se reduzca con una incertidumbre que posteriormente se compruebe que la edificación soportará las amenazas sísmicas, esto implicó que se aplique la metodología de análisis no lineal y desempeño sísmico para verificar si se cumple con la filosofía de diseño.

- Para determinar que existen deficiencias en el planteamiento estructural de la edificación se realizó la comprobación de irregularidades estructurales según la Norma E.030, los resultados mostraron que existe irregularidad estructural de torsión tanto en dirección de análisis X como en Y, esto implicó que se plantee un análisis como propuesta de mejora, con el cual se evitó que exista irregularidad pero por disposición arquitectónica aún no se alcanza el desempeño esperado para el sismo máximo con un periodo de retorno de 475 años, sin embargo, se tiene una mejor capacidad estructural para otros niveles de amenaza sísmica.
- Se tuvo que determinar la ubicación del proyecto a fin de identificar la zonificación sísmica según la norma sismo resistente E.030, sin embargo, la filosofía del diseño por desempeño indica que no se debe de limitar el análisis a un solo nivel de amenaza sísmica, esto implicó, que al aplicar la metodología del análisis no lineal se realice una conversión de la intensidad de sismo en función del periodo de retorno y la probabilidad de excedencia.
- Por último, se realizó un análisis lineal estático y dinámico según la norma E.030, esto demostró que debido a la irregularidad estructural era necesario calibrar el espectro de respuesta para alcanzar el 90% de la cortante estático, el cual incremento la cortante basal necesaria para soportar los esfuerzos sísmicos, sin embargo, no se considera la totalidad de la capacidad de la edificación total, esta situación, implicó que se realice un análisis no lineal Push – Over con la formación de rotulas plásticas a fin de determinar cuál es la capacidad máxima de la edificación en cada dirección de análisis, lo que permitió verificar el

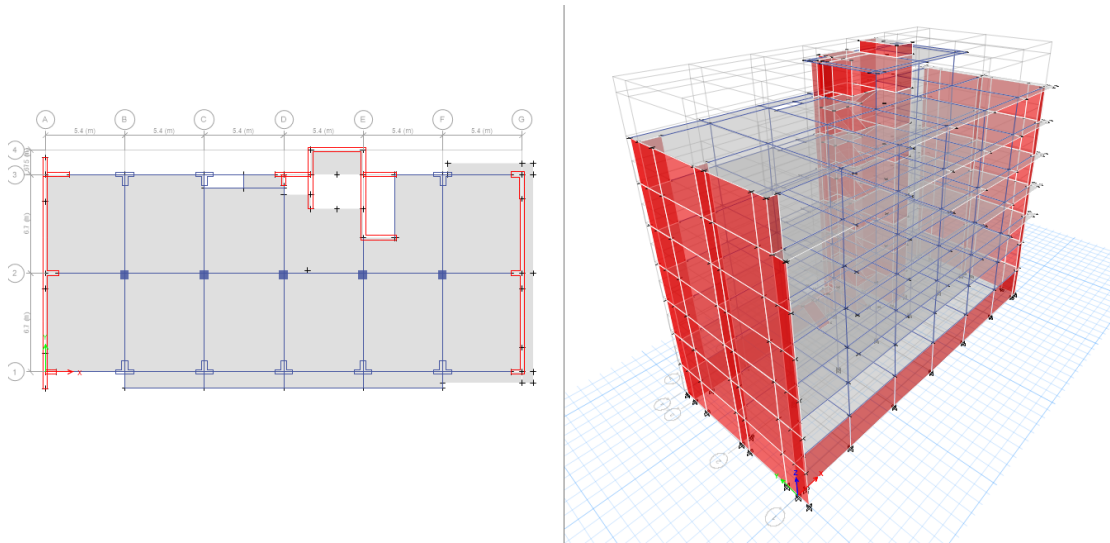
mecanismo de colapso identificando los puntos críticos que producen una caída de la rigidez de la edificación.

La relevancia práctica de esta investigación se basa en realizar un análisis cuantitativo con cálculo matemático de la capacidad estructural determinando la cortante máxima de la edificación, esto no es posible determinar solamente aplicando la Norma E.030 que asume una cortante con un factor de reducción R determinado por el sistema estructural, en esta investigación se determina cual es el desempeño esperado de la edificación a diversos niveles de amenaza sísmica diferentes al de la norma peruana, se demuestra que existe un alto grado de incertidumbre en la vigente Norma E.030 lo cual no garantiza que las edificaciones categorizadas como esenciales puedan servir de refugio ante eventualidades sísmicas de un alto grado de intensidad, por lo tanto, se demuestra que es necesario realizar este tipo de análisis a edificaciones de categoría esencial.

Esta investigación contribuye al desarrollo de los conocimientos en la rama del diseño sísmo resistente, demostrar a través de un cálculo numérico la capacidad máxima de una edificación basada en las cuantías distribuidas en los elementos estructurales, se determina un comportamiento basado en un mecanismo de colapso el cual depende de la formación de rotulas plásticas los cuales deberían de ser primero en las vigas de los niveles superiores y posteriormente presentarse en los niveles inferiores, luego se deberá de presentar las rotulas en las columnas o elementos verticales.

6.5.REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURA

Se realizó el siguiente planteamiento de la edificación a fin de lograr que no exista irregularidad estructural en la edificación tal como se indica en el artículo 21 de la Norma E.030, se planteó la ubicación de placas laterales, de esta manera se compensa la distribución de las rigideces.

Figura 134*Planteamiento del Reforzamiento Estructural*

Se realiza el análisis lineal adjunto en el anexo II del presente documento, en cuanto a la capacidad estructural se tiene los siguientes niveles de desempeño.

Como primer paso se tiene que de acuerdo con el método espectro capacidad de la Norma FEMA 440 la curva capacidad se deberá de convertir a términos espectrales, es decir, que es necesario transformar los desplazamientos y cortantes a términos espectrales a fin de combinar y llegar al punto de desempeño de los espectros de respuesta definidos anteriormente,

c) Análisis en Dirección X-X

Para este caso se procedió a obtener la curva capacidad en función de desplazamientos espectrales, periodos y aceleraciones espectrales, teniendo el siguiente grafico:

Tabla 75*Aceleraciones y Desplazamientos Espectrales en Dirección X-X*

Desempeño sísmico Dirección X-X		
Sd (cm)	Sa (g)	Periodo (seg)
0	0	0
1.7276	0.095784	0.852
1.7641	0.097284	0.854
2.0943	0.109324	0.878
2.1317	0.103169	0.912
3.9079	0.144171	1.045
5.1167	0.171986	1.094
5.2489	0.174314	1.101
6.0525	0.189664	1.133
6.0708	0.189024	1.137
6.283	0.193924	1.142
6.2839	0.192618	1.146
6.8497	0.204536	1.161
6.8776	0.204349	1.164
7.8239	0.221193	1.193
7.8724	0.22188	1.195
8.0553	0.224599	1.202
8.0974	0.225194	1.203
8.6786	0.233301	1.224
8.6839	0.232948	1.225
10.5294	0.255164	1.289
12.4158	0.27369	1.351
15.0399	0.294255	1.434
15.2345	0.295661	1.44

Seguidamente se procede a determinar los puntos de desempeño para cada sismo obteniendo un resumen del desplazamiento y la aceleración espectrales.

Figura 135

Desempeño para Sismo de 43 años de Periodo de Retorno en X-X

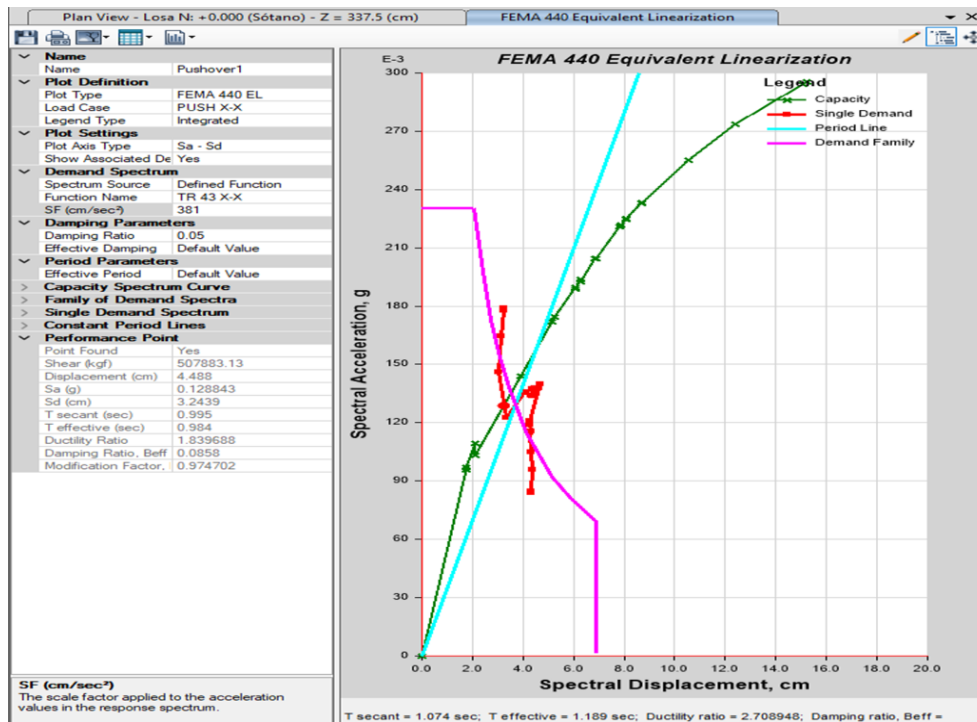


Figura 136

Desempeño para Sismo de 72 años de Periodo de Retorno en X-X

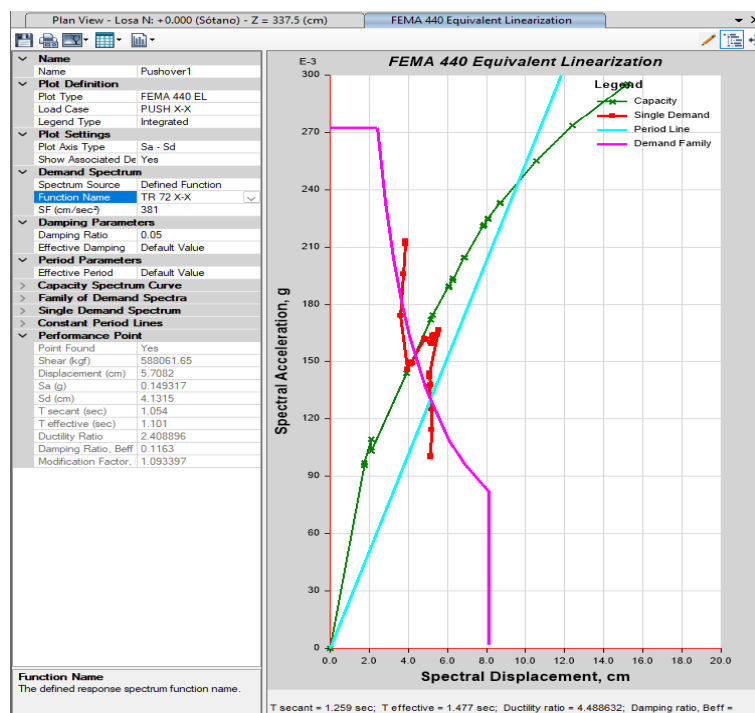


Figura 137

Desempeño para Sismo de 225 años de Periodo de Retorno en X-X

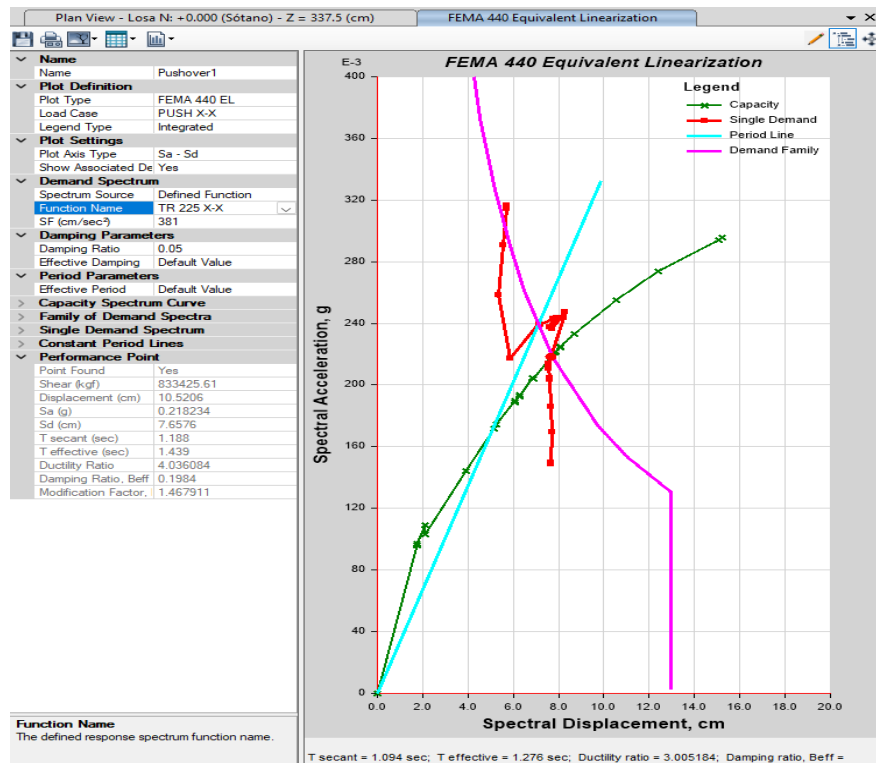


Figura 138

Desempeño para Sismo de 475 años de Periodo de Retorno en X-X

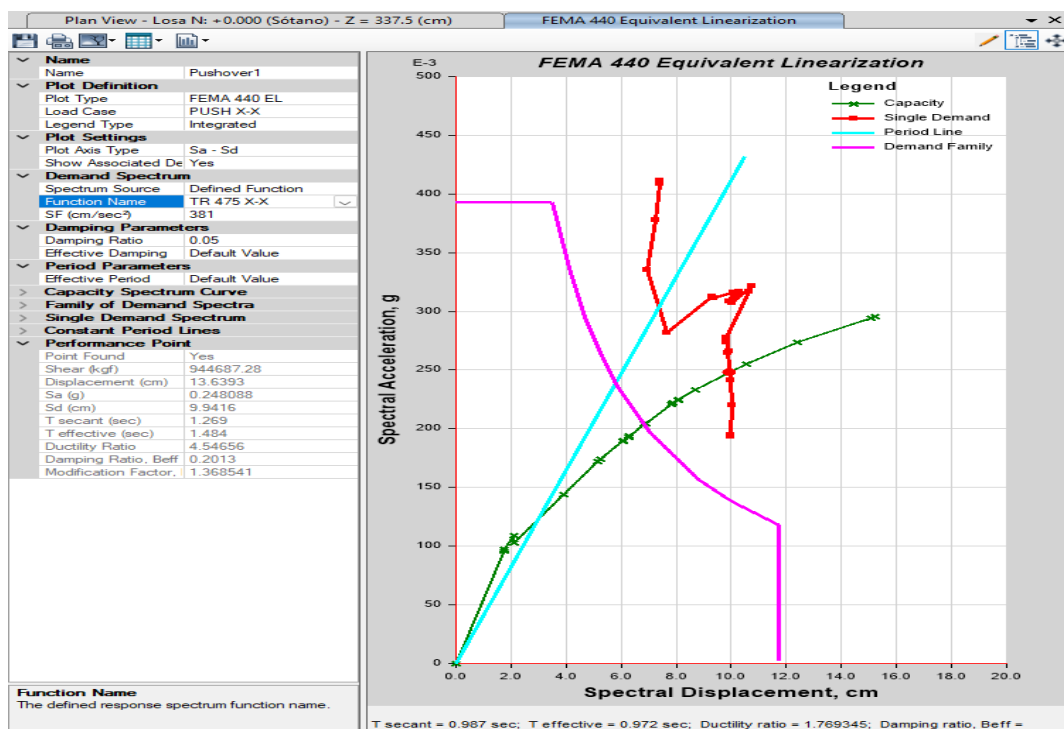


Figura 139

Desempeño para Sismo de 975 años de Periodo de Retorno en X-X

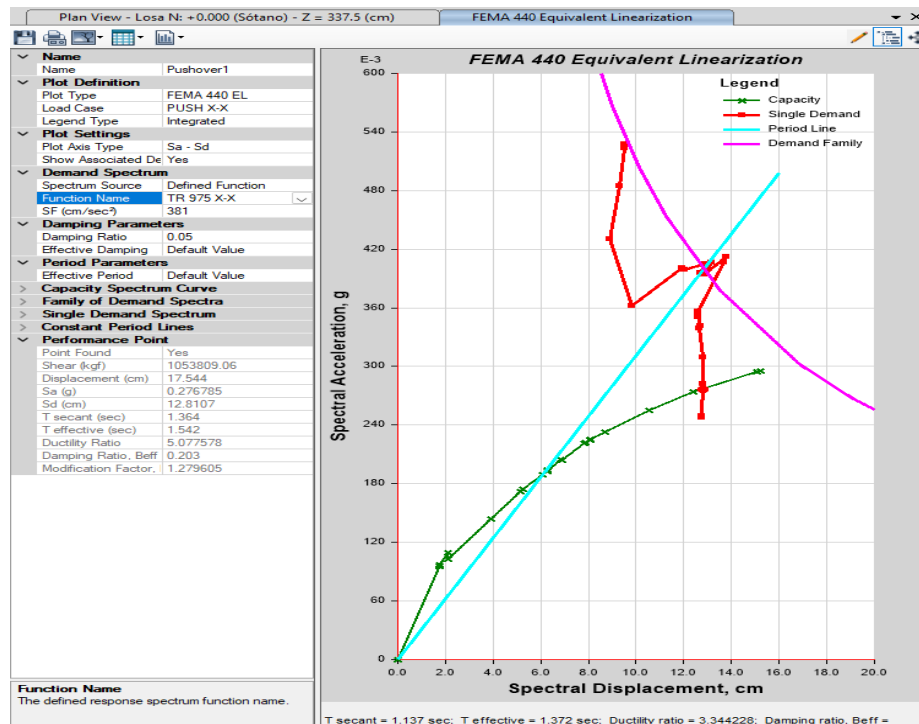
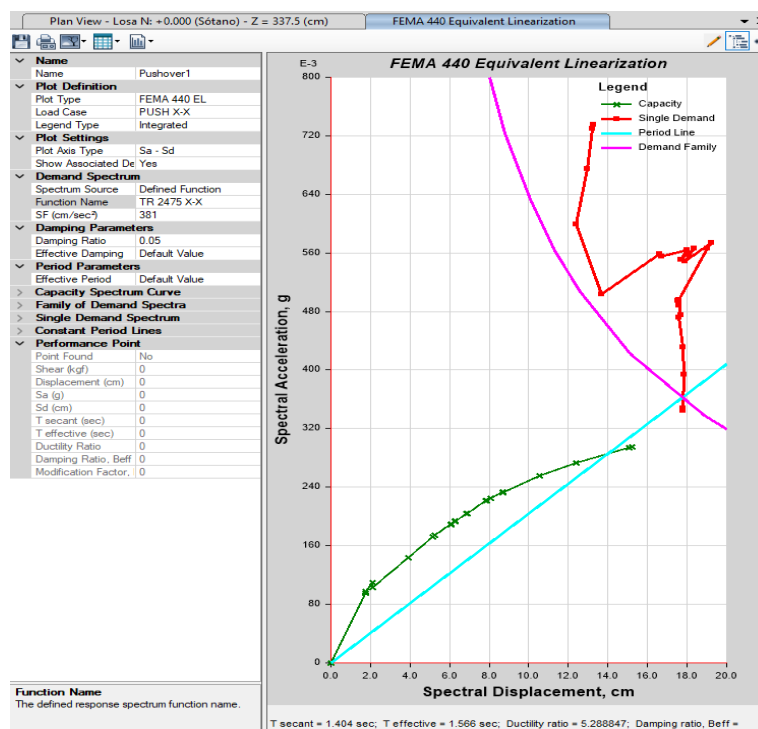


Figura 140

Desempeño para Sismo de 2475 años de Periodo de Retorno en X-X



En resumen, se tiene las aceleraciones y desplazamientos espectrales, logrando determinar que, para el sismo de diseño, es decir, para el sismo de la norma peruana sin realizar la reducción de coeficiente básico de reducción ($R_o=1$) la edificación tiene el desempeño con un desplazamiento de 9.94 cm y una cortante basal de 944.69 tonf, para los otros sismos la edificación no tiene un punto de desempeño por lo tanto la edificación no soportará estos sismos.

Tabla 76

Puntos de Desempeño Sísmico en Dirección X-X

Puntos de desempeño - Dirección X				
Tr	Sismo	Sa (g)	Sd (cm)	V (tnf)
43 años	-	0.13	3.24	507.88
72 años	50%/50	0.15	4.13	588.06
225 años	BSE-1E	0.22	7.66	833.43
475 años	BSE-1N	0.25	9.94	944.69
975 años	BSE-2E	0.28	12.81	1053.81
2475 años	BSE-2N	-	-	-

Tabla 77

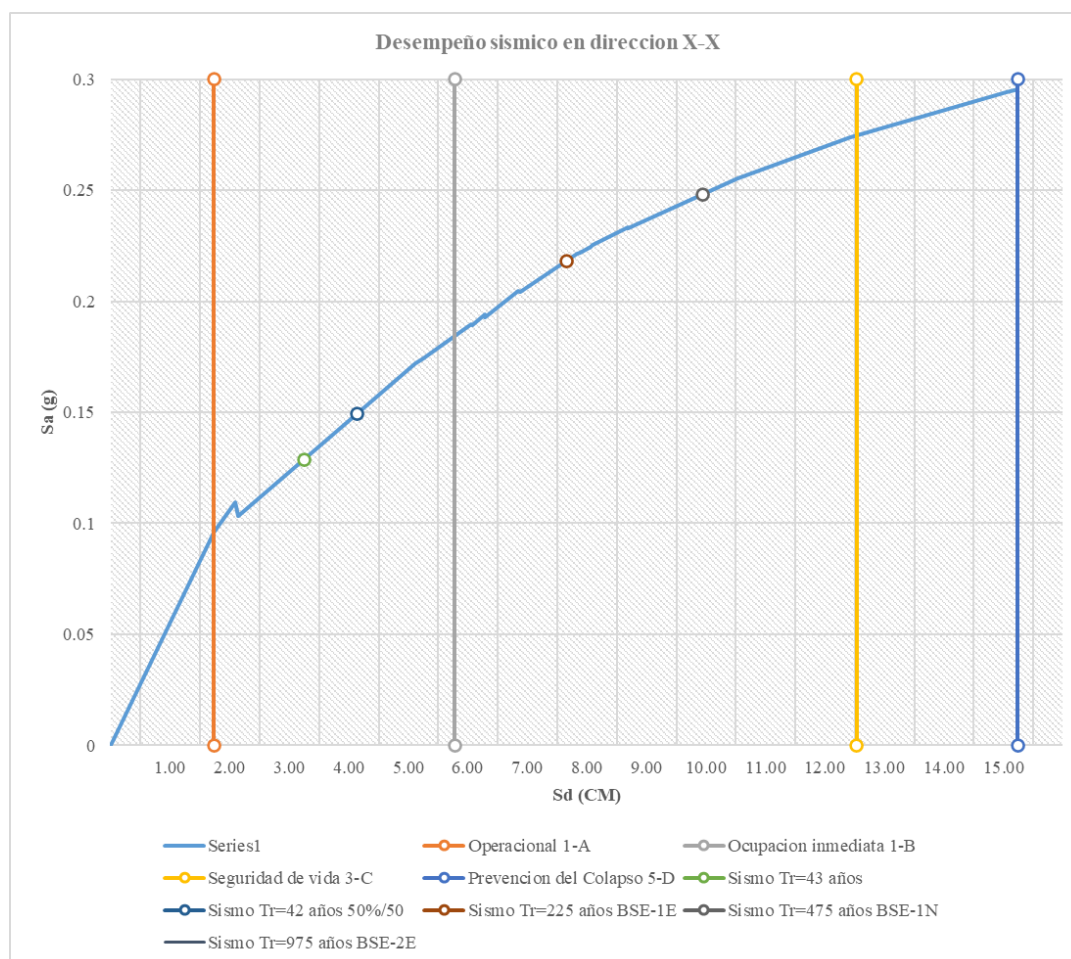
Objetivos de Desempeño de Edificación en Dirección X-X

Evaluación de Objetivos de Desempeño - Dirección X						
Nivel de amenaza Sísmica			Niveles de desempeño del edificio objetivo			
Sismo	Periodo	Sismo	Operacional 1-A	Ocupación inmediata 1-B	Seguridad de vida 3- C	Prevención de colapso 5-D
50%/30 años	43 años	-	X			
50%/50 años	72 años	50%/50	X			
20%/50 años	225 años	BSE-1E	X			
10%/50 años	475 años	BSE-1N		X		
5%/50 años	975 años	BSE-2E		X		
2%/50 años	2475 años	BSE-2N			X	

El desempeño de la edificación en esta dirección de análisis es el siguiente:

Figura 141

Desempeño Sísmico de Edificación en Dirección X-X



Se puede verificar que solo los primeros 5 tipos de sismos se encuentran dentro de la capacidad soportada por la edificación, lo que implica que los otros dos sismos, es decir, el sismo tipo BSE-2N no pueden ser soportados por la edificación, teniendo como conclusión que la edificación colapsaría, se tiene el resumen en la Tabla 78:

Tabla 78*Desempeño Sísmico en Dirección X-X*

Evaluación de desempeño - Dirección X							
Sismo	Periodo	Operacional 1-A	Ocupación inmediata 1-B	Seguridad de vida 3- C	Prevención de colapso 5-D	Colapso	¿Cumple con objetivo?
-	43 años		X				NO
50%/50	72 años		X				NO
BSE-1E	225 años			X			NO
BSE-1N	475 años				X		NO
BSE-2E	975 años				X		NO
BSE-2N	2475 años					X	NO

Se determina entonces que para esta dirección de análisis la edificación **no cumple** con ningún objetivo de desempeño, esto concuerda con la filosofía de diseño que indica que una edificación de categoría A2 deberá de servir de refugio ante el sismo más fuerte de la zona, es decir, que por lo menos el sismo de diseño ($R_0=1$, sismo de 475 años) según la norma peruana deberá de encontrarse en un rango de seguridad de vida en el cual existen reparaciones menores pero la edificación todavía puede usarse, sin embargo, se verifica que el diseño realizado a esta edificación garantiza que ante el sismo previsto como el máximo en territorio nacional la edificación es capaz de soportar este sismo encontrándose en un nivel de desempeño de prevención del colapso. Sin embargo, a diferencia con el modelo anterior al incrementar las placas en los lados laterales se puede soportar el sismo de 975 años de periodo de retorno lo que incrementa la capacidad del mismo.

d) Análisis en Dirección Y-Y

Para este caso se procedió a obtener la curva capacidad en función de desplazamientos espectrales, periodos y aceleraciones espectrales, teniendo el siguiente grafico:

Tabla 79*Aceleraciones y Desplazamientos Espectrales en Dirección Y-Y*

Desempeño sísmico		
Dirección Y-Y		
Sd (cm)	Sa (g)	Periodo (seg)
0	0	0
0.769253311	0.168087044	0.42922706
1.571916702	0.31349722	0.44928037
1.576527889	0.314337021	0.449337421
2.407826359	0.45137443	0.463408112
2.42198	0.452071442	0.464409683
3.154338503	0.565092142	0.474038964
3.20711364	0.571020931	0.475500181
3.302339002	0.587437344	0.475717992
3.34656913	0.592364981	0.476897163
3.378432668	0.597609967	0.477054772
3.382684142	0.597821775	0.477270273
3.384291888	0.598384466	0.477159173
3.528832671	0.620169948	0.478607721
3.591288919	0.629695917	0.47915857
4.299420656	0.724307946	0.48883565
4.299420789	0.72430794	0.488835659
4.299420931	0.724307938	0.488835668
4.359934738	0.729049967	0.490660247
4.484519243	0.744687484	0.492368709
4.530850249	0.752107216	0.492458347
4.692204171	0.771767294	0.494726065
4.69589861	0.773129665	0.494484534
4.90412207	0.802385823	0.49603068

Posteriormente se procede a determinar los puntos de desempeño para cada sismo obteniendo un resumen del desplazamiento y la aceleración espectrales.

Figura 142

Desempeño para Sismo de 43 años de Periodo de Retorno en Y-Y

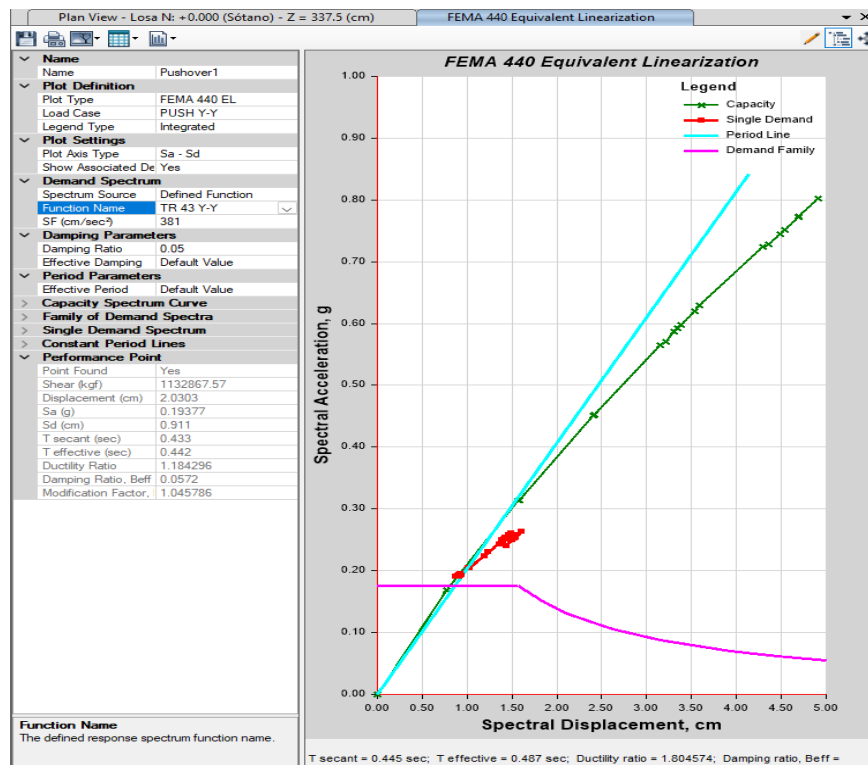


Figura 143

Desempeño para Sismo de 72 años de Periodo de Retorno en Y-Y

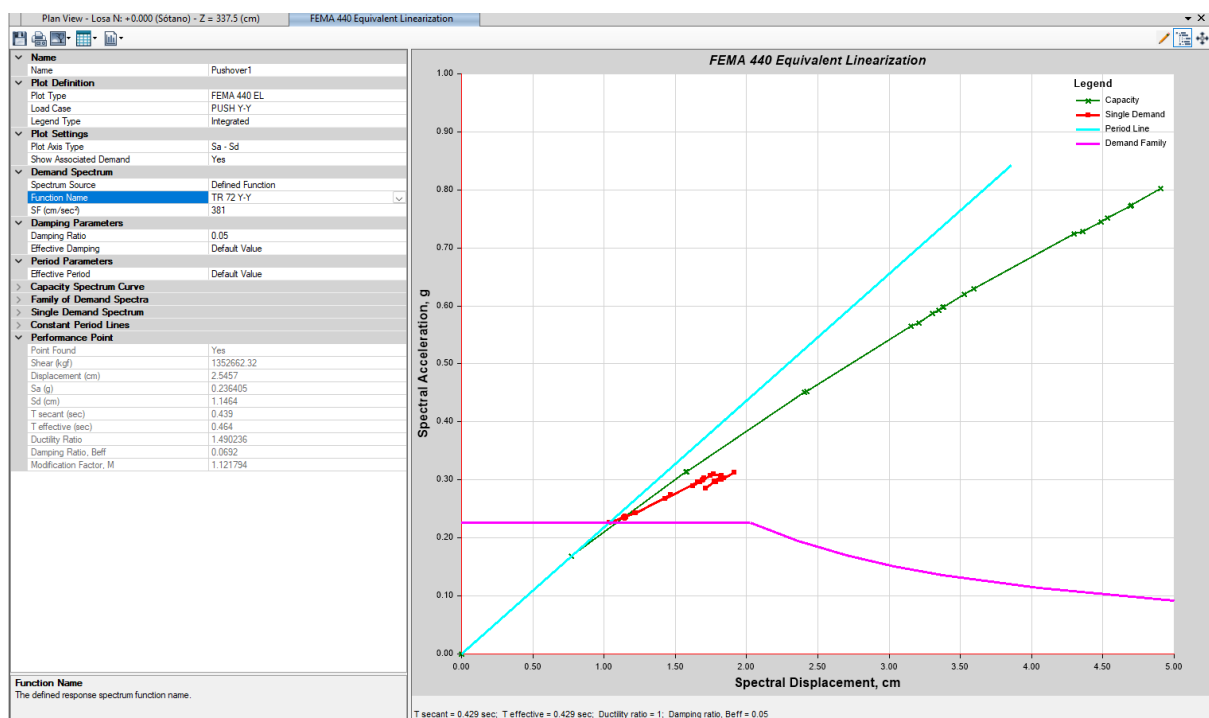


Figura 144

Desempeño para Sismo de 225 años de Periodo de Retorno en Y-Y

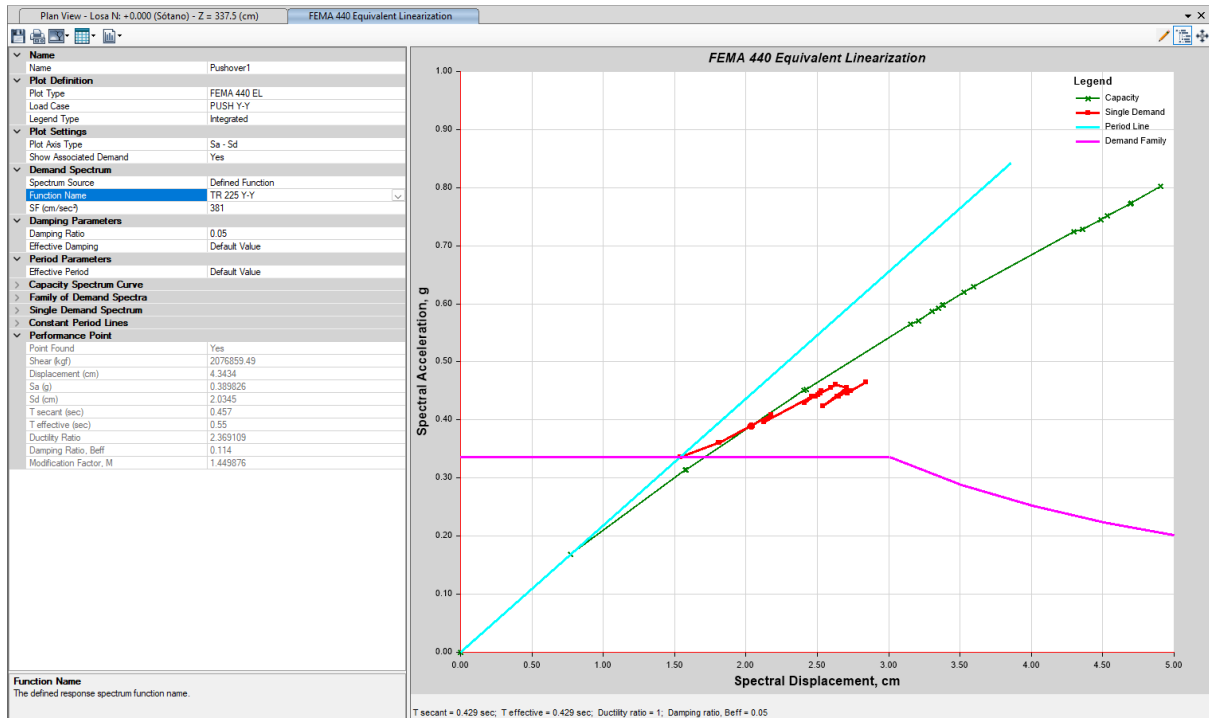


Figura 145

Desempeño para Sismo de 475 años de Periodo de Retorno en Y-Y

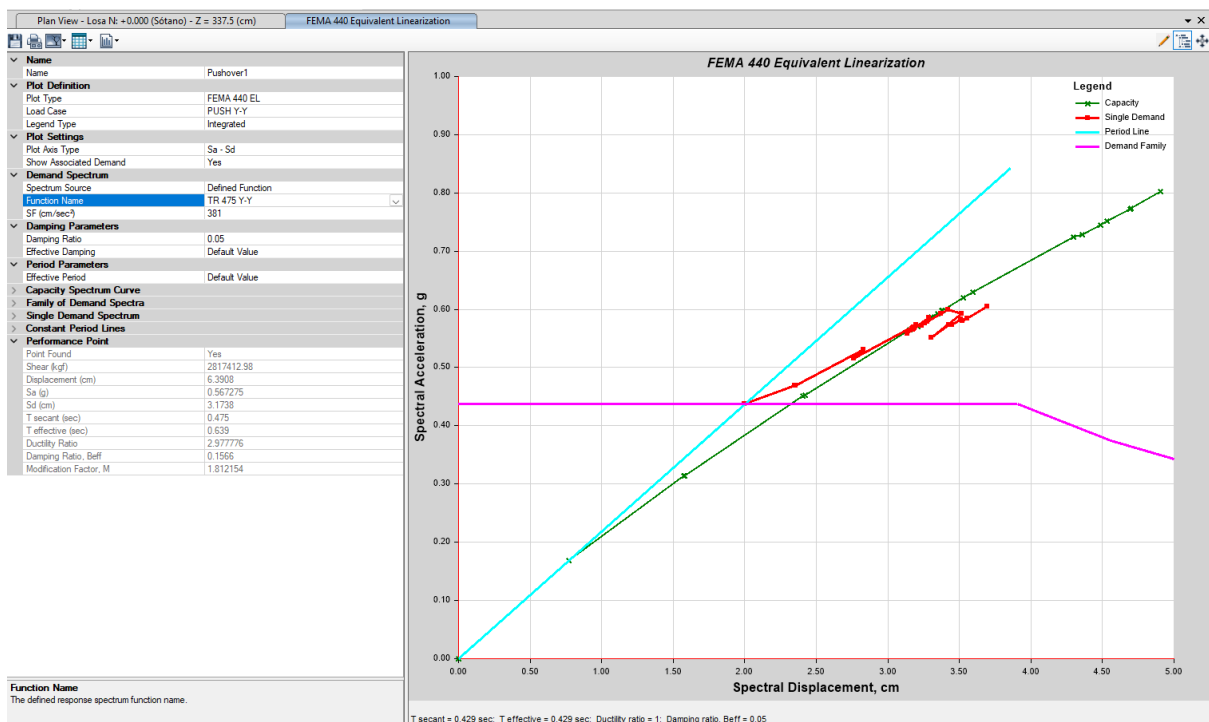


Figura 146

Desempeño para Sismo de 975 años de Periodo de Retorno en Y-Y

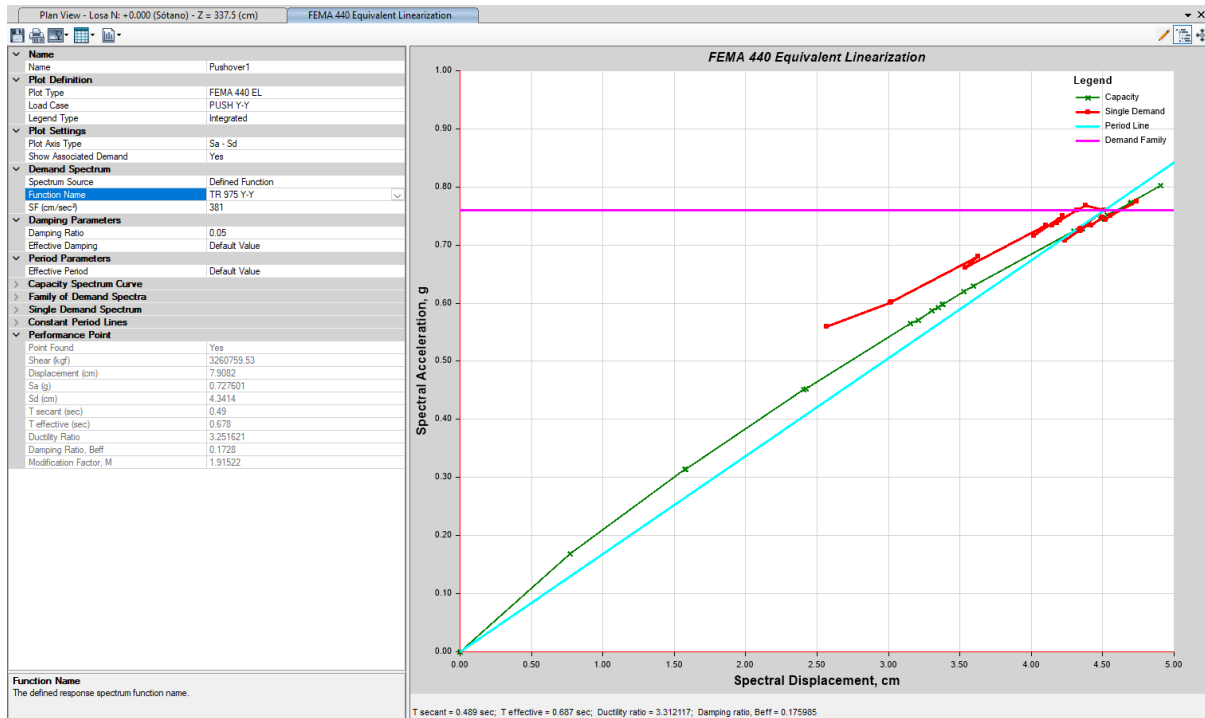
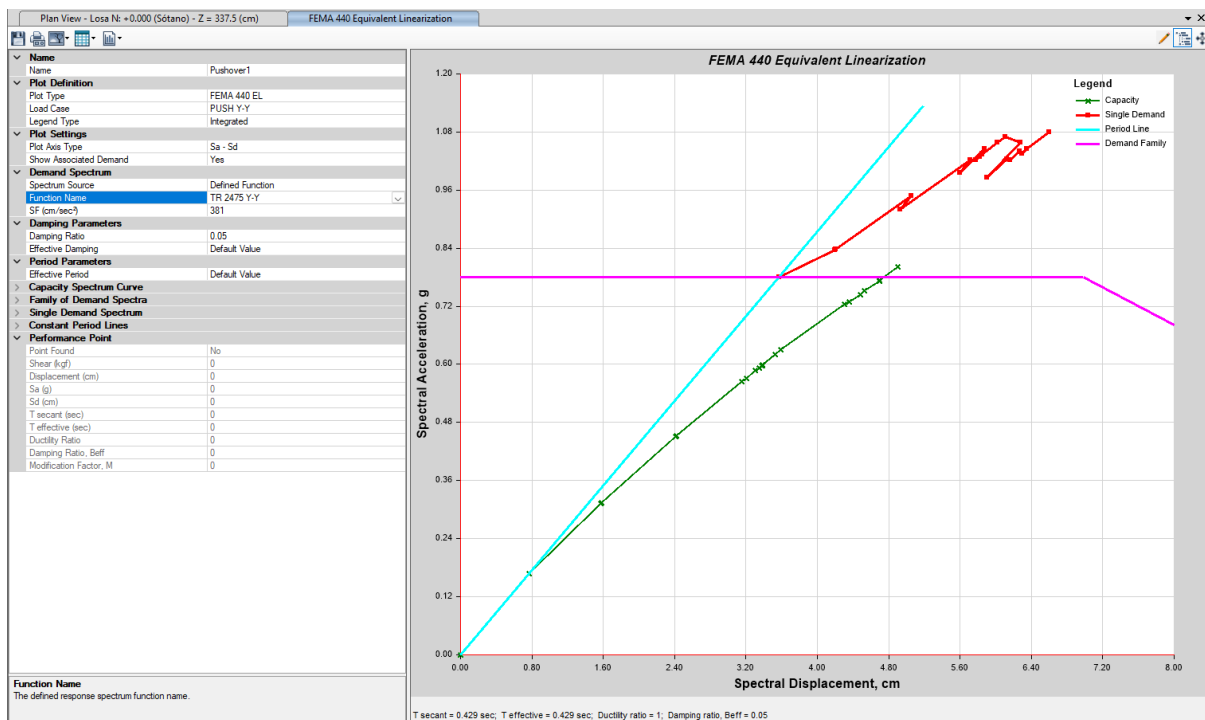


Figura 147

Desempeño para Sismo de 2475 años de Periodo de Retorno en Y-Y



En resumen, para el sismo de diseño, es decir, para el sismo de la norma peruana sin realizar la reducción de coeficiente básico de reducción ($R_o=1$) la edificación tiene el desempeño con un desplazamiento de 3.17 cm y una cortante basal de 2817.41 tonf, para los otros sismos la edificación no tiene un punto de desempeño por lo tanto la edificación no soportara estos sismos.

Tabla 80

Puntos de Desempeño Sísmico en Dirección Y-Y

Puntos de desempeño - Dirección Y				
Tr	Sismo	Sa (g)	Sd (cm)	V (tnf)
43 años	-	0.19	0.91	1132.87
72 años	50%/50	0.24	1.15	1352.62
225 años	BSE-1E	0.39	2.03	2076.86
475 años	BSE-1N	0.57	3.17	2817.41
975 años	BSE-2E	0.73	4.34	3260.76
2475 años	BSE-2N	-	-	-

Entonces se tiene la Tabla 81 que muestra el resumen del cumplimiento de los objetivos de desempeño esperado para esta edificación.

Tabla 81

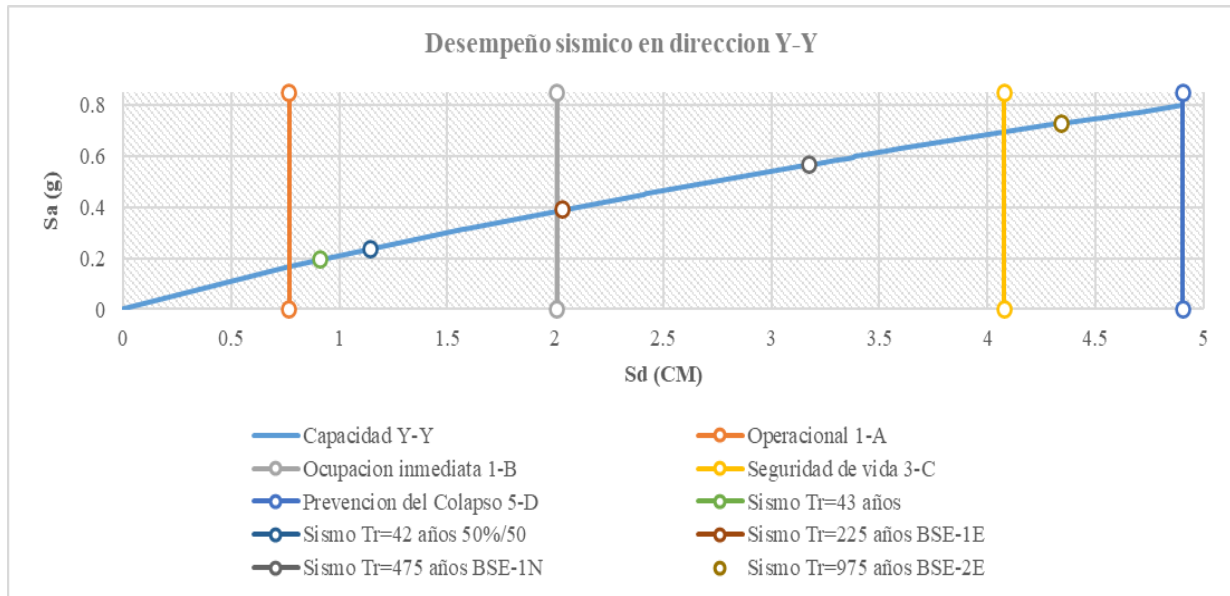
Objetivos de Desempeño de Edificación en Dirección Y-Y

Evaluación de desempeño - Dirección Y						
Nivel de amenaza Sísmica			Niveles de desempeño del edificio objetivo			
Sismo	Periodo	Sismo	Operacional 1-A	Ocupación inmediata 1-B	Seguridad de vida 3- C	Prevención de colapso 5-D
50%/30 años	43 años	-	X			
50%/50 años	72 años	50%/50	X			
20%/50 años	225 años	BSE-1E	X			
10%/50 años	475 años	BSE-1N		X		
5%/50 años	975 años	BSE-2E		X		
2%/50 años	2475 años	BSE-2N			X	

El desempeño de la edificación en esta dirección de análisis es el siguiente:

Figura 148

Desempeño Sísmico de Edificación en Dirección Y-Y



Se puede verificar que solo los primeros 5 tipos de sismos se encuentran dentro de la capacidad soportada por la edificación, lo que implica que el ultimo sismo, es decir, el sismo tipo BSE-2N no puede ser soportados por la edificación, teniendo como conclusión que la edificación colapsaría, en resumen, se tiene lo siguiente:

Tabla 82*Desempeño Sísmico en Dirección Y-Y*

Evaluación de desempeño - Dirección Y							
Sismo	Periodo	Operacional 1-A	Ocupación inmediata 1-B	Seguridad de vida 3- C	Prevención de colapso 5-D	Colapso	¿Cumple con objetivo?
-	43 años		X				NO
50%/50	72 años		X				NO
BSE-1E	225 años			X			NO
BSE-1N	475 años			X			NO
BSE-2E	975 años			X			SI
BSE-2N	2475 años					X	NO

Se determina entonces que para la dirección de análisis Y-Y, la edificación **cumple parcialmente** con el objetivo de desempeño, esto concuerda con la filosofía de diseño que indica que una edificación de categoría A2 deberá de servir de refugio ante el sismo más fuerte de la zona, es decir, que por lo menos el sismo de diseño ($R_0=1$, sismo de 475 años) según la norma peruana deberá de encontrarse en un rango de seguridad de vida en el cual existen reparaciones menores pero la edificación todavía puede usarse, sin embargo, se verifica que el único objetivo del desempeño sísmico que cumple la edificación es para el sismo de tipo BSE—2E el cual tiene un periodo de retorno de 975 años y se encuentra en un nivel 3-C o de seguridad de vida. En cuanto a la comparativa con el anterior diseño, se tiene una mejora en la capacidad estructural de la edificación, mejorando significativamente la cortante basal soportada por la edificación.

CAPÍTULO VII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1.CONCLUSIONES

a) Conclusión N°01

Se ha demostrado que:

El nivel de desempeño sismorresistente de la edificación de seguridad ciudadana del distrito de San Sebastián aplicando el método de Espectro Capacidad no es el adecuado para niveles altos de amenaza sísmica.

Cuantitativamente el desempeño sismo resistente de la edificación de Seguridad Ciudadana del distrito de San Sebastián evaluado mediante el método de Espectro Capacidad, no es el adecuado para poder soportar los sismos con una alta intensidad y periodo de retorno más alejado.

Los resultados muestran que para la dirección de análisis X, para un sismo BSE-1E con periodo de retorno de 225 años el nivel de desempeño obtenido es de Seguridad de Vida, para un sismo BSE-1N con periodo de retorno de 475 años el nivel de desempeño es de Prevención de Colapso y para los sismos BSE-2E y BSE-2N con periodos de retorno de 975 y 2475 años respectivamente la edificación colapsaría. En dirección Y para los sismos BSE-1E, BSE-1N y BSE-2E el nivel de desempeño alcanzado es de Seguridad de Vida y para un sismo BSE-2N la edificación colapsaría.

La Norma ASCE/SEI 41-17, define que, para un sismo BSE-1E con periodo de retorno de 225 años, el nivel de desempeño es Operacional, para un sismo BSE-1N el

nivel de desempeño es Ocupación inmediata, para un sismo BSE-2E con periodo de retorno de 975 años el nivel de desempeño es Ocupación Inmediata y para un sismo BSE-2N con periodo de retorno de 2475 años el nivel de desempeño es de Seguridad de Vida.

Al comparar los resultados obtenidos con los niveles de desempeño exigidos por la norma ASCE/SEI 41-17, se concluye que la edificación de Seguridad Ciudadana del Distrito de San Sebastián no cumple con los niveles de desempeño normativos requeridos para eventos sísmicos de alta intensidad.

b) Conclusión N°02

Se ha demostrado parcialmente que:

La edificación de Seguridad Ciudadana presenta deficiencias en sus características estructurales, lo que podría afectar su desempeño sismorresistente.

Existe deficiencias en el diseño sísmico de la edificación analizada, al ser de categoría esencial o A2. Según el artículo 21 de la norma E.030, en una edificación de categoría esencial en Zona 2 no se permiten irregularidades; sin embargo, debido a la distribución arquitectónica y estructural de la edificación de Seguridad Ciudadana del distrito de San Sebastián se verifica una alta concentración de rigidez en la caja del ascensor y ducto de la escalera, esto produce que en ambas direcciones de análisis exista irregularidad por torsión. En cuanto al análisis sísmico, a pesar de que existe la irregularidad estructural se tiene las derivas de entrepiso menores de 0.007 lo que cumpliría con el análisis lineal de la edificación, sin embargo, esta irregularidad tiene un efecto negativo en el desempeño sismorresistente.

c) Conclusión N°03

Se ha demostrado totalmente que:

La zonificación sísmica del distrito de San Sebastián indica niveles de amenaza que varían significativamente.

El distrito de San Sebastián, ubicado en la provincia de Cusco, se encuentra clasificado en la zona sísmica 2 según la Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones, lo que implica una amenaza sísmica moderada. Sin embargo, al analizar los niveles de amenaza sísmica en función de los periodos de retorno, se evidencia una variación significativa en la intensidad esperada de los eventos sísmicos, que puede abarcar desde moderada hasta severa siendo los niveles de amenaza sísmica BSE-1E (periodo de retorno de 225 años), BSE-1N (periodo de retorno de 475 años), BSE-2E (periodo de retorno de 975 años) y BSE-2N (periodo de retorno de 2475 años). Esta variabilidad puede comprometer la seguridad estructural de las edificaciones si no se consideran adecuadamente en su diseño. Por lo tanto, aunque el distrito pertenece a una zona de amenaza moderada, el diseño estructural de edificaciones esenciales, como las destinadas a servir como refugio después de un desastre, debe cumplir estrictamente con las exigencias normativas nacionales (Norma E.030) e internacionales (ASCE/SEI 41-17), priorizando la Seguridad de Vida y la Prevención de Colapso para garantizar un desempeño adecuado ante eventos de mayor intensidad.

d) Conclusión N°04

Se ha demostrado totalmente que:

La edificación de Seguridad Ciudadana del distrito de San Sebastián no alcanza una capacidad estructural suficiente para soportar las cargas sísmicas máximas.

Según el artículo 3 de la Norma E 030 - Filosofía y Principios del Diseño Sismorresistente, las estructuras no deberían colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto. Además, esto se complementa con el inciso c) del mismo artículo que indica que, Para las edificaciones esenciales se debería tener consideraciones especiales orientadas a lograr que permanezcan en condiciones operativas luego de un sismo severo.

Luego de realizar el análisis de la edificación y obtener el nivel de desempeño para cada dirección de análisis, se verifica que para los sismos más severos (BSE-1N y BSE-2E) la edificación no se encuentra en un nivel operativo puesto que las cortante máxima en dirección X es 908.55 tnf y en dirección Y es 864.92 tnf, por lo tanto, no se cumple con la filosofía de diseño indicado en la Norma E.030.

7.2.RECOMENDACIONES

- Se recomienda ampliar el estudio desarrollando un análisis de edificaciones de este tipo de categoría debido a que al utilizar este método se está garantizando la calidad del diseño. Además, esta filosofía de diseño prioriza la funcionalidad y resiliencia del proyecto.
- Se recomienda realizar un análisis no lineal dinámico a través de la verificación del comportamiento de las edificaciones controlando su mecanismo de colapso (formación de rotulas plásticas) con un análisis tiempo-historia con los sismos registrados más importantes en una determinada zona de estudio.
- Se recomienda verificar la variación del desempeño sísmico de la edificación implementando la parte geotécnica del suelo a través del efecto de interacción suelo – estructura a fin de verificar el grado de variación con los resultados obtenidos.
- Se recomienda verificar el comportamiento no lineal de la edificación aplicando los efectos de segundo orden o el efecto P – delta y comparar los resultados al realizar un análisis lineal según la norma.

BIBLIOGRAFÍA

- Aguiar, R. e. (2017). Análisis sísmico de gradas con tres modelos mediante los métodos: espectral y del espectro de capacidad, que sirven de acceso a una estructura con aisladores sísmicos. *Revista Ingenieria y construccion*, 32(3), 113-130. doi:<http://dx.doi.org/10.4067/S0718-50732017000300113>
- ASCE/SEI. (2017). *ASCE/SEI, 41-17, seismic evaluation and retrofit of existing buildings*. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
- Bañuelos, F., & Ayala, G. (2023). Una aproximación de la curva de capacidad dinámica y su aplicación a la evaluación sísmica de estructuras. *Ingenieria Sismica*, 1(110), 1-18. doi:<https://doi.org/10.18867/ris.110.620>
- Cagua, B., & Aguiar, R. (2022). Influencia de la manipostería de relleno en el desempeño sísmico de estructuras aporticadas de hormigón armado. *Revista Chilena Ingeniare*, 30(3), 513-527. doi:<http://dx.doi.org/10.4067/S0718-33052022000300513>
- Chopra, A. K. (2014). *Dinámica de Estructuras*. Mexico D.F.: Pearson Educación.
- Cumpa, J., & Quispe, B. (2018). *Evaluacion del desempeño sismorresistente de la institucion educativa n° 50217 de la comunidad Umachurco - San Salvador, aplicando el metodo de analisis estatico no lineal de cedencia sucesiva (push over)*. Cusco: Universidad Andina del Cusco.
- FEMA 356. (2000). *Prestandar and Comentary for the Seismic Rehabilataion of Buildings*. Washington: Federal Emergency Management Agency.
- FEMA 440. (2005). *Prestandar and Comentary of the Seismic Rehabililatation of Buildings*. Washington: Federal Emergency Manegement Agency.
- Fernandez, L., & Hernandez, L. (2020). Acciones de diseño en cimentaciones en edificios de concreto reforzado con comportamiento inelástico. *Ingenieria Sismica*, 1(104), 32-50. doi:<https://doi.org/10.18867/ris.104.539>
- Hernandez, E. (23 de Enero de 2013). *Diseño de Porticos Resistentes a Concreto Armado*. Barcelona, España.

- Hernández, R., Fernández, C., & Baptista, P. (2014). *Metodología de la investigación* (6ta Edic ed.). México: Mc Graw Hill.
- Lobo, W. (2005). Niveles, condiciones, objetivos y modalidades del diseño sismorresistente basado en desempeño. *IMME*, 43(3), 1-27.
- Lopez, O., & Del Re Ruiz, G. (2008). Evaluación de los métodos de análisis estático no-lineal para determinar la demanda sísmica en estructuras aporticadas de concreto armado. *IMME*, 46(3), 1-28.
- Lopez, P. (2004). Población, muestra y muestreo. *Revista Punto Cero*, 9(8), 69-74.
- Lopez, S., & Ayala, G. (2013). Metodos de diseño sismico basado en desplazamientos para marcos de concreto reforzado. *Revista Ingenieria Sismica*, 27(88), 91-111.
- Medina, C., & Galarza, D. (2020). Análisis sísmico comparativo de una estructura irregular torsionalmente flexible aplicando NSP, MPA, NLRHA. *Revista Ingenieria de Construccion RIC*, 35(3), 257-274.
- Medina, R., & Music, J. (2018). Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena. *Obras y Proyectos*, 63-77.
- Mines, N. (2019). *Desempeño sismorresistente de la institución educativa técnica Rafael Loayza Guevara utilizando el método PushOver y propuesta de mejora*. Cajamarca: Universidad Privada del Norte.
- Mora, D., & Aguiar, R. (2015). Modelación de Diagrama Momento-Curvatura y Momento-Rotación en secciones de acero estructural. *Revista CIENCIA*, 17(1), 99-124.
- MVCS. (2018). *E.030 Diseño Sismoresistente*. Lima: Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento.
- Nuñez, A. (2023). Metodologías de evaluación estructural por desempeño sísmico en edificaciones de concreto reforzado: estado del arte. *Revista Universidad y Sociedad*, 15(2), 256-264.
- Ottazzi, G. (2011). *Diseño en Concreto Armado*. Lima: INSTITUTO DE CONCRETO AMERICANO ACI PERU.

- Redin, F. (2018). *Evaluación sísmica del edificio de la facultad de ingeniería mediante código ASCE 41-13*. Quito.
- Ruiz, S., & Jimenez, R. (2020). Evaluación de la fragilidad de dos soluciones de rehabilitación para un edificio con planta baja débil dañado durante el sismo 19/s17. *Ingeniería sísmica*, 1(25), 1-25. doi:<https://doi.org/10.18867/ris.102.513>
- Salcedo, Y. (2017). *Desempeño sísmico por el método PUSH - OVER de un edificio construido en la ciudad de Barranquilla bajo la norma NSR-10*. Barranquilla: Universidad de la Costa.
- Sanchez, A., & Teran, A. (2008). Diseño por desempeño de estructuras dúctiles de concreto reforzado ubicadas en la zona del lago del Distrito Federal: Ejemplo de aplicación. *Ingeniería Sísmica*, 1(78), 47-71.
- SEAOC . (1995). *Conceptual framework for performance based seismic engineering of buildings Vision 2000*. California: Committee and California Office of Emergency Services, Sacramento, USA .
- Sulca, J., & Delgadillo, R. (2022). Evaluación del riesgo sísmico de edificaciones mediante funciones de vulnerabilidad en la ciudad de Ayacucho - Perú. *Revista Tecnia*, 32(2), 21-35. doi:<http://dx.doi.org/10.21754/tecnia.v32i2.1377>
- Valle, E. (2019). *Desempeño sismorresistente a través del análisis estático no lineal de un edificio de concreto armado de 8 pisos y un sótano, Santa Luzmila - Comas - Lima - 2019*. Lima: Universidad Cesar Vallejo.
- Vásquez, I. (18 de diciembre de 2005). *gestiopolis*. Obtenido de gestiopolis: <https://www.gestiopolis.com/tipos-estudio-metodos-investigacion/>
- Velarde, F., & Bojorquez, J. (2022). Confiabilidad estructural de edificios de concreto reforzado y sistema dual. *Revista Ingeniería Sísmica*, 1(107), 74-90. doi:<https://doi.org/10.18867/ris.107.626>

ANEXOS

ANEXO I: MATRIZ DE CONSISTENCIA DE INVESTIGACION

“DETERMINACION DEL DESEMPEÑO SISMO RESISTENTE DE LA EDIFICACION DE SEGURIDAD CIUDADANA DEL DISTRITO DE SAN SEBASTIAN APLICANDO EL METODO DE ESPECTRO CAPACIDAD”

PROBLEMA GENERAL	OBJETIVO GENERAL	HIPÓTESIS GENERAL	VARIABLES Y DIMENSIONES
PG: ¿Cuál es el nivel de desempeño sismo resistente de la edificación de seguridad ciudadana del distrito de San Sebastián aplicando el método de Espectro Capacidad para diferentes niveles de amenaza sísmica?	OG: Determinar el nivel de desempeño sismo resistente de la edificación de seguridad ciudadana del distrito de San Sebastián aplicando el método de Espectro Capacidad para diferentes niveles de amenaza sísmica.	HG: El nivel de desempeño sismorresistente de la edificación de seguridad ciudadana del distrito de San Sebastián aplicando el método de Espectro Capacidad no es el adecuado para niveles altos de amenaza sísmica	<p>Dependiente</p> <p>Y1: - Desempeño sísmico</p> <p>Dimensiones:</p> <ul style="list-style-type: none"> ✓ Operacional 1-A: Desplazamiento objetivo (cm), cortante basal (tonf), desplazamiento espectral (cm), aceleración espectral (g) ✓ Ocupación inmediata 1-B: Desplazamiento objetivo (cm), cortante basal (tonf), desplazamiento espectral (cm), aceleración espectral (g) ✓ Seguridad de vida 3-C: Desplazamiento objetivo (cm), cortante basal (tonf), desplazamiento espectral (cm), aceleración espectral (g)
PROBLEMAS ESPECÍFICOS	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	HIPÓTESIS ESPECÍFICAS	

¿Cuál es el estado actual de la edificación de Seguridad Ciudadana en cuanto a sus características estructurales?	Evaluar las características estructurales de la edificación de Seguridad Ciudadana, incluyendo geometría, sistemas estructurales y estado general.	La edificación de Seguridad Ciudadana presenta deficiencias en sus características estructurales, lo que podría afectar su desempeño sismorresistente.	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Prevención de colapso 5-D: Desplazamiento objetivo (cm), cortante basal (tonf), desplazamiento espectral (cm), aceleración espectral (g)
¿Cuáles son los niveles de amenaza sísmica que afectan al distrito de San Sebastián según la zonificación sísmica local?	Identificar y clasificar los niveles de amenaza sísmica para el distrito de San Sebastián, basándose en la norma sísmica vigente.	La zonificación sísmica del distrito de San Sebastián indica niveles de amenaza que varían significativamente.	<p>Independiente</p> <p>X1: - Configuración estructural</p> <p>Dimensiones:</p> <ul style="list-style-type: none"> ✓ Elementos estructurales: Ancho (m), Largo (m), alto (m) y diámetro (m) ✓ Acero de refuerzo: Cuantía de acero (%), acero en compresión (cm²), acero en tracción (cm²) y acero transversal (cm²) ✓ Cargas: Ancho tributario (m), Carga viva (kgf/m²), Carga muerta (kgf/m²) ✓ Irregularidades: Irregularidad en planta, irregularidad en elevación ✓ Rotulas plásticas: Momento de agrietamiento (tonf), momento de cedencia (tonf) y momento de agotamiento (tonf)
¿Cuál es la capacidad estructural de la edificación de seguridad ciudadana del distrito de San Sebastián aplicando un análisis estático no lineal Push Over?	Determinar la capacidad estructural de la edificación de Seguridad Ciudadana del distrito de San Sebastián mediante la aplicación del análisis estático no lineal Push Over	La edificación de Seguridad Ciudadana del distrito de San Sebastián no alcanza una capacidad estructural suficiente para soportar las cargas sísmicas máximas	<p>X2: - Amenaza Sísmica</p> <p>Dimensiones:</p> <ul style="list-style-type: none"> ✓ Sismo frecuente (SE) 50%/50: Aceleración (m/seg²), periodo de retorno (años) y probabilidad de excedencia (%) ✓ Sismo BSE-1E: Aceleración (m/seg²), periodo de retorno (años) y probabilidad de excedencia (%) ✓ Sismo BSE-1N: Aceleración (m/seg²), periodo de retorno (años) y probabilidad de excedencia (%) ✓ Sismo BSE-2E: Aceleración (m/seg²), periodo de retorno (años) y probabilidad de excedencia (%)

- ✓ Sismo BSE-2N: Aceleración (m/seg²), periodo de retorno (años) y probabilidad de excedencia (%)

X3: - Capacidad Estructural**Dimensiones:**

- ✓ Comportamiento elástico: Cortante basal elástico (tonf), Desplazamiento elástico (cm)
 - ✓ Comportamiento inelástico: Cortante basal máxima (tonf), Desplazamiento máximo (cm)
 - ✓ Ductilidad: Cortante máximo/Cortante basal elástico
-

ANEXO II: ANALISIS DE CAPACIDAD ESTRUCTURAL DE PROPUESTA

1. PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS DE DATOS

1.1. ANÁLISIS ESTÁTICO SEGÚN NORMA E.030

1.1.1. DETERMINACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

Para determinar el sistema estructural se debe calcular las fuerzas cortantes ejercidas por las placas y columnas asignadas anteriormente, para después obtener una proporción de fuerza cortante de los elementos y asignarlos conforme a lo establecido en el Artículo 16.1 de la Norma E.030 del RNE.

Se conserva el mismo sistema estructura R=6 (Sistema de muros estructurales)

1.1.2. ANÁLISIS DE IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES

Una vez definido el sistema estructural se procede a la determinación de las irregularidades según lo dispuesto en el artículo 20 de la Norma E.030 del RNE.

1.1.2.1. IRREGULARIDADES EN ALTURA (Ia)

A) Irregularidad de rigidez y rigidez extrema

Para definir el primer parámetro de análisis es necesario calcular las fuerzas cortantes de cada entrepiso para cada dirección de análisis.

Tabla 83

Fuerzas Cortante de Entrepiso - Dirección de Análisis X

FUERZA CORTANTE DE ENTREPISO EN DIRECCION X				
Nivel	Sismo	Ubicación	VX	VY
			Kgf	kgf
Losa N: +23.275 (7mo Nivel)	SISDIN X	Bottom	33631.09	8085.16
Losa N: +19.950 (6to Nivel)	SISDIN X	Bottom	155535.38	21398.7
Losa N: +16.625 (5to Nivel)	SISDIN X	Bottom	292471.38	36251.28
Losa N: +13.300 (4to Nivel)	SISDIN X	Bottom	400685.52	48946.35

FUERZA CORTANTE DE ENTREPISO EN DIRECCION X				
Nivel	Sismo	Ubicación	VX	VY
			Kgf	kgf
Losa N: +9.975 (3er Nivel)	SISDIN X	Bottom	484626.16	58317.81
Losa N: +6.650 (2do nivel)	SISDIN X	Bottom	544073.03	65269.18
Losa N: +3.325 (1er Nivel)	SISDIN X	Bottom	571700.24	69234.81
Losa N: +0.000 (Sótano)	SISDIN X	Bottom	575653.03	71570.88

Tabla 84

Fuerzas Cortante de Entrepiso - Dirección de Análisis Y

FUERZA CORTANTE DE ENTREPISO EN DIRECCION Y				
Nivel	Sismo	Ubicación	VX	VY
			kgf	kgf
Losa N: +23.275 (7mo Nivel)	SISDIN Y	Bottom	9745.14	39446.09
Losa N: +19.950 (6to Nivel)	SISDIN Y	Bottom	24232.56	162089.33
Losa N: +16.625 (5to Nivel)	SISDIN Y	Bottom	34615.32	293249.54
Losa N: +13.300 (4to Nivel)	SISDIN Y	Bottom	46980.83	393980.31
Losa N: +9.975 (3er Nivel)	SISDIN Y	Bottom	58249.91	472106.8
Losa N: +6.650 (2do nivel)	SISDIN Y	Bottom	65027.19	531577.37
Losa N: +3.325 (1er Nivel)	SISDIN Y	Bottom	70339.44	567939.42
Losa N: +0.000 (Sótano)	SISDIN Y	Bottom	71570.87	589219.01

Seguidamente es debe determinar los desplazamientos de cada centro de masa de la edificación:

Tabla 85*Desplazamiento de Centros de Masa - Direcciones de Análisis X*

DESPLAZAMIENTO DE CENTRO DE MASA EN DIRECCION X					
Nivel	Diafragma	Sismo	UX	UY	Desplazamiento relativo promedio cm
			m	m	
Losa N: +23.275 (7mo Nivel)	D8	SISDIN X	0.011713	0.00151	0.0906
Losa N: +19.950 (6to Nivel)	D7	SISDIN X	0.010807	0.000973	0.1335
Losa N: +16.625 (5to Nivel)	D6	SISDIN X	0.009472	0.000771	0.1715
Losa N: +13.300 (4to Nivel)	D5	SISDIN X	0.007757	0.000615	0.1968
Losa N: +9.975 (3er Nivel)	D4	SISDIN X	0.005789	0.000437	0.2109
Losa N: +6.650 (2do nivel)	D3	SISDIN X	0.00368	0.000275	0.2069
Losa N: +3.325 (1er Nivel)	D2	SISDIN X	0.001611	0.00012	0.1504
Losa N: +0.000 (Sótano)	D1	SISDIN X	0.000107	0.000041	0.0107

Tabla 86*Desplazamiento de Centros de Masa - Direcciones de Análisis Y*

DESPLAZAMIENTO DE CENTRO DE MASA EN DIRECCION Y					
Nivel	Diafragma	Sismo	UX	UY	Desplazamiento relativo promedio cm
			m	m	
Losa N: +23.275 (7mo Nivel)	D8	SISDIN Y	0.001032	0.004678	0.097
Losa N: +19.950 (6to Nivel)	D7	SISDIN Y	0.000924	0.003708	0.0616
Losa N: +16.625 (5to Nivel)	D6	SISDIN Y	0.000817	0.003092	0.0599
Losa N: +13.300 (4to Nivel)	D5	SISDIN Y	0.00068	0.002493	0.0636
Losa N: +9.975 (3er Nivel)	D4	SISDIN Y	0.000518	0.001857	0.0611
Losa N: +6.650 (2do nivel)	D3	SISDIN Y	0.00034	0.001246	0.0565
Losa N: +3.325 (1er Nivel)	D2	SISDIN Y	0.000156	0.000681	0.0418
Losa N: +0.000 (Sótano)	D1	SISDIN Y	0.000012	0.000263	0.0263

Una vez ya conocidos los valores de fuerza cortante y desplazamiento de centro de masa, es posible determinar la rigidez del entrepiso para cada dirección de análisis. Además, se realiza una comparación con los niveles superiores y el promedio de los tres niveles superiores. Estos valores deben de ser menores a 0.70 y 0.80 respectivamente.

Tabla 87

Calculo de Rigidez por Piso y Dirección

CALCULO DE RIGIDEZ POR PISO Y DIRECCION - RIGIDEZ						
NIVEL	DIRECCION DE ANALISIS	FUERZA CORTANTE (TN)	DESPLAZAMIENTO (cm)	RIGIDEZ Ki (tnf/cm)	Ki/K(i+1) > 0.7	Ki/PROMEDIO (K(i+1), K(i+2),K(i+3)) > 0.8
Losa N: +23.275 (7mo Nivel)	X	33.63109	0.0906	371.2040839		
Losa N: +19.950 (6to Nivel)		155.53538	0.1335	1165.059026	3.14	
Losa N: +16.625 (5to Nivel)		292.47138	0.1715	1705.372478	1.46	
Losa N: +13.300 (4to Nivel)		400.68552	0.1968	2036.003659	1.19	1.88
Losa N: +9.975 (3er Nivel)		484.62616	0.2109	2297.895495	1.13	1.41
Losa N: +6.650 (2do nivel)		544.07303	0.2069	2629.642484	1.14	1.31
Losa N: +3.325 (1er Nivel)		571.70024	0.1504	3801.198404	1.45	1.64
Losa N: +0.000 (Sótano)		575.65303	0.0107	53799.3486	14.15	18.49
					> 0.70	> 0.80
NIVEL	DIRECCION DE ANALISIS	FUERZA CORTANTE (TN)	DESPLAZAMIENTO (cm)	RIGIDEZ Ki (tnf/cm)	Ki/K(i+1) > 0.7	Ki/PROMEDIO (K(i+1), K(i+2),K(i+3)) > 0.8
Losa N: +23.275 (7mo Nivel)	Y	39.44609	0.097	406.6607216		
Losa N: +19.950 (6to Nivel)		162.08933	0.0616	2631.320292	6.47	
Losa N: +16.625 (5to Nivel)		293.24954	0.0599	4895.651753	1.86	
Losa N: +13.300 (4to Nivel)		393.98031	0.0636	6194.658962	1.27	2.34
Losa N: +9.975 (3er Nivel)		472.1068	0.0611	7726.788871	1.25	1.69
Losa N: +6.650 (2do nivel)		531.57737	0.0565	9408.449027	1.22	1.50
Losa N: +3.325 (1er Nivel)		567.93942	0.0418	13587.06746	1.44	1.75
Losa N: +0.000 (Sótano)		589.21901	0.0263	22403.76464	1.65	2.19
					> 0.70	> 0.80

Dado que la edificación no presenta irregularidad por rigidez, tampoco muestra irregularidad de rigidez extrema. Los valores límite para esta evaluación son 0.60 en relación con el nivel superior y 0.70 en comparación con el promedio de los tres niveles superiores.

Entonces se verifica que las comparaciones de rigidez de entrepiso no superan el límite permisible de la norma, por lo tanto, se considera a la estructura como REGULAR.

B) Irregularidad de resistencia – piso débil y resistencia extrema

Se presenta cuando en cualquier dirección de análisis se observa que la resistencia de un piso es menor del 80 % de la resistencia del piso inmediato superior. Al calcular las fuerzas cortantes y compararlas con el inmediato superior se obtiene los resultados de la Tabla 88:

Tabla 88

Calculo de Irregularidad de Resistencia

CALCULO DE RESISTENCIA POR CORTE DIRECCION X						
Nivel	Sismo	Ubicación	VX kgf	VY kgf	Fuerza cortante en X (Tn)	Vxi/ Vxi+1
Losa N: +23.275 (7mo Nivel)	SISDIN X	Bottom	33631.09	8085.16	33.63109	
Losa N: +19.950 (6to Nivel)	SISDIN X	Bottom	155535.38	21398.7	155.53538	4.62
Losa N: +16.625 (5to Nivel)	SISDIN X	Bottom	292471.38	36251.28	292.47138	1.88
Losa N: +13.300 (4to Nivel)	SISDIN X	Bottom	400685.52	48946.35	400.68552	1.37
Losa N: +9.975 (3er Nivel)	SISDIN X	Bottom	484626.16	58317.81	484.62616	1.21
Losa N: +6.650 (2do nivel)	SISDIN X	Bottom	544073.03	65269.18	544.07303	1.12
Losa N: +3.325 (1er Nivel)	SISDIN X	Bottom	571700.24	69234.81	571.70024	1.05
Losa N: +0.000 (Sótano)	SISDIN X	Bottom	575653.03	71570.88	575.65303	1.01
						> 0.80
CALCULO DE RESISTENCIA POR CORTE DIRECCION Y						
Nivel	Sismo	Ubicación	VX kgf	VY kgf	Fuerza cortante en Y (Tn)	Vyi/ Vyi+1
Losa N: +23.275 (7mo Nivel)	SISDIN Y	Bottom	9745.14	39446.09	39.44609	
Losa N: +19.950 (6to Nivel)	SISDIN Y	Bottom	24232.56	162089.33	162.08933	4.11

Losa N: +16.625 (5to Nivel)	SISDIN Y	Bottom	34615.32	293249.54	293.24954	1.81
Losa N: +13.300 (4to Nivel)	SISDIN Y	Bottom	46980.83	393980.31	393.98031	1.34
Losa N: +9.975 (3er Nivel)	SISDIN Y	Bottom	58249.91	472106.8	472.1068	1.20
Losa N: +6.650 (2do nivel)	SISDIN Y	Bottom	65027.19	531577.37	531.57737	1.13
Losa N: +3.325 (1er Nivel)	SISDIN Y	Bottom	70339.44	567939.42	567.93942	1.07
Losa N: +0.000 (Sótano)	SISDIN Y	Bottom	71570.87	589219.01	589.21901	1.04
						> 0.80

Se demuestra que la resistencia a las fuerzas cortantes entre un nivel y el inmediato superior para cada dirección de análisis no supera el límite permitido por la norma, por lo tanto, la estructura es REGULAR.

C) Irregularidad de masa

Esta irregularidad de distribución de masa o peso se presenta cuando es mayor a 1.5 veces la masa o peso de uno de los pisos adyacentes. Este criterio no aplicable para azoteas ni sótanos.

Tabla 89

Calculo de Irregularidad de Masa

Nivel	Diafragma	Carga	Ubicación	P		Peso i / Peso i -1
				kgf	tnf	
Losa N: +23.275 (7mo Nivel)	D8	PESO EDIFICIO	Bottom	119409.8	119.4098	0.22
Losa N: +19.950 (6to Nivel)	D7	PESO EDIFICIO	Bottom	533922.55	533.92255	0.84
Losa N: +16.625 (5to Nivel)	D6	PESO EDIFICIO	Bottom	639421.59	639.42159	1.00
Losa N: +13.300 (4to Nivel)	D5	PESO EDIFICIO	Bottom	636916.85	636.91685	0.98
Losa N: +9.975 (3er Nivel)	D4	PESO EDIFICIO	Bottom	646675.87	646.67587	0.98
Losa N: +6.650 (2do nivel)	D3	PESO EDIFICIO	Bottom	657816.16	657.81616	1.08
Losa N: +3.325 (1er Nivel)	D2	PESO EDIFICIO	Bottom	608694.97	608.69497	0.79
Losa N: +0.000 (Sótano)	D1	PESO EDIFICIO	Bottom	767052.89	767.05289	
						< 1.50

Nota. Irregularidad de masa calculada con la carga igual al peso del edificio

El software calcula el peso P obteniendo la suma acumulada de todos los pesos de los entresijos, y calculando a través de una diferencia entre el peso de piso superior y piso evaluado se procede a comparar para determinar la irregularidad.

Se comprueba que al comparar y obtener la relación entre las masas de cada nivel estos resultan menores a 1.5 (límite permitido por la norma), por lo tanto, la estructura es REGULAR.

D) Irregularidad de geometría vertical

Una estructura presenta una irregularidad de tipo geometría vertical cuando se aprecia que la dimensión horizontal resistente a cargas laterales de la estructura en cualquier piso es superior a 1.3 veces la dimensión en un piso contiguo en cualquiera de las direcciones de análisis.

Existe una reducción en el entresijo, sin embargo, este se da para el nivel 06 que es una azotea, por lo tanto, la irregularidad no aplica, la estructura es REGULAR.

E) Irregularidad de discontinuidad de elementos estructurales

Se presenta esta irregularidad cuando se tiene un desalineamiento vertical en un elemento estructural que resista más del 10% de la fuerza cortante, se puede dar por un cambio en la orientación, así también por un desplazamiento superior al 25% del eje de mayor magnitud correspondiente a la dimensión del elemento.

Se aprecia en la edificación que sus elementos mantienen su orientación y eje longitudinal, por lo tanto, no existe irregularidad, por lo tanto, la estructura es REGULAR.

F) Resumen de irregularidades en altura

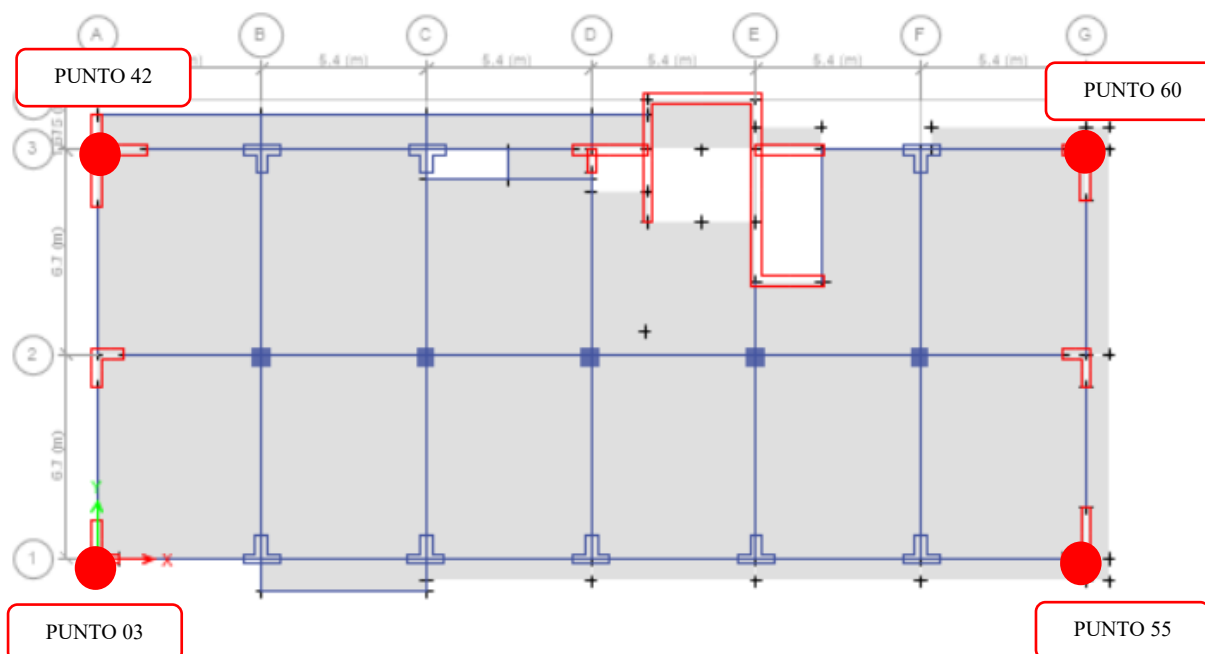
Tabla 90*Resumen de Irregularidades en Altura*

RESUMEN DE IRREGULARIDADES EN ALTURA				
Dirección	Irregularidades	Condición	Ipi	Ip
X	Irregularidad de rigidez	Regular	1	1
	Irregularidad de rigidez extrema	Regular	1	
	Irregularidad de resistencia	Regular	1	
	Irregularidad de resistencia extrema	Regular	1	
	Irregularidad de masa o peso	Regular	1	
	Irregularidad de geometría vertical	Regular	1	
	Discontinuidad en los sistemas resistentes	Regular	1	
	Discontinuidad extrema en los sistemas resistentes	Regular	1	
Y	Irregularidad de rigidez	Regular	1	1
	Irregularidad de rigidez extrema	Regular	1	
	Irregularidad de resistencia	Regular	1	
	Irregularidad de resistencia extrema	Regular	1	
	Irregularidad de masa o peso	Regular	1	
	Irregularidad de geometría vertical	Regular	1	
	Discontinuidad en los sistemas resistentes	Regular	1	
	Discontinuidad extrema en los sistemas resistentes	Regular	1	

1.1.2.2. IRREGULARIDADES EN PLANTA (Ip)**A) Irregularidad torsional / torsional extrema**

Este tipo de irregularidad se presenta cuando el máximo desplazamiento relativo de un piso (Δ_{max}) para una condición de carga calculado, en cualquiera de las direcciones de análisis, incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio (Δ_{prom}).

Conforme se indica en la norma, para calcular el promedio de los desplazamientos es necesario determinar puntos extremos en la dirección de análisis y luego comparar este resultado con el desplazamiento máximo del piso.

Figura 149*Determinación de Puntos Extremos de la Edificación*

Para cada dirección de análisis, se determina los puntos extremos de análisis de la estructura, de acuerdo con las características de la edificación se escogieron los puntos de la Tabla 91.

Tabla 91*Puntos Extremos por cada Sentido de Análisis de la Edificación*

Dirección de análisis	Puntos extremos	
X	60	55
Y	42	60

Este criterio aplica solo en edificios que presentan diafragmas rígidos en los que analizando los máximos desplazamientos relativos son superiores al 50% del que esta estipulado en la norma (0.007), por lo que se hace imperativo obtener el desplazamiento de entrepiso y determinar los análisis son necesarios o no en función de la altura de los entrepisos.

Tabla 92*Límites Máximos Permisibles para Análisis de Irregularidad*

CONDICION DE ANALISIS			
Material Predominante:			Concreto
Límite para distorsión de entrepiso:			0.007
Altura de entrepiso (h):	Sótano		3.375 m
	1°-5°		3.325 m
	6°		3 m
	Azotea		1 m
Desplazamiento relativo máximo permisible	Sótano		2.3625 cm
	1°-5°		2.3275 cm
	6°		2.1 cm
	Azotea		0.7 cm
50% Permissible	Sótano		1.18 cm
	1°-5°		1.16 cm
	6°		1.05 cm
	Azotea		0.35 cm

Seguidamente se determina los máximos desplazamientos de piso para verificar si es necesario la comprobación de la irregularidad.

Tabla 93*Determinación de Desplazamientos Máximos de Entrepiso – Dirección X*

DESPLAZAMIENTOS ETABS						R =	6	
Nivel	Caso Carga	Dirección	Máximum m	Average m	Ratio	Desplazamiento relativo promedio cm	Desplazamiento elástico cm	¿Necesita Análisis?
Losa N: +19.950 (6to Nivel)	SISDIN X		0.010418	0.010838	1.054	0.0454	0.20	No
Losa N: +16.625 (5to Nivel)	SISDIN X		0.009964	0.009507	1.048	0.1817	0.82	No
Losa N: +13.300 (4to Nivel)	SISDIN X		0.008147	0.007784	1.047	0.2082	0.94	No
Losa N: +9.975 (3er Nivel)	SISDIN X	X	0.006065	0.005802	1.045	0.2212	1.00	No
Losa N: +6.650 (2do nivel)	SISDIN X		0.003853	0.003689	1.044	0.2164	0.97	No
Losa N: +3.325 (1er Nivel)	SISDIN X		0.001689	0.001616	1.045	0.1567	0.71	No
Losa N: +0.000 (Sótano)	SISDIN X		0.000122	0.000111	1.101	0.0122	0.05	No

Tabla 94*Determinación de Desplazamientos Máximos de Entrepiso – Dirección Y*

DESPLAZAMIENTOS ETABS							R =	6
Nivel	Caso Carga	Dirección	Máximum	Average	Ratio	Desplazamiento relativo promedio cm	Desplazamiento elástico cm	¿Necesita Análisis?
			m	m				
Losa N: +23.275 (7mo Nivel)	SISDIN Y		0.005177	0.004595	1.127	0.0235	0.11	No
Losa N: +19.950 (6to Nivel)	SISDIN Y		0.004942	0.003847	1.285	0.0793	0.36	No
Losa N: +16.625 (5to Nivel)	SISDIN Y		0.004149	0.003246	1.278	0.0843	0.38	No
Losa N: +13.300 (4to Nivel)	SISDIN Y	Y	0.003306	0.002603	1.27	0.0856	0.39	No
Losa N: +9.975 (3er Nivel)	SISDIN Y		0.00245	0.001946	1.259	0.0823	0.37	No
Losa N: +6.650 (2do nivel)	SISDIN Y		0.001627	0.00131	1.243	0.0733	0.33	No
Losa N: +3.325 (1er Nivel)	SISDIN Y		0.000894	0.000736	1.214	0.0572	0.26	No
Losa N: +0.000 (Sótano)	SISDIN Y		0.000322	0.000278	1.157	0.0322	0.14	No

En vista de que en ambas direcciones de análisis se verifica que es no necesario realizar el análisis de la torsión, se verifica el desplazamiento de los puntos extremos de la estructura los cuales ya fueron previamente identificados. Por lo tanto, la estructura es REGULAR.

B) Irregularidad de esquinas entrantes

Esta irregularidad se presenta cuando las esquinas entrantes tienen dimensiones en ambas direcciones que superan el 20% de la dimensión total correspondiente en planta.

Se verifica que en la estructura no existen esquinas entrantes, por lo tanto, la estructura se considera REGULAR.

C) Irregularidad de discontinuidad de diafragma

Esta irregularidad se presenta cuando los diafragmas presentan variaciones importantes en rigidez o discontinuidades, esto incluye aberturas en el diafragma mayores que el 50% del área total.

Para proceder con la evaluación de la edificación, se consideraron por cada nivel los espacios vacíos ubicados en la distribución de planta, incluyendo el ducto de ventilación para las instalaciones eléctricas y sanitarias, así como los ductos y vacíos correspondientes a las escaleras. Se tomó una medición precisa del área de estos espacios vacíos por nivel y se sumaron. Posteriormente, se compararon estas áreas con el área neta bruta de cada nivel. El cálculo se detalla a continuación.

Tabla 95

Calculo de Irregularidad de Discontinuidad del Diafragma

IRREGULARIDAD DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA			
NIVEL	Área de diafragma discontinuo	Área total del diafragma	Condición
Losa N: +19.950 (6to Nivel)	23.1	450	Regular
Losa N: +16.625 (5to Nivel)	23.1	450	Regular
Losa N: +13.300 (4to Nivel)	23.1	450	Regular
Losa N: +9.975 (3er Nivel)	23.1	450	Regular
Losa N: +6.650 (2do nivel)	64.1	450	Regular
Losa N: +3.325 (1er Nivel)	64.1	450	Regular
Losa N: +0.000 (Sótano)	23.05	450	Regular

Debido a que no se supera el porcentaje máximo de aberturas en cada nivel de entrepiso se determina que la estructura es REGULAR.

D) Irregularidad de sistemas no paralelos

Esta irregularidad ocurre cuando los elementos que resisten las fuerzas laterales no están alineados paralelamente en ninguna de las direcciones de análisis.

En nuestro caso, se aprecia que la estructura cuenta con ejes rectos y no presenta una inclinación superior a 30° en ningún eje, por lo tanto, la estructura es REGULAR.

E) Resumen de irregularidades en altura

Tabla 96

Resumen de Irregularidades en Altura

RESUMEN DE IRREGULARIDADES EN PLANTA				
Dirección	Irregularidades	Condición	Ipi	Ip
X	Irregularidad torsional	Regular	1	
	Irregularidad torsional extrema	Regular	1	
	Irregularidad Esquinas entrantes	Regular	1	1
	Irregularidad Discontinuidad del diafragma	Regular	1	
	Sistemas no paralelos	Regular	1	
Y	Irregularidad torsional	Regular	1	
	Irregularidad torsional extrema	Regular	1	
	Irregularidad Esquinas entrantes	Regular	1	1
	Irregularidad Discontinuidad del diafragma	Regular	1	
	Sistemas no paralelos	Regular	1	

1.1.3. RESTRICCIONES A LA IRREGULARIDAD

Una vez obtenidas las irregularidades estructurales de la edificación, se comprobaron las restricciones de irregularidad en concordancia con lo estipulado en el Artículo 21 de la Norma E.030, el cual menciona lo siguiente:

Figura 150

Categoría y Restricciones de Irregularidad de Edificaciones

Tabla N° 10 CATEGORÍA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten Irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

En consecuencia, se puede indicar que no se cumple con lo dispuesto en la Norma E 030 del RNE, debido a que, la estructura con la nueva configuración si cumple con lo establecido.

1.2. ANÁLISIS DINÁMICO SEGÚN NORMA E.030

1.2.1. ANÁLISIS SÍSMICO

En este punto se identifica los parámetros de respuesta sísmica según el sistema estructural y las irregularidades de la edificación. Se verificarán los periodos, fuerzas cortantes basales en ambas direcciones de análisis, derivas de entrepiso y desplazamientos toda la estructura.

1.2.2. PERIODOS Y MODOS DE VIBRACIÓN

Una vez analizada la estructura de la edificación, se hace posible determinar los periodos de los modos de vibración.

Tabla 97

Periodos y Modos de Vibración de la Edificación

Case	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
MODAL	0.416	0.6743	0.0038	0.6743	0.0038	0.0024	0.0024	0.416
MODAL	0.242	0.0063	0.6759	0.6806	0.6797	0.036	0.0384	0.242
MODAL	0.152	0.0006	0.0385	0.6812	0.7183	0.6777	0.7162	0.152
MODAL	0.125	0.1206	0.0021	0.8018	0.7204	0.0002	0.7164	0.125
MODAL	0.072	0.0299	0.0175	0.8317	0.7379	0.0003	0.7167	0.072
MODAL	0.067	0.0023	0.1644	0.834	0.9023	0.0096	0.7262	0.067
MODAL	0.054	0.0152	0.0047	0.8492	0.9071	0.0019	0.7281	0.054
MODAL	0.045	0.0105	0.0112	0.8597	0.9183	0.114	0.8421	0.045
MODAL	0.042	0.0085	0.0009	0.8682	0.9192	0.0566	0.8987	0.042
MODAL	0.039	0.0002	0.0007	0.8684	0.9199	0.0003	0.899	0.039
MODAL	0.036	0.0014	0.0362	0.8698	0.9561	0.0078	0.9068	0.036
MODAL	0.033	0.0141	0.0025	0.8839	0.9587	0.0003	0.9071	0.033
MODAL	0.029	0.0059	0.0032	0.8897	0.9618	0.002	0.9091	0.029
MODAL	0.027	0.0013	0.0125	0.8911	0.9743	0.0003	0.9093	0.027
MODAL	0.026	0.0006	0.0044	0.8917	0.9787	0.0047	0.914	0.026

Case	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
MODAL	0.023	0.0064	0.0029	0.8981	0.9817	0.0348	0.9488	0.023
MODAL	0.022	0.0017	0.0079	0.8999	0.9896	0.0047	0.9535	0.022
MODAL	0.021	0	3.393E-06	0.8999	0.9896	2.439E-06	0.9535	0.021
MODAL	0.021	8.001E-06	0.0006	0.8999	0.9901	0.0001	0.9536	0.021
MODAL	0.021	0.0032	1.243E-05	0.903	0.9901	0.0004	0.954	0.021
MODAL	0.021	0.0262	1.026E-05	0.9293	0.9902	0.0015	0.9555	0.021

De la Tabla 97, se puede determinar el periodo de vibración $T = 0.416$ seg en la dirección “X” en el primer modo de vibración, así mismo, en la dirección de análisis “Y” se obtiene el período de vibración $T = 0.242$ seg en el segundo modo de vibración. Finalmente se observa que el tercer modo de vibración con un $T = 0.152$ seg. corresponde a un modo rotacional, para el ultimo modo de vibración se verifica también que cumple con la masa participativa mayor al 90%.

Se puede apreciar que los dos primeros modos de vibración son traslacionales al tener mayor cantidad de masa participativa en las direcciones X y Y, y también se aprecia que en el tercer modo de vibración se encuentra en un movimiento rotacional.

Ahora se obtiene los periodos y modos de vibración con el software ETABS para el cálculo del porcentaje de la cortante basal correspondiente al sismo estático.

- EN DIRECCIÓN X: 0.416 segundos
- EN DIRECCIÓN Y: 0.242 segundos

1.2.3. COEFICIENTE DE CORTANTE BASAL

De conformidad al Artículo 28.2.2 de la norma E.030 del RNE, el valor del cociente entre el factor de amplificación sísmica (C) y el factor de reducción de sísmica (R) no se considera menor que 0.11.

$$V = \% \cdot \text{Peso} \qquad V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot \text{Peso}$$

El porcentaje de peso para el sismo estático es:

Tabla 98

Determinación de Coeficientes de Análisis Estático

<u>DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DEL ANÁLISIS ESTÁTICO por FUERZAS ESTÁTICAS EQUIVALENTES</u>					
CÁLCULO DEL FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SISMICA: C					
$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right), C \leq 2.5$		Modo. - Tx =	0.416 seg	↔ C =	3.606 > 2.5
		Modo. - Ty =	0.242 seg	↔ C =	6.198 > 2.5
USAR:	Cx =	2.50	; Cy =	2.50	(de ser mayor tomar el valor límite)
EVALUANDO VALOR: C/R ≥ 0.11					
	C/R=	0.417	>	0.110	↔ 0.417
		0.417	>	0.110	↔ 0.417

Tabla 99

Coeficiente de Cortante Basal por Dirección de Análisis

COEFICIENTE DEL CORTANTE EN LA BASE	Seismic X dir+Ecc	Seismic Y dir+Ecc
		0.1875

1.2.4. DERIVAS DE ENTREPISO

Basado en lo estipulado en la Norma E.030 en el Artículo 31. para el cálculo de las derivas de entrepiso, se establece que:

31.1. Para estructuras consideradas regulares, los desplazamientos laterales se obtienen escalando por un factor de 0.75xR los resultados obtenidos del análisis elástico lineal con las sollicitaciones sísmicas reducidas. Pero para las estructuras consideradas como irregulares, los desplazamientos laterales se obtienen escalando por un factor de 0.85xR..

31.2. En el numeral 28.2 de la Norma E.030 se indica que para el cálculo de los desplazamientos laterales no se consideran los valores mínimos de C/R, ni el cortante mínimo en la base indicada en el numeral 29.4.

Del software se obtienen las derivas máximas de cada entrepiso para ambas direcciones de análisis, pero estos se deben de multiplicar por los factores de 0.75 ó 0.85 de R.

Tabla 100

Derivas de Entrepiso de Edificación

CALCULO DE DERIVAS DE ENTREPISO			
NIVEL	Load Case/Combo	Dirección	Drift
Losa N: +24.275 (Sobrecorrido)	SISDIN Y		0.000204
Losa N: +23.275 (7mo Nivel)	SISDIN Y		0.000239
Losa N: +19.950 (6to Nivel)	SISDIN Y		0.000243
Losa N: +16.625 (5to Nivel)	SISDIN Y		0.000259
Losa N: +13.300 (4to Nivel)	SISDIN Y	Y	0.000263
Losa N: +9.975 (3er Nivel)	SISDIN Y		0.000252
Losa N: +6.650 (2do nivel)	SISDIN Y		0.000221
Losa N: +3.325 (1er Nivel)	SISDIN Y		0.000182
Losa N: +0.000 (Sótano)	SISDIN Y		0.000095
Losa N: +24.275 (Sobrecorrido)	SISDIN X		0.000401
Losa N: +23.275 (7mo Nivel)	SISDIN X		0.000417
Losa N: +19.950 (6to Nivel)	SISDIN X		0.000451
Losa N: +16.625 (5to Nivel)	SISDIN X		0.000556
Losa N: +13.300 (4to Nivel)	SISDIN X	X	0.000638
Losa N: +9.975 (3er Nivel)	SISDIN X		0.000675
Losa N: +6.650 (2do nivel)	SISDIN X		0.000663
Losa N: +3.325 (1er Nivel)	SISDIN X		0.000471
Losa N: +0.000 (Sótano)	SISDIN X		0.000161

Tabla 101*Comprobación de las Derivas de Entrepiso*

COMPROBACION DE DERIVAS							
						Rox =	6
						Roy =	6
NIVEL	DIRECCION X			DIRECCION Y			
	Ro x Ip x Ia	6		Ro x Ip x Ia	6		
	Distorsión inelástica	Distorsión elástica	Verificación	Distorsión inelástica	Distorsión elástica	Verificación	
Losa N: +24.275 (Sobrecorrido)	0.000401	0.0018	BIEN	0.000204	0.00092	BIEN	
Losa N: +23.275 (7mo Nivel)	0.000417	0.0019	BIEN	0.000239	0.00108	BIEN	
Losa N: +19.950 (6to Nivel)	0.000451	0.0020	BIEN	0.000243	0.00109	BIEN	
Losa N: +16.625 (5to Nivel)	0.000556	0.0025	BIEN	0.000259	0.00117	BIEN	
Losa N: +13.300 (4to Nivel)	0.000638	0.0029	BIEN	0.000263	0.00118	BIEN	
Losa N: +9.975 (3er Nivel)	0.000675	0.0030	BIEN	0.000252	0.00113	BIEN	
Losa N: +6.650 (2do nivel)	0.000663	0.0030	BIEN	0.000221	0.00099	BIEN	
Losa N: +3.325 (1er Nivel)	0.000471	0.0021	BIEN	0.000182	0.00082	BIEN	
Losa N: +0.000 (Sótano)	0.000161	0.0007	BIEN	0.000095	0.00043	BIEN	

Pese a que existe una irregularidad en la dirección de análisis X-X, se verifican que las derivas de entrepiso son menores al límite permisible de la norma con valores menores a 0.007.

1.2.5. DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO

Se calculan los desplazamientos de entrepiso usando las derivas calculadas con el factor de 0.75 y 0.85 dependiendo de la regularidad de la estructura. Esta comprobación se determina con la altura de entrepiso de cada nivel.

Tabla 102*Calculo de Desplazamiento de Entrepiso*

CALCULO DE DESPLAZAMIENTO						
NIVEL	Load Case/Combo	Dirección	Drift	Altura de entrepiso (cm)	Desplazamiento (cm)	Total (cm)
Losa N: +24.275 (Sobrecorrido)	SISDIN Y		0.0009	100	0.09	
Losa N: +23.275 (7mo Nivel)	SISDIN Y		0.0011	300	0.32	
Losa N: +19.950 (6to Nivel)	SISDIN Y	Y	0.0011	332.5	0.36	2.68
Losa N: +16.625 (5to Nivel)	SISDIN Y		0.0012	332.5	0.39	
Losa N: +13.300 (4to Nivel)	SISDIN Y		0.0012	332.5	0.39	
Losa N: +9.975 (3er Nivel)	SISDIN Y		0.0011	332.5	0.38	

CALCULO DE DESPLAZAMIENTO						
NIVEL	Load Case/Combo	Dirección	Drift	Altura de entrepiso (cm)	Desplazamiento (cm)	Total (cm)
Losa N: +6.650 (2do nivel)	SISDIN Y		0.0010	332.5	0.33	
Losa N: +3.325 (1er Nivel)	SISDIN Y		0.0008	332.5	0.27	
Losa N: +0.000 (Sótano)	SISDIN Y		0.0004	337.5	0.14	
Losa N: +24.275 (Sobrecorrido)	SISDIN X		0.00180	100	0.18	
Losa N: +23.275 (7mo Nivel)	SISDIN X		0.00188	300	0.56	
Losa N: +19.950 (6to Nivel)	SISDIN X		0.00203	332.5	0.67	
Losa N: +16.625 (5to Nivel)	SISDIN X		0.00250	332.5	0.83	
Losa N: +13.300 (4to Nivel)	SISDIN X	X	0.00287	332.5	0.95	6.16
Losa N: +9.975 (3er Nivel)	SISDIN X		0.00304	332.5	1.01	
Losa N: +6.650 (2do nivel)	SISDIN X		0.00298	332.5	0.99	
Losa N: +3.325 (1er Nivel)	SISDIN X		0.00212	332.5	0.70	
Losa N: +0.000 (Sótano)	SISDIN X		0.00072	337.5	0.24	

Estos desplazamientos de entrepiso son fundamentales para calcular el desplazamiento objetivo del desempeño sísmico en cada dirección de análisis.

1.3. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

1.3.1. CORTANTE BASAL MÍNIMA

El cálculo del análisis no lineal requiere la consideración de las fuerzas o solicitaciones máximas de todos los elementos estructurales. Por lo tanto, para cada dirección de análisis considerada, es imperativo verificar la cortante basal mínima establecida según lo indicado en el artículo 29.4 de la norma E. 030.

Una vez determinados los valores de cortante estático y dinámico, se verifica que el cortante dinámico sea al menos el 80% del cortante estático en estructuras regulares; y al menos el 90% en estructuras irregulares, como se detalla a continuación:

Tabla 103*Análisis de Cortantes Dinámicas y Estáticas*

CASO DINAMICO				
Nivel	Sismo	Posición	VX	VY
			kgf	kgf
Losa N: +0.000 (Sótano)	SISDIN X Max	Top	575653.04	71570.88
Losa N: +0.000 (Sótano)	SISDIN X Max	Bottom	575653.04	71570.88
Nivel	Sismo	Posición	VX	VY
			kgf	kgf
Losa N: +0.000 (Sótano)	SISDIN Y Max	Top	71570.87	589219.01
Losa N: +0.000 (Sótano)	SISDIN Y Max	Bottom	71570.87	589219.01
CASO ESTATICO				
Nivel	Sismo	Posición	VX	VY
			kgf	kgf
Losa N: +0.000 (Sótano)	SISEST X	Top	-816386.3	-0.000176
Losa N: +0.000 (Sótano)	SISEST X	Bottom	-816386.3	-0.000176
Nivel	Sismo	Posición	VX	VY
			kgf	kgf
Losa N: +0.000 (Sótano)	SISEST Y	Top	0.03	-816386.73
Losa N: +0.000 (Sótano)	SISEST Y	Bottom	0.03	-816386.73

Verificado las fuerzas cortantes de entrepiso, es necesario realizar la calibración del sismo dinámico.

Tabla 104*Verificación de Sismo Dinámico y Estático*

COMPARACION ENTRE LAS CORTANTES ESTÁTICA Y DINÁMICA								
Nivel	Caso de Carga	Cortante Dinámica (CD)		Cortante Estática (CE)		Comparación CD/CE	0.8*CE (Regulador)	Factor E/D
		Cort X	Cort Y	Cort X	Cort Y			
		tonf	tonf	tonf	tonf			
Losa N: +0.000 (Sótano)	Sismo X	575.65		816.39		0.71	653.11	1.13
Losa N: +0.000 (Sótano)	Sismo Y		589.22		816.39	0.72	653.11	1.11
Entonces en X:	Se multiplica al Sismo en dirección X por el factor obtenido, para escalar							
Entonces en Y:	Se multiplica al Sismo en dirección X por el factor obtenido, para escalar							

Ya que no se cumplen los criterios exigidos en el Artículo 29.4 de la Norma E.030 del RNE “Fuerza cortante mínima”, se debe calibrar y aumentar la aceleración de la gravedad en caso de que el sismo sea dinámico.

Tabla 105

Factores de Corrección de Sismos

Factores de Corrección de Sismos				
DIR SIS	Factor Inicial	Factor E/D	Factor escalar perpendicular	Factor escalar ortogonal
X	9.81	1.13	11.1300	7.4200
Y	9.81	1.11	10.8737	7.2491

La excentricidad accidental, establecida en el artículo 28.4 de la norma E.030, se considera mediante el método de combinación modal, combinación cuadrática completa o CQC, y corresponde al 0.05 (5%) veces de la dimensión del edificio en la dirección perpendicular al análisis.

1.3.2. ANALISIS PUSH OVER

El análisis Push Over se basa en la aplicación de cargas laterales incrementales a la edificación hasta lograr que las rotulas plásticas dependen de la relación entre la sección de concreto y el acero de refuerzo.

1.3.2.1. PATRON DE CARGA LATERAL

El patrón de cargas laterales para definir el comportamiento no lineal de la edificación está en función de los modos de vibración en la dirección de análisis de estudio, estos modos de vibración se analizan para cada dirección de análisis. Se determinó la distribución de fuerzas mostrada en las siguientes tablas:

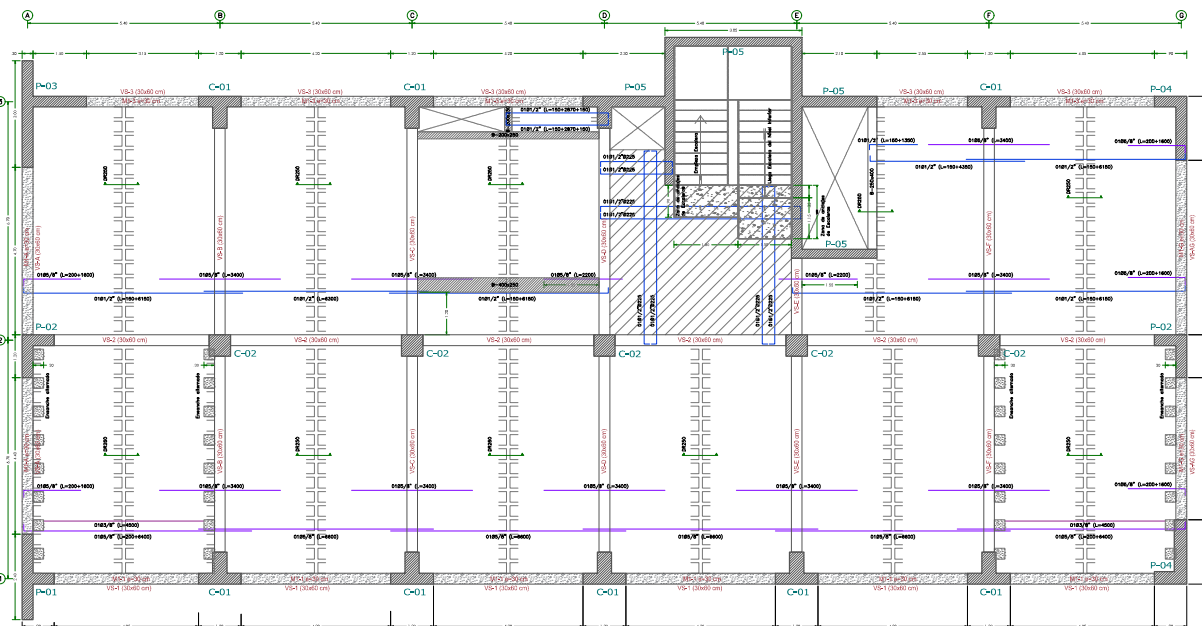
Tabla 106*Definición de Patrón de Cargas Laterales en Dirección X-X*

PATRON DE CARGAS LATERALES EN DIRECCION X			
Piso	Desplazamiento (cm) del modo fundamental de vibración	ϕ_x	F LATERAL PUSH X
Losa N: +24.275 (Sobrecorrido)	0.002700	0.002700	101.96
Losa N: +23.275 (7mo Nivel)	0.002600	0.002600	98.19
Losa N: +19.950 (6to Nivel)	0.002200	0.002200	83.08
Losa N: +16.625 (5to Nivel)	0.001800	0.001800	67.98
Losa N: +13.300 (4to Nivel)	0.001400	0.001400	52.87
Losa N: +9.975 (3er Nivel)	0.000900	0.000900	33.99
Losa N: +6.650 (2do nivel)	0.000400	0.000400	15.11
Losa N: +3.325 (1er Nivel)	0.000026	0.000026	1.00
Losa N: +0.000 (Sótano)	0.002700	0.002700	101.96
		$\alpha=$	37764.35045

Tabla 107*Definición de Patrón de Cargas Laterales en Dirección Y-Y*

PATRON DE CARGAS LATERALES EN DIRECCION Y			
Piso	Desplazamiento (cm) del modo fundamental de vibración	ϕ_y	F LATERAL PUSH Y
Losa N: +24.275 (Sobrecorrido)	0.003200	0.003200	16.00
Losa N: +23.275 (7mo Nivel)	0.003300	0.003300	16.50
Losa N: +19.950 (6to Nivel)	0.003100	0.003100	15.50
Losa N: +16.625 (5to Nivel)	0.002600	0.002600	13.00
Losa N: +13.300 (4to Nivel)	0.002100	0.002100	10.50
Losa N: +9.975 (3er Nivel)	0.001500	0.001500	7.50
Losa N: +6.650 (2do nivel)	0.001000	0.001000	5.00
Losa N: +3.325 (1er Nivel)	0.000600	0.000600	3.00
Losa N: +0.000 (Sótano)	0.000200	0.000200	1.00
		$\alpha=$	5000.00000

ANEXO III: PLANOS DE EDIFICACION



SOTANO
VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL

1:75

B (cm)	120	H (cm)	90
b1 (cm)	40	h1 (cm)	30
b2 (cm)	40	b2 (cm)	60
b3 (cm)	40		

ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS						Observaciones	
		Verificación de campo (cm)							
C-01	B-1	120.02	39.95	40.05	40.01	90.01	29.95	60.04	
	B-3	119.96	40.03	40.02	40.04	90	30.01	60.04	
	C-1	120.05	40.02	39.96	39.98	90.05	30.05	60.03	
	C-3	119.99	39.97	39.99	39.97	89.99	30.02	60	
	D-1	120.01	40.05	40.01	40.01	89.97	29.97	59.96	
	E-1	120.02	40	39.95	40.04	90.01	29.96	59.97	
	F-1	119.97	40	40.02	39.97	90.01	29.96	59.05	
	F-3	170.04	39.97	40.01	39.99	89.98	29.99	59.97	

B (cm)	90	H (cm)	240
b1 (cm)	30	b1 (cm)	110
b2 (cm)	60	b2 (cm)	30
b3 (cm)	30		

ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS						Observaciones
		Verificación de campo (cm)						
P-01	B-1	B (cm)	b1 (cm)	b2 (cm)	H (cm)	h1 (cm)	h2 (cm)	
		90.02	30.04	59.99	240.05	110.04	30.02	99.98

B (cm)	90	H (cm)	120
b1 (cm)	30	h1 (cm)	90
b2 (cm)	60	h2 (cm)	30

ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS						Observaciones
		Verificación de campo (cm)						
P-02	A-2	B (cm)	b1 (cm)	b2 (cm)	H (cm)	h1 (cm)	h2 (cm)	
		89.98	29.97	59.96	120.02	90.04	29.99	
		G-2	90.04	29.96	60.04	119.95	90.04	30.02

B (cm)	180	H (cm)	200
b1 (cm)	30	h1 (cm)	170
b2 (cm)	120	h2 (cm)	30
b3 (cm)	100		

ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS						Observaciones
		Verificación de campo (cm)						
P-05	A-5	B (cm)	b1 (cm)	b2 (cm)	H (cm)	h1 (cm)	h2 (cm)	
		179.99	29.95	119.95	299.98	170	29.98	99.98

B (cm)	40	H (cm)	25
--------	----	--------	----

ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS		Observaciones
		Verificación de campo (cm)		
VCH	2-3	B (cm)	H (cm)	
		39.99	25	

B (cm)	25	H (cm)	20
--------	----	--------	----

ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS		Observaciones
		Verificación de campo (cm)		
VCH	2-3	B (cm)	H (cm)	
		25.01	20.05	
		24.97	19.98	

B (cm)	60	H (cm)	60
--------	----	--------	----

ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS		Observaciones	
		Verificación de campo (cm)			
C-02	B-2	B (cm)	H (cm)		
		59.95	59.98		
		C-2	60.04	60.04	
		D-2	59.99	60.01	
		E-2	60.04	59.97	
		F-2	59.97	60.03	

B (cm)	825	b1 (cm)	40	b2 (cm)	150	b3 (cm)	230
b5 (cm)	25	b6 (cm)	330	b7 (cm)	30	b8 (cm)	385
b10 (cm)	90	h1 (cm)	630	h2 (cm)	230	h3 (cm)	165
h4 (cm)	105	h5 (cm)	30	h6 (cm)	400	h7 (cm)	25

ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS						Observaciones
		Verificación de campo (cm)						
P-05	D-E-2-3	B (cm)	b1 (cm)	b2 (cm)	H (cm)	h1 (cm)	h2 (cm)	
		824.95	39.96	39.97				
		b3 (cm)	b4 (cm)	b5 (cm)	b6 (cm)	b7 (cm)	b8 (cm)	
		149.97	229.99	229.99	29.96	384.95		
		210.04	b10 (cm)	90.03	H (cm)	619.95		
		29.95	b2 (cm)	219.97	b3 (cm)	105.02		
		h4 (cm)	h5 (cm)	29.99	h6 (cm)	400.01		
		h7 (cm)	24.96					

UNIVERSIDAD NACIONAL SAN ANTONIO ABAD DE CUSCO



PROYECTO: "DETERMINACIÓN DEL DESEMPEÑO SISMO RESISTENTE DE LA EDIFICACIÓN DE SEGURIDAD CIUDADANA DEL DISTRITO DE SAN SEBASTIÁN APLICANDO EL MÉTODO DE ESPECTRO CAPACIDAD"

PROYECTO: "MEJORAMIENTO Y AMPLIACIÓN DE LA PRESTACIÓN DEL SERVICIO DE SEGURIDAD CIUDADANA Y SERVICIO EN EL DISTRITO DE SAN SEBASTIÁN, PROVINCIA DE CUSCO - CUSCO CON CUI N° 2336683"

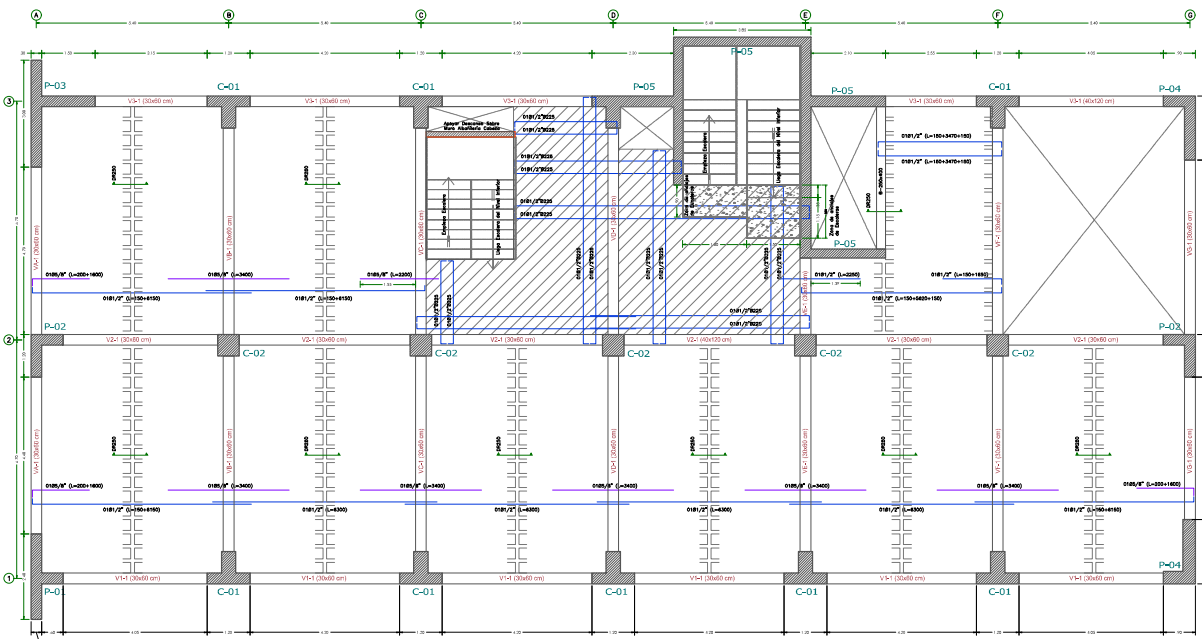
PLANO: ESTRUCTURAS - SOTANO
VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL

INGENIEROS: BACH. HULLCA ALVAREZ MIRAM BACH. PASTOR DE LA CRUZ GUSTAVO

FECHA: JUNIO 2023
ESCALA: HOJAS 01
UNIDAD: INGENIERIA CIVIL

DEPARTAMENTO: CUSCO
PROYECTO: CUSCO
DISTRITO: SAN SEBASTIÁN
OBSERVACIONES:

YES-001



PRIMER NIVEL

VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL

1:75

B (cm)	25	MEDIDAS	
H (cm)	40	Verificación de campo (cm)	Observaciones
ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	B (cm)	H (cm)
VCH	2-3	25.03	39.99

B (cm)	60	MEDIDAS	
H (cm)	60	Verificación de campo (cm)	Observaciones
ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	B (cm)	H (cm)
C-02	B-2	60.01	59.98
	C-2	59.98	60.01
	D-2	60.04	60.03
	E-2	60.01	60.04
	F-2	59.97	60.05

B (cm)	30	MEDIDAS	
H (cm)	60	Verificación de campo (cm)	Observaciones
ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	B (cm)	H (cm)
VSA	I-2	29.99	59.96
	2-3	30	59.98
	I-2	29.95	60.05
VSB	I-2	30.03	59.99
	2-3	29.99	59.98
	I-2	30.01	59.97
VSC	I-2	29.97	60
	2-3	29.95	60.05
	I-2	30.03	59.99
VSD	I-2	29.99	59.98
	2-3	29.99	59.98
	I-2	30.01	59.97
VSE	I-2	30.04	60.04
	2-3	30	59.95
	I-2	30.04	59.95
VSG	I-2	30.04	59.95
	2-3	30.05	60.01
	I-2	29.96	60.03
VSI	B-C	30	59.95
	C-D	29.97	59.98
	D-E	30.05	60.04
	E-F	30.02	60.01
	F-G	29.99	59.97
	A-B	29.98	60
	B-C	29.99	60.05
VS2	C-D	29.95	60.02
	D-E	30.03	60.01
	E-F	29.95	60.01
	F-G	30.01	59.98
	A-B	30.03	59.97
	B-C	29.97	60.02
	C-D	29.97	59.96
VS3	E-F	30.02	60.04
	F-G	30.01	60.04

B (cm)	120	H (cm)	90					
b1 (cm)	40	h1 (cm)	30					
b2 (cm)	40	h2 (cm)	60					
b3 (cm)	40							
ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS						
C-01	RL-1	170.05	40	39.96	39.97	90.07	30.04	59.97
	D-3	120.03	40.02	39.95	39.99	90.02	29.97	59.98
	C-1	119.99	39.96	39.99	39.99	89.95	30.03	60
	C-3	110.06	40.01	40.01	40.05	90.04	30.05	50.05
	D-1	119.95	40.02	40	40.04	89.96	30	59.97
	E-1	120.03	40.04	40.05	40.04	89.95	30	59.96
	F-1	119.96	39.97	39.95	39.97	90.03	29.99	59.98
	F-3	119.96	40	40.04	40.05	90.02	30.05	60.01

B (cm)	90	H (cm)	240
b1 (cm)	30	h1 (cm)	110
b2 (cm)	60	h2 (cm)	30
b3 (cm)		h3 (cm)	100
ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS	
P-01	B-1	B (cm)	90.05
		H (cm)	29.99
		b2 (cm)	60.01
		H (cm)	240.05
		b1 (cm)	109.95
		b2 (cm)	30.03
		b3 (cm)	100.02

B (cm)	180	H (cm)	300
b1 (cm)	30	h1 (cm)	170
b2 (cm)	120	h2 (cm)	30
b3 (cm)		h3 (cm)	100
ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS	
P-03	A-3	B (cm)	180
		H (cm)	29.95
		b1 (cm)	110.06
		H (cm)	300.05
		b1 (cm)	170.05
		b2 (cm)	30.01
		b3 (cm)	90.90

B (cm)	90	H (cm)	120
b1 (cm)	30	h1 (cm)	90
b2 (cm)	60	h2 (cm)	30
ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS	
P-02	G-2	B (cm)	90.03
		H (cm)	29.96
		b1 (cm)	120.03
		b2 (cm)	89.98
		H (cm)	29.97
		b1 (cm)	90.01
		b2 (cm)	29.97

B (cm)	875	H (cm)	40
b5 (cm)	25	b6 (cm)	330
b10 (cm)	90	H (cm)	630
b4 (cm)	165	b5 (cm)	30
b6 (cm)	400	b7 (cm)	25
b7 (cm)		b8 (cm)	150
b9 (cm)		b9 (cm)	720
b10 (cm)		b10 (cm)	385
b11 (cm)		b11 (cm)	220
b12 (cm)		b12 (cm)	165
ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS	
P-05	D-E-2-3	D (cm)	824.97
		b3 (cm)	149.95
		b6 (cm)	330.01
		b9 (cm)	210.02
		b11 (cm)	29.96
		b3 (cm)	165.01
		b7 (cm)	24.95
		b4 (cm)	40.04
b5 (cm)	230.01		
b7 (cm)	29.97		
b8 (cm)	88 (cm)		
H (cm)	630		
b3 (cm)	164.99		
b6 (cm)	400		

UNIVERSIDAD NACIONAL SAN ANTONIO ABAD DE CUSCO



TÍTULO DE INVESTIGACIÓN: "DETERMINACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO RESISTENTE DE LA EDIFICACIÓN DE SEGURIDAD CIUDADANA DEL DISTRITO DE SAN SEBASTIÁN APLICANDO EL MÉTODO DE ESPECTRO CAPACIDAD"

PROYECTO: "MEJORAMIENTO Y AMPLIACIÓN DE LA PRESTACIÓN DEL SERVICIO DE SEGURIDAD CIUDADANA Y SERVICIO EN EL DISTRITO DE SAN SEBASTIÁN, PROVINCIA DE CUSCO - CUSCO CON CUI N° 2336683"

PLANO: ESTRUCTURAS - 1º NIVEL VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL

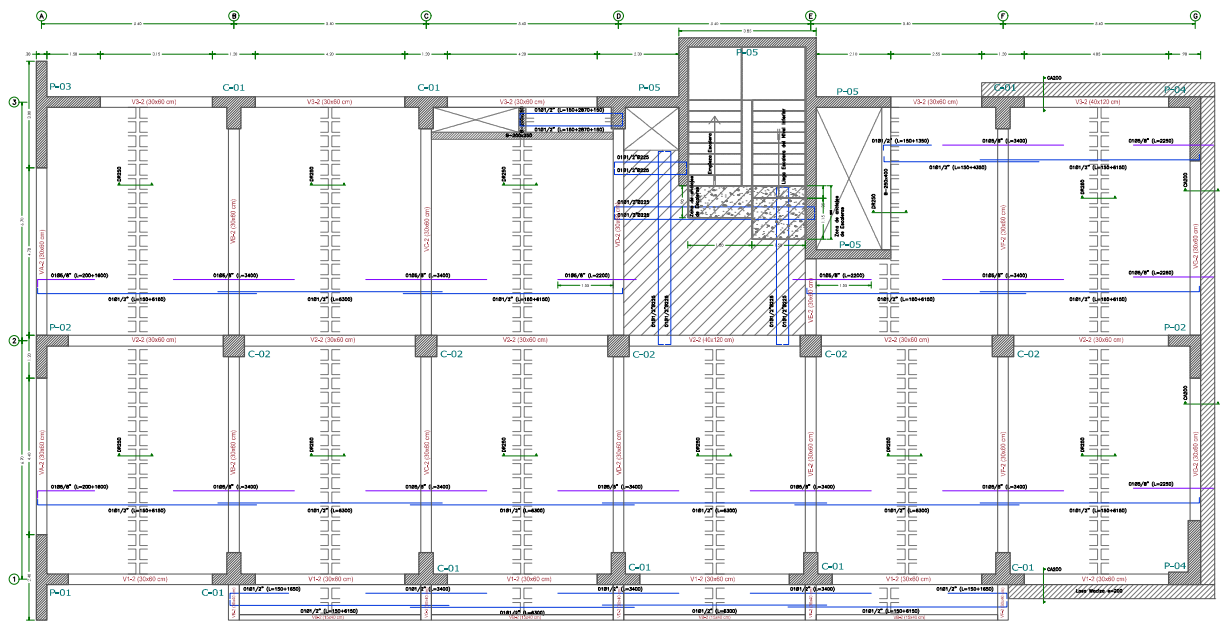
INVESTIGADORES: BACH. HULLCA ALVAREZ MIRIAM BACH. PASTOR DE LA CRUZ GUSTAVO

ESPECIALIDAD: INGENIERÍA CIVIL

FECHA: ABRIL 2023 DEPARTAMENTO: CUSCO
SECCIONAL: INCELAGA PROYECTO: CUSCO
ESPANOLADO: A1 DISTRITO: SAN SEBASTIÁN

LIBRERÍA: OBSERVACIONES:

YES-002



SEGUNDO NIVEL
VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL 1:75

ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS						Observaciones
		Verificación de campo (cm)						
		B (cm)	b1 (cm)	b2 (cm)	b3 (cm)	H (cm)	h1 (cm)	h2 (cm)
C-01	B-1	119.98	40.04	40.05	39.95	90.02	29.97	59.97
	B-3	120.02	39.99	39.98	40.02	89.98	30.05	60.04
	C-1	120.01	39.96	39.97	40	89.99	30.04	59.99
	C-3	120	40.03	40	39.99	89.96	29.97	60.04
	D-1	120.05	40	40.05	40.01	90.04	30.01	59.95
	E-1	120.04	40.02	40.02	39.99	90	29.99	59.97
	F-1	119.95	39.97	40.05	40.05	90	29.99	59.95
F-3	119.99	39.99	40.05	40	90.01	30.02	59.95	

ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS						Observaciones
		Verificación de campo (cm)						
		B (cm)	b1 (cm)	b2 (cm)	H (cm)	h1 (cm)	h2 (cm)	h3 (cm)
P-01	B-1	90	30	60	240	110	30	100
		90.01	29.99	59.97	240.01	109.97	30.01	99.95

ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS						Observaciones
		Verificación de campo (cm)						
		B (cm)	b1 (cm)	b2 (cm)	H (cm)	h1 (cm)	h2 (cm)	h3 (cm)
P-03	A-3	180	30	120	300	170	30	100
		180.01	30.02	119.98	300.04	170.03	29.95	99.99

ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS				Observaciones
		Verificación de campo (cm)				
		B (cm)	b1 (cm)	b2 (cm)	H (cm)	
P-02	A-2	89.95	29.98	60.04	120	
	G-2	89.99	29.99	59.98	119.96	

ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS		Observaciones
		Verificación de campo (cm)		
		B (cm)	H (cm)	
VCH	2-3	25.03	39.98	

ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS		Observaciones
		Verificación de campo (cm)		
		B (cm)	H (cm)	
VCH	VB-2	1	30.03	40.01
	VC-2	2	29.98	40.02
	VD-2	3	29.99	39.95
	VE-2	4	30.14	39.94
	VF-2	5	30.11	40.05

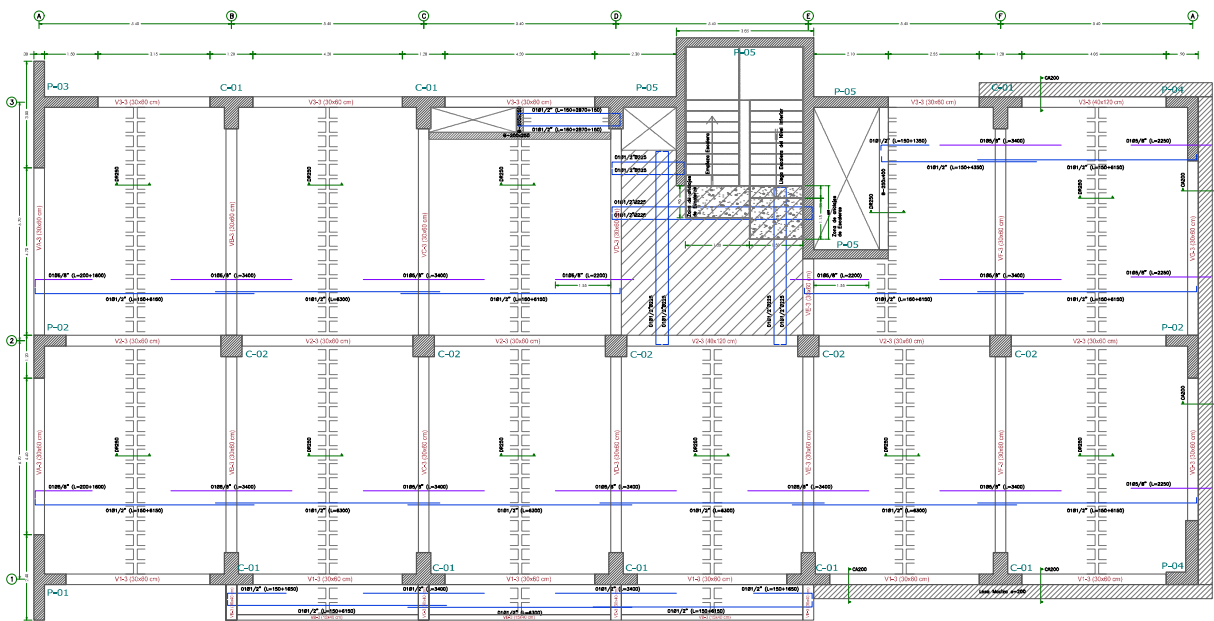
ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS		Observaciones
		Verificación de campo (cm)		
		B (cm)	H (cm)	
VCH	D-F	15.02	40.01	

269

ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS		Observaciones
		Verificación de campo (cm)		
		B (cm)	H (cm)	
V1-2	1-2	29.95	60.05	
	2-3	30.01	60.04	
	1-2	30.01	59.97	
	2-3	30	60.04	
	1-2	30.02	59.97	
	2-3	29.96	59.97	
	1-2	29.95	59.99	
	2-3	30.01	59.99	
	1-2	30.01	60.04	
	2-3	30.02	60.01	
V2-2	1-2	29.96	60.04	
	2-3	30.02	60.05	
	1-2	30.01	60.05	
	2-3	30.01	59.96	
	A-B	29.97	59.99	
	B-C	30.05	60.04	
	C-D	30.02	59.99	
V3-2	D-E	30.03	60.02	
	E-F	30.04	60	
	F-G	29.97	60.05	
	A-B	29.97	60	
	B-C	30.01	59.96	
	C-D	29.97	60	
	D-E	29.96	59.99	
V4-2	E-F	30.05	59.96	
	F-G	30	60.05	
	A-B	30.02	60.01	
V5-2	B-C	30.03	59.98	
	C-D	29.98	59.98	
	E-F	29.97	60.03	
F-G	29.95	60.00		

ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS		Observaciones
		Verificación de campo (cm)		
		B (cm)	H (cm)	
C-02	B-2	60	59.99	
	C-2	60.04	59.97	
	D-2	59.99	60.02	
	E-2	60	60.04	
	F-2	59.96	60.05	

ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS								Observaciones
		Verificación de campo (cm)								
		B (cm)	b1 (cm)	b2 (cm)	H (cm)	h1 (cm)	h2 (cm)	h3 (cm)	h4 (cm)	
P-05	D-E-2,3	824.97	39.96	40.02						
		150.05	64 (cm)	220.02	65 (cm)	25				
		330.05	67 (cm)	30.02	62 (cm)	220	384.97			
		210.01	610 (cm)	89.97	61 (cm)	619.97				
		29.97	62 (cm)	220.01	63 (cm)	164.97				
		165	65 (cm)	30.04	60 (cm)	399.97				
		25.02								



TERCER NIVEL

VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL

1:75

B (cm)	120	H (cm)	90
b1 (cm)	40	h1 (cm)	30
b2 (cm)	40	h2 (cm)	60
b3 (cm)	40		

ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS						Observaciones
		Verificación de campo (cm)						
C-01	B-1	119.95	40	40.03	39.96	90.01	30.05	59.98
	B-3	120.03	39.95	40.03	40.04	89.95	30	60.05
	C-1	120	39.99	40.01	39.99	90.04	29.98	60.04
	C-3	119.95	40.04	39.95	40.03	90.02	29.99	59.96
	D-1	119.95	40.02	39.99	39.99	90.03	29.95	59.97
	E-1	119.98	40.03	40.05	39.97	90.04	30.03	59.96
	F-1	119.97	39.98	40.04	40	90.03	30.05	59.97
	F-3	170.05	40.01	40.07	40	90.04	30.07	59.95

B (cm)	90	H (cm)	240
b1 (cm)	30	h1 (cm)	110
b2 (cm)	60	h2 (cm)	30
b3 (cm)	100		

ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS						Observaciones
		Verificación de campo (cm)						
P-01	B-1	90.01	30.01	60.03	240.04	110.01	29.98	100.05

B (cm)	90	H (cm)	130
h1 (cm)	30	h1 (cm)	90
h2 (cm)	60	h2 (cm)	30

ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS						Observaciones
		Verificación de campo (cm)						
P-02	A-2	90.03	29.95	60	119.99	89.99	30.05	
	G-2	90	30.03	60.02	120	89.99	29.97	

B (cm)	180	H (cm)	200
b1 (cm)	30	h1 (cm)	170
b2 (cm)	120	h2 (cm)	30
b3 (cm)	100		

ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS						Observaciones
		Verificación de campo (cm)						
P-03	A-3	180.02	30.03	120.01	300.02	170.02	30	99.97

B (cm)	25	H (cm)	40
--------	----	--------	----

ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS		Observaciones
		Verificación de campo (cm)		
VCH	2-3	B (cm)	H (cm)	
		24.92	40.12	

B (cm)	30	H (cm)	40
--------	----	--------	----

ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS		Observaciones
		Verificación de campo (cm)		
VB-2	1	B (cm)	H (cm)	
		30.07	40.02	
VC-2	2	30.05	40.01	
VD-2	3	29.92	39.98	
VE-2	4	29.93	39.97	

B (cm)	15	H (cm)	40
--------	----	--------	----

ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS		Observaciones
		Verificación de campo (cm)		
VCH	B-F	B (cm)	H (cm)	
		15.01	39.92	

B (cm)	825	h1 (cm)	40	h2 (cm)	40	h3 (cm)	150	h4 (cm)	230
b1 (cm)	25	b2 (cm)	330	b3 (cm)	30	b4 (cm)	385	b5 (cm)	210
b6 (cm)	90	b7 (cm)	620	b8 (cm)	30	b9 (cm)	230	b10 (cm)	165
h1 (cm)	100	h2 (cm)	20	h3 (cm)	400	h4 (cm)	25		

ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS						Observaciones
		Verificación de campo (cm)						
P-05	D-E-2-3	D (cm)	825.05	L1 (cm)	29.95	b2 (cm)	40.02	
		b3 (cm)	149.95	b4 (cm)	229.97	b5 (cm)	25.02	
		b6 (cm)	330.01	b7 (cm)	30.02	b8 (cm)	384.99	
		b9 (cm)	210	b10 (cm)	90	H (cm)	619.97	
		h1 (cm)	30.01	h2 (cm)	220.02	h3 (cm)	165.04	
		h4 (cm)	164.97	h5 (cm)	30.01	h6 (cm)	400	
		b7 (cm)	25.05					

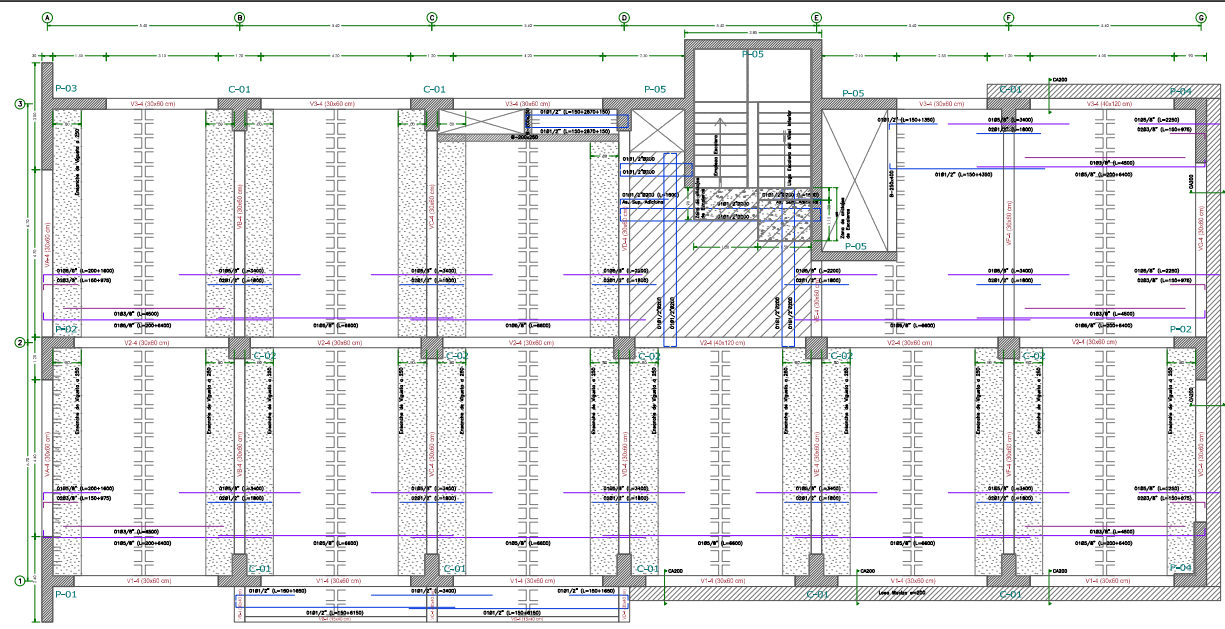
270

B (cm)	30	H (cm)	60
--------	----	--------	----

ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS		Observaciones
		Verificación de campo (cm)		
VA-3	1-2	B (cm)	H (cm)	
		29.99	59.99	
VB-3	1-2	B (cm)	H (cm)	
		29.96	59.95	
VC-3	2-3	B (cm)	H (cm)	
		30.04	59.99	
VD-3	1-2	B (cm)	H (cm)	
		30.05	60	
VE-3	2-3	B (cm)	H (cm)	
		30.04	60.01	
VF-3	1-2	B (cm)	H (cm)	
		29.99	60.05	
VG-3	2-3	B (cm)	H (cm)	
		29.97	60	
VH-3	1-2	B (cm)	H (cm)	
		29.96	60.03	
VI-3	2-3	B (cm)	H (cm)	
		29.97	59.98	
VJ-3	A-B	B (cm)	H (cm)	
		30.02	60.04	
		C-D	29.99	60.02
		D-E	29.99	59.98
		E-F	30.05	59.96
		F-G	29.98	59.99
		A-B	30	60.05
		B-C	30.02	59.98
		C-D	30	59.97
		D-E	30.05	59.96
VK-3	A-B	B (cm)	H (cm)	
		29.99	59.97	
		C-D	29.96	60.05
		E-F	29.96	60
F-G	30.04	60.05		

B (cm)	60	H (cm)	60
--------	----	--------	----

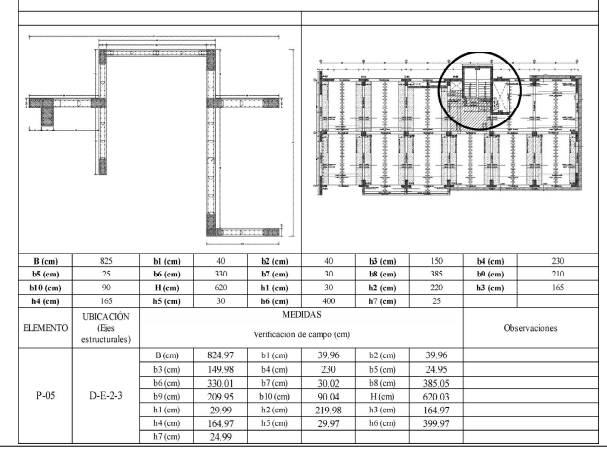
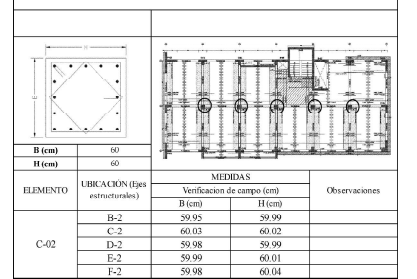
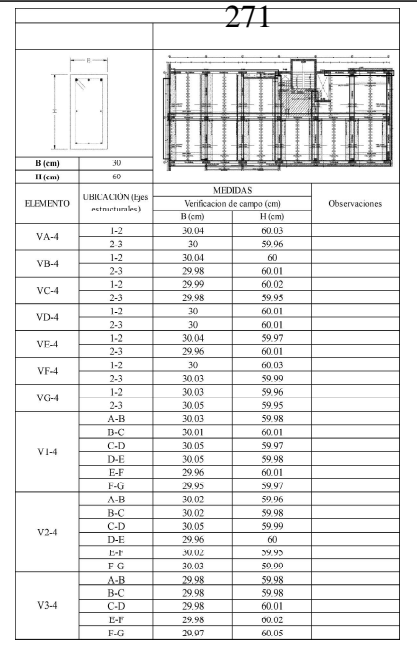
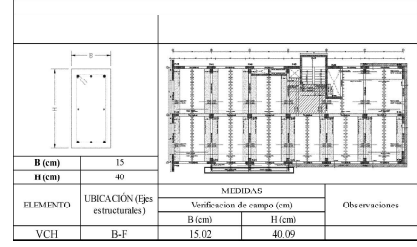
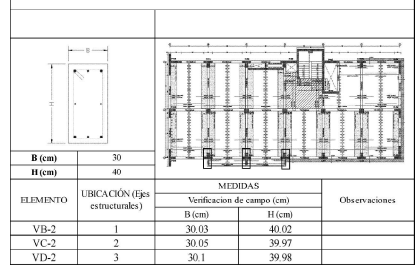
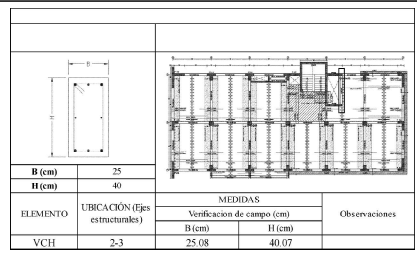
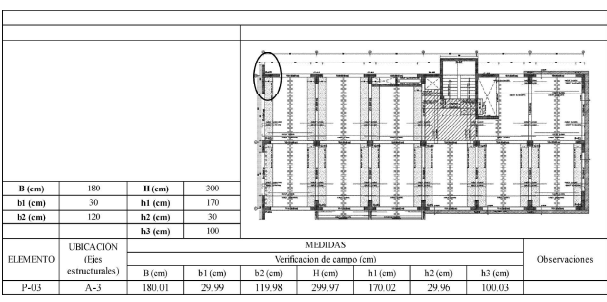
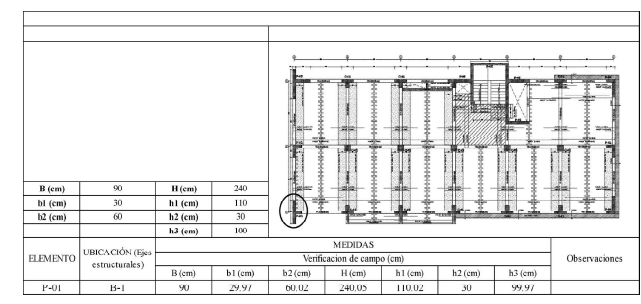
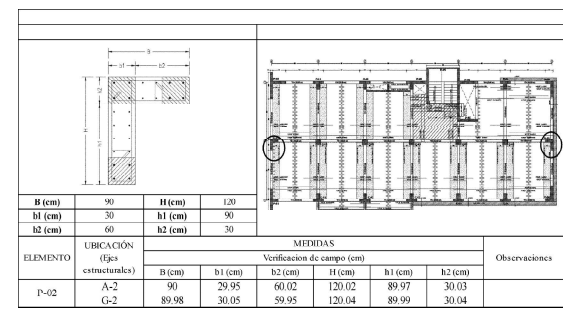
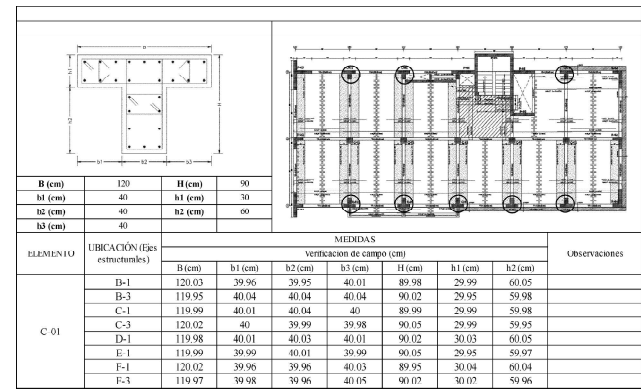
ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS		Observaciones
		Verificación de campo (cm)		
C-02	B-2	B (cm)	H (cm)	
		60.01	60.05	
		C-2	60.04	59.99
		D-2	60.01	60.00
		E-2	60.03	60
F-2	59.97	60.05		

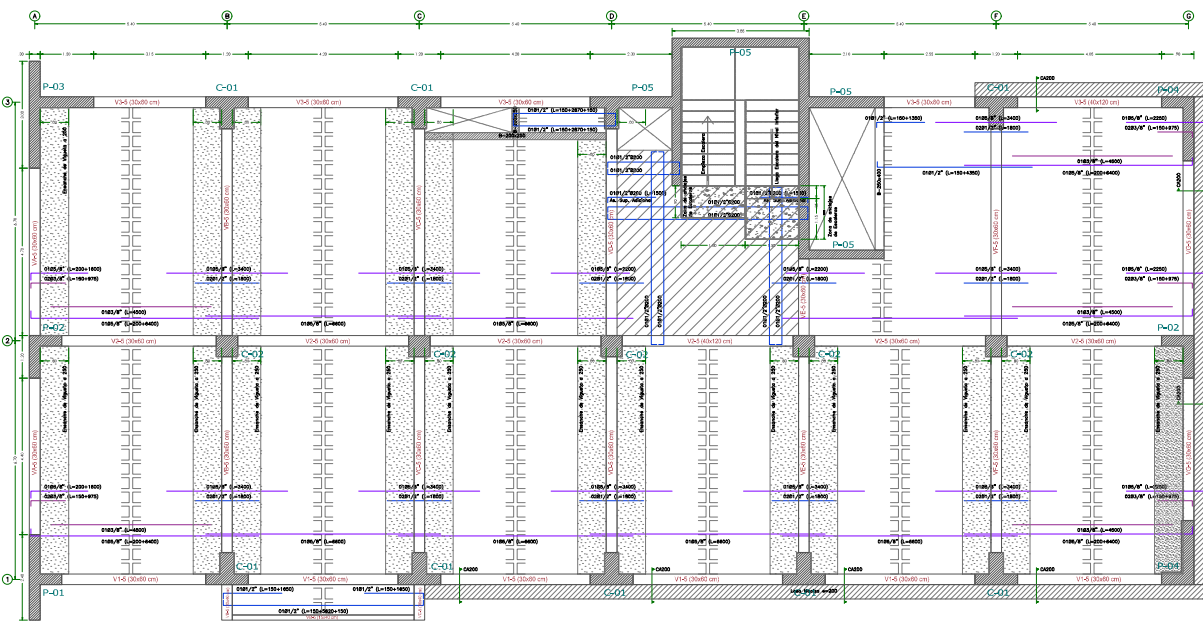


CUARTO NIVEL

VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL

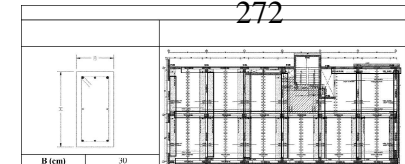
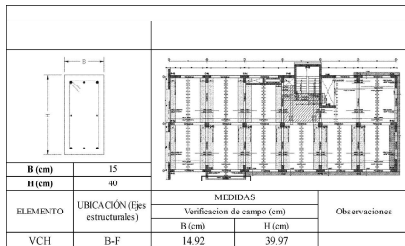
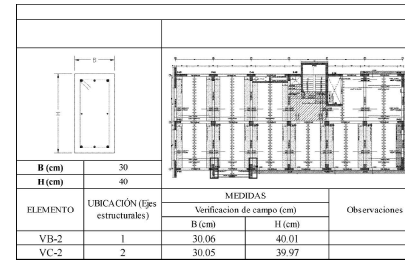
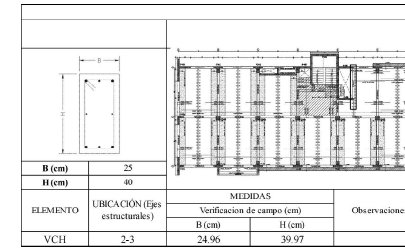
1:75



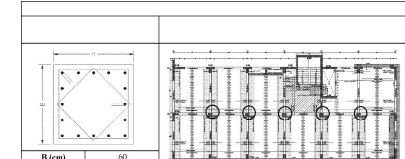


QUINTO NIVEL
VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL

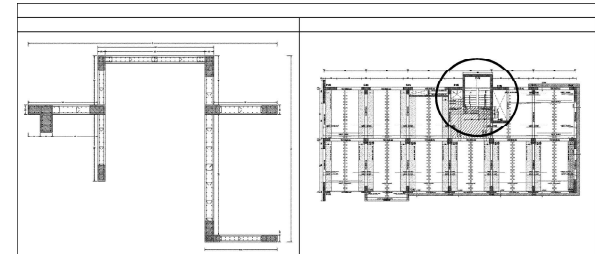
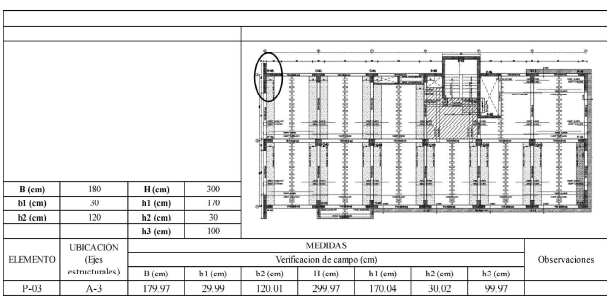
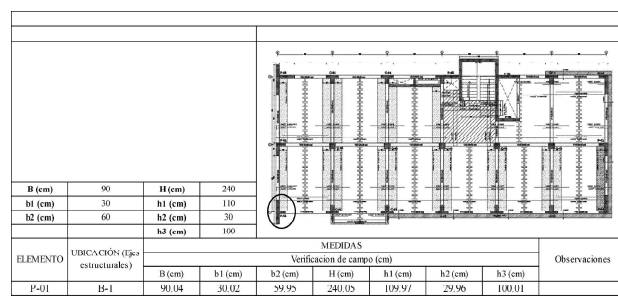
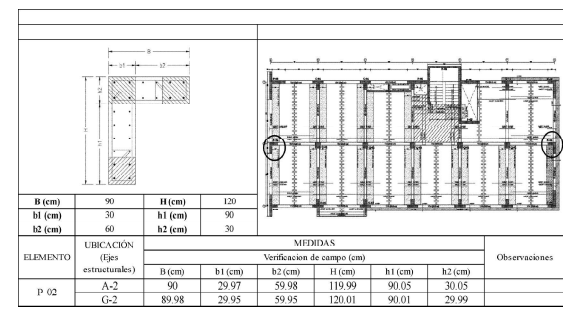
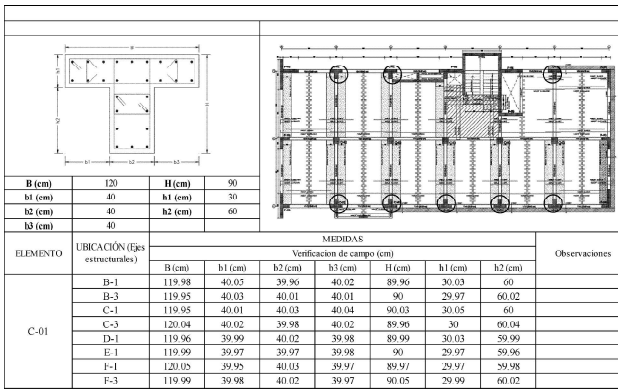
1:75



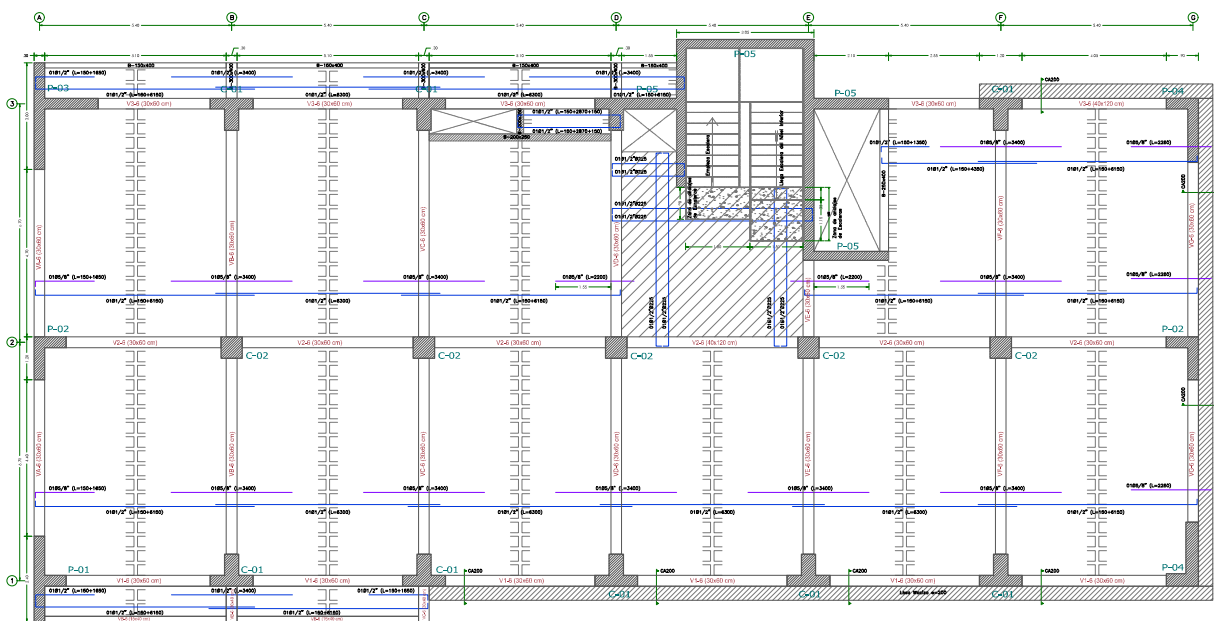
ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS		Observaciones
		Verificación de campo (cm)		
		B (cm)	H (cm)	
VA-5	1-2	30.03	59.95	
	2-3	29.98	59.99	
VB-5	1-2	30.04	60.02	
	2-3	30.01	60.03	
VC-5	2-3	29.95	59.96	
VD-5	1-2	29.95	59.95	
	2-3	30.05	60	
VE-5	1-2	30.05	60.01	
	2-3	30.04	60.01	
VF-5	1-2	29.98	59.98	
	2-3	29.98	59.98	
VG-5	1-2	30.05	59.99	
	2-3	30.05	60.01	
	A-B	30.03	59.97	
	D-C	29.95	59.97	
	C-T	30.05	60.04	
	D-E	29.99	60.05	
	E-F	29.98	60.02	
	F-G	30.02	59.95	
	A-D	29.96	59.96	
	B-C	30.01	60.03	
	C-D	29.97	59.99	
	D-E	30.03	59.96	
	E-F	30.05	60.05	
	F-G	29.99	60.02	
	A-B	30.05	59.97	
	B-C	30	60.01	
	C-D	29.98	59.99	
	E-F	30.05	60.03	
	F-G	30.01	60.01	



ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS		Observaciones
		Verificación de campo (cm)		
		B (cm)	H (cm)	
	B-2	60.02	60.04	
	C-2	59.99	59.98	
	D-2	59.97	59.98	
	E-2	60	60.03	
	F-2	59.98	60.01	



ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS						Observaciones
		Verificación de campo (cm)						
		B (cm)	b1 (cm)	b2 (cm)	b3 (cm)	b4 (cm)	b5 (cm)	
P-05	D-E-2-3	825.01	40.04	40.04	150.01	230.01	230.01	
		825.01	40.04	40.04	150.01	230.01	230.01	
		825.01	40.04	40.04	150.01	230.01	230.01	
		825.01	40.04	40.04	150.01	230.01	230.01	
		825.01	40.04	40.04	150.01	230.01	230.01	
		825.01	40.04	40.04	150.01	230.01	230.01	
		825.01	40.04	40.04	150.01	230.01	230.01	
		B (cm)	b1 (cm)	b2 (cm)	H (cm)	h1 (cm)	h2 (cm)	
		825.01	40.04	40.04	219.97	165.01	400.05	
		165.02	30.04	30.04	30.04	30.04	400.05	
		28.01						



SEXTO NIVEL
VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL

1:75

B (cm) 120 h1 (cm) 40 h2 (cm) 40 h3 (cm) 40	H (cm) 90 h1 (cm) 30 h2 (cm) 60																																																																																																											
ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)																																																																																																											
<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">ELEMENTO</th> <th rowspan="2">UBICACIÓN (Ejes estructurales)</th> <th colspan="7">MEDIDAS</th> <th rowspan="2">Observaciones</th> </tr> <tr> <th colspan="7">Verificación de campo (cm)</th> </tr> <tr> <th></th> <th></th> <th>R (cm)</th> <th>b1 (cm)</th> <th>b7 (cm)</th> <th>b5 (cm)</th> <th>H (cm)</th> <th>b1 (cm)</th> <th>b7 (cm)</th> <th></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>B-1</td> <td></td> <td>120.05</td> <td>40.02</td> <td>39.97</td> <td>40.04</td> <td>90.01</td> <td>30.04</td> <td>60.05</td> <td></td> </tr> <tr> <td>B-3</td> <td></td> <td>120.02</td> <td>40.03</td> <td>40.02</td> <td>39.95</td> <td>90.05</td> <td>29.99</td> <td>60.01</td> <td></td> </tr> <tr> <td>C-1</td> <td></td> <td>120.01</td> <td>40</td> <td>40.05</td> <td>39.96</td> <td>90.02</td> <td>30</td> <td>59.96</td> <td></td> </tr> <tr> <td>C-3</td> <td></td> <td>119.96</td> <td>39.95</td> <td>40.05</td> <td>39.99</td> <td>90.03</td> <td>30.03</td> <td>60.01</td> <td></td> </tr> <tr> <td>D-1</td> <td></td> <td>119.98</td> <td>39.96</td> <td>39.99</td> <td>40.02</td> <td>90.04</td> <td>30.03</td> <td>59.97</td> <td></td> </tr> <tr> <td>E-1</td> <td></td> <td>119.98</td> <td>40</td> <td>39.98</td> <td>40.04</td> <td>89.98</td> <td>29.99</td> <td>60.03</td> <td></td> </tr> <tr> <td>F-1</td> <td></td> <td>119.97</td> <td>40</td> <td>39.99</td> <td>39.95</td> <td>90.01</td> <td>30</td> <td>59.99</td> <td></td> </tr> <tr> <td>F-3</td> <td></td> <td>120.04</td> <td>39.99</td> <td>39.97</td> <td>40.02</td> <td>89.99</td> <td>30.02</td> <td>60.03</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>		ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS							Observaciones	Verificación de campo (cm)									R (cm)	b1 (cm)	b7 (cm)	b5 (cm)	H (cm)	b1 (cm)	b7 (cm)		B-1		120.05	40.02	39.97	40.04	90.01	30.04	60.05		B-3		120.02	40.03	40.02	39.95	90.05	29.99	60.01		C-1		120.01	40	40.05	39.96	90.02	30	59.96		C-3		119.96	39.95	40.05	39.99	90.03	30.03	60.01		D-1		119.98	39.96	39.99	40.02	90.04	30.03	59.97		E-1		119.98	40	39.98	40.04	89.98	29.99	60.03		F-1		119.97	40	39.99	39.95	90.01	30	59.99		F-3		120.04	39.99	39.97	40.02	89.99	30.02	60.03	
ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)			MEDIDAS								Observaciones																																																																																																
		Verificación de campo (cm)																																																																																																										
		R (cm)	b1 (cm)	b7 (cm)	b5 (cm)	H (cm)	b1 (cm)	b7 (cm)																																																																																																				
B-1		120.05	40.02	39.97	40.04	90.01	30.04	60.05																																																																																																				
B-3		120.02	40.03	40.02	39.95	90.05	29.99	60.01																																																																																																				
C-1		120.01	40	40.05	39.96	90.02	30	59.96																																																																																																				
C-3		119.96	39.95	40.05	39.99	90.03	30.03	60.01																																																																																																				
D-1		119.98	39.96	39.99	40.02	90.04	30.03	59.97																																																																																																				
E-1		119.98	40	39.98	40.04	89.98	29.99	60.03																																																																																																				
F-1		119.97	40	39.99	39.95	90.01	30	59.99																																																																																																				
F-3		120.04	39.99	39.97	40.02	89.99	30.02	60.03																																																																																																				

B (cm) 90 h1 (cm) 30 h2 (cm) 60	H (cm) 210 h1 (cm) 110 h2 (cm) 30 h3 (cm) 100																																					
ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)																																					
<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">ELEMENTO</th> <th rowspan="2">UBICACIÓN (Ejes estructurales)</th> <th colspan="7">MEDIDAS</th> <th rowspan="2">Observaciones</th> </tr> <tr> <th colspan="7">Verificación de campo (cm)</th> </tr> <tr> <th></th> <th></th> <th>B (cm)</th> <th>b1 (cm)</th> <th>b2 (cm)</th> <th>H (cm)</th> <th>h1 (cm)</th> <th>h2 (cm)</th> <th>h3 (cm)</th> <th></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>P-01</td> <td>H-1</td> <td>90</td> <td>29.98</td> <td>59.99</td> <td>240.02</td> <td>110.05</td> <td>29.96</td> <td>99.98</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>		ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS							Observaciones	Verificación de campo (cm)									B (cm)	b1 (cm)	b2 (cm)	H (cm)	h1 (cm)	h2 (cm)	h3 (cm)		P-01	H-1	90	29.98	59.99	240.02	110.05	29.96	99.98	
ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)			MEDIDAS								Observaciones																										
		Verificación de campo (cm)																																				
		B (cm)	b1 (cm)	b2 (cm)	H (cm)	h1 (cm)	h2 (cm)	h3 (cm)																														
P-01	H-1	90	29.98	59.99	240.02	110.05	29.96	99.98																														

B (cm) 30 h1 (cm) 30 h2 (cm) 60	H (cm) 120 h1 (cm) 90 h2 (cm) 30																																												
ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)																																												
<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">ELEMENTO</th> <th rowspan="2">UBICACIÓN (Ejes estructurales)</th> <th colspan="7">MEDIDAS</th> <th rowspan="2">Observaciones</th> </tr> <tr> <th colspan="7">Verificación de campo (cm)</th> </tr> <tr> <th></th> <th></th> <th>B (cm)</th> <th>b1 (cm)</th> <th>b2 (cm)</th> <th>H (cm)</th> <th>h1 (cm)</th> <th>h2 (cm)</th> <th></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>P-02</td> <td>A-2</td> <td>90</td> <td>29.97</td> <td>59.99</td> <td>120</td> <td>90</td> <td>29.95</td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td>G-2</td> <td>90.04</td> <td>30.04</td> <td>60.02</td> <td>120.03</td> <td>89.96</td> <td>30.02</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>		ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS							Observaciones	Verificación de campo (cm)									B (cm)	b1 (cm)	b2 (cm)	H (cm)	h1 (cm)	h2 (cm)		P-02	A-2	90	29.97	59.99	120	90	29.95			G-2	90.04	30.04	60.02	120.03	89.96	30.02	
ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)			MEDIDAS								Observaciones																																	
		Verificación de campo (cm)																																											
		B (cm)	b1 (cm)	b2 (cm)	H (cm)	h1 (cm)	h2 (cm)																																						
P-02	A-2	90	29.97	59.99	120	90	29.95																																						
	G-2	90.04	30.04	60.02	120.03	89.96	30.02																																						

B (cm) 180 h1 (cm) 30 h2 (cm) 120	H (cm) 300 h1 (cm) 170 h2 (cm) 30 h3 (cm) 100																																					
ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)																																					
<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">ELEMENTO</th> <th rowspan="2">UBICACIÓN (Ejes estructurales)</th> <th colspan="7">MEDIDAS</th> <th rowspan="2">Observaciones</th> </tr> <tr> <th colspan="7">Verificación de campo (cm)</th> </tr> <tr> <th></th> <th></th> <th>B (cm)</th> <th>b1 (cm)</th> <th>b2 (cm)</th> <th>H (cm)</th> <th>h1 (cm)</th> <th>h2 (cm)</th> <th>h3 (cm)</th> <th></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>P-03</td> <td>A-3</td> <td>180.04</td> <td>29.95</td> <td>120</td> <td>300</td> <td>169.99</td> <td>30.04</td> <td>99.99</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>		ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS							Observaciones	Verificación de campo (cm)									B (cm)	b1 (cm)	b2 (cm)	H (cm)	h1 (cm)	h2 (cm)	h3 (cm)		P-03	A-3	180.04	29.95	120	300	169.99	30.04	99.99	
ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)			MEDIDAS								Observaciones																										
		Verificación de campo (cm)																																				
		B (cm)	b1 (cm)	b2 (cm)	H (cm)	h1 (cm)	h2 (cm)	h3 (cm)																														
P-03	A-3	180.04	29.95	120	300	169.99	30.04	99.99																														

B (cm) 25 H (cm) 40	H (cm) 40																	
ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)																	
<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">ELEMENTO</th> <th rowspan="2">UBICACIÓN (Ejes estructurales)</th> <th colspan="2">MEDIDAS</th> <th rowspan="2">Observaciones</th> </tr> <tr> <th colspan="2">Verificación de campo (cm)</th> </tr> <tr> <th></th> <th></th> <th>B (cm)</th> <th>H (cm)</th> <th></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>VCH</td> <td>2-3</td> <td>25.02</td> <td>40.08</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>		ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS		Observaciones	Verificación de campo (cm)				B (cm)	H (cm)		VCH	2-3	25.02	40.08	
ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)			MEDIDAS			Observaciones											
		Verificación de campo (cm)																
		B (cm)	H (cm)															
VCH	2-3	25.02	40.08															

B (cm) 30 H (cm) 40	H (cm) 40																						
ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)																						
<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">ELEMENTO</th> <th rowspan="2">UBICACIÓN (Ejes estructurales)</th> <th colspan="2">MEDIDAS</th> <th rowspan="2">Observaciones</th> </tr> <tr> <th colspan="2">Verificación de campo (cm)</th> </tr> <tr> <th></th> <th></th> <th>B (cm)</th> <th>H (cm)</th> <th></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>VB-2</td> <td>1</td> <td>30</td> <td>40.1</td> <td></td> </tr> <tr> <td>VC-2</td> <td>2</td> <td>30.05</td> <td>40.08</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>		ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS		Observaciones	Verificación de campo (cm)				B (cm)	H (cm)		VB-2	1	30	40.1		VC-2	2	30.05	40.08	
ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)			MEDIDAS			Observaciones																
		Verificación de campo (cm)																					
		B (cm)	H (cm)																				
VB-2	1	30	40.1																				
VC-2	2	30.05	40.08																				

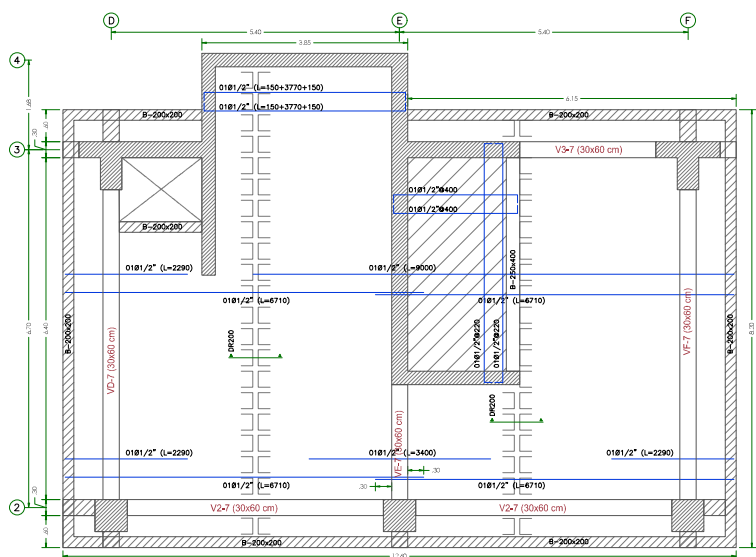
B (cm) 15 H (cm) 40	H (cm) 40																	
ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)																	
<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">ELEMENTO</th> <th rowspan="2">UBICACIÓN (Ejes estructurales)</th> <th colspan="2">MEDIDAS</th> <th rowspan="2">Observaciones</th> </tr> <tr> <th colspan="2">Verificación de campo (cm)</th> </tr> <tr> <th></th> <th></th> <th>B (cm)</th> <th>H (cm)</th> <th></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>VCH</td> <td>B-F</td> <td>14.91</td> <td>39.98</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>		ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS		Observaciones	Verificación de campo (cm)				B (cm)	H (cm)		VCH	B-F	14.91	39.98	
ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)			MEDIDAS			Observaciones											
		Verificación de campo (cm)																
		B (cm)	H (cm)															
VCH	B-F	14.91	39.98															

273

B (cm) 30 H (cm) 60	H (cm) 60																																																																																																																																																		
ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)																																																																																																																																																		
<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">ELEMENTO</th> <th rowspan="2">UBICACIÓN (Ejes estructurales)</th> <th colspan="2">MEDIDAS</th> <th rowspan="2">Observaciones</th> </tr> <tr> <th colspan="2">Verificación de campo (cm)</th> </tr> <tr> <th></th> <th></th> <th>B (cm)</th> <th>H (cm)</th> <th></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="2">VA-6</td> <td>1-2</td> <td>30.03</td> <td>60.05</td> <td></td> </tr> <tr> <td>2-3</td> <td>29.97</td> <td>60.04</td> <td></td> </tr> <tr> <td rowspan="2">VB-6</td> <td>1-2</td> <td>30.03</td> <td>60.01</td> <td></td> </tr> <tr> <td>2-3</td> <td>29.96</td> <td>59.98</td> <td></td> </tr> <tr> <td rowspan="2">VC-6</td> <td>1-2</td> <td>30.04</td> <td>59.99</td> <td></td> </tr> <tr> <td>2-3</td> <td>29.98</td> <td>60.04</td> <td></td> </tr> <tr> <td rowspan="2">VD-6</td> <td>1-2</td> <td>30.01</td> <td>60.01</td> <td></td> </tr> <tr> <td>2-3</td> <td>29.96</td> <td>59.97</td> <td></td> </tr> <tr> <td rowspan="2">VE-6</td> <td>1-2</td> <td>29.95</td> <td>59.98</td> <td></td> </tr> <tr> <td>2-3</td> <td>30.02</td> <td>59.95</td> <td></td> </tr> <tr> <td rowspan="2">VF-6</td> <td>1-2</td> <td>30.02</td> <td>60.05</td> <td></td> </tr> <tr> <td>2-3</td> <td>30</td> <td>60.01</td> <td></td> </tr> <tr> <td rowspan="2">VG-6</td> <td>1-2</td> <td>29.96</td> <td>60.03</td> <td></td> </tr> <tr> <td>2-3</td> <td>29.95</td> <td>60.02</td> <td></td> </tr> <tr> <td rowspan="6">V1-6</td> <td>A-B</td> <td>30.02</td> <td>59.99</td> <td></td> </tr> <tr> <td>B-C</td> <td>29.96</td> <td>60.02</td> <td></td> </tr> <tr> <td>C-D</td> <td>30.04</td> <td>60.04</td> <td></td> </tr> <tr> <td>D-E</td> <td>30.05</td> <td>59.96</td> <td></td> </tr> <tr> <td>E-F</td> <td>29.96</td> <td>60.04</td> <td></td> </tr> <tr> <td>F-G</td> <td>29.95</td> <td>59.96</td> <td></td> </tr> <tr> <td rowspan="6">V2-6</td> <td>A-B</td> <td>29.96</td> <td>60.01</td> <td></td> </tr> <tr> <td>B-C</td> <td>30.03</td> <td>60.03</td> <td></td> </tr> <tr> <td>C-D</td> <td>30.05</td> <td>59.96</td> <td></td> </tr> <tr> <td>D-E</td> <td>30.05</td> <td>59.95</td> <td></td> </tr> <tr> <td>E-F</td> <td>30.05</td> <td>60.02</td> <td></td> </tr> <tr> <td>F-G</td> <td>29.96</td> <td>59.99</td> <td></td> </tr> <tr> <td rowspan="6">V3-6</td> <td>A-B</td> <td>29.96</td> <td>59.97</td> <td></td> </tr> <tr> <td>B-C</td> <td>30.03</td> <td>60.01</td> <td></td> </tr> <tr> <td>C-D</td> <td>29.98</td> <td>60.03</td> <td></td> </tr> <tr> <td>E-F</td> <td>29.98</td> <td>59.96</td> <td></td> </tr> <tr> <td>F-G</td> <td>30.01</td> <td>60.08</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>		ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS		Observaciones	Verificación de campo (cm)				B (cm)	H (cm)		VA-6	1-2	30.03	60.05		2-3	29.97	60.04		VB-6	1-2	30.03	60.01		2-3	29.96	59.98		VC-6	1-2	30.04	59.99		2-3	29.98	60.04		VD-6	1-2	30.01	60.01		2-3	29.96	59.97		VE-6	1-2	29.95	59.98		2-3	30.02	59.95		VF-6	1-2	30.02	60.05		2-3	30	60.01		VG-6	1-2	29.96	60.03		2-3	29.95	60.02		V1-6	A-B	30.02	59.99		B-C	29.96	60.02		C-D	30.04	60.04		D-E	30.05	59.96		E-F	29.96	60.04		F-G	29.95	59.96		V2-6	A-B	29.96	60.01		B-C	30.03	60.03		C-D	30.05	59.96		D-E	30.05	59.95		E-F	30.05	60.02		F-G	29.96	59.99		V3-6	A-B	29.96	59.97		B-C	30.03	60.01		C-D	29.98	60.03		E-F	29.98	59.96		F-G	30.01	60.08	
ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)			MEDIDAS			Observaciones																																																																																																																																												
		Verificación de campo (cm)																																																																																																																																																	
		B (cm)	H (cm)																																																																																																																																																
VA-6	1-2	30.03	60.05																																																																																																																																																
	2-3	29.97	60.04																																																																																																																																																
VB-6	1-2	30.03	60.01																																																																																																																																																
	2-3	29.96	59.98																																																																																																																																																
VC-6	1-2	30.04	59.99																																																																																																																																																
	2-3	29.98	60.04																																																																																																																																																
VD-6	1-2	30.01	60.01																																																																																																																																																
	2-3	29.96	59.97																																																																																																																																																
VE-6	1-2	29.95	59.98																																																																																																																																																
	2-3	30.02	59.95																																																																																																																																																
VF-6	1-2	30.02	60.05																																																																																																																																																
	2-3	30	60.01																																																																																																																																																
VG-6	1-2	29.96	60.03																																																																																																																																																
	2-3	29.95	60.02																																																																																																																																																
V1-6	A-B	30.02	59.99																																																																																																																																																
	B-C	29.96	60.02																																																																																																																																																
	C-D	30.04	60.04																																																																																																																																																
	D-E	30.05	59.96																																																																																																																																																
	E-F	29.96	60.04																																																																																																																																																
	F-G	29.95	59.96																																																																																																																																																
V2-6	A-B	29.96	60.01																																																																																																																																																
	B-C	30.03	60.03																																																																																																																																																
	C-D	30.05	59.96																																																																																																																																																
	D-E	30.05	59.95																																																																																																																																																
	E-F	30.05	60.02																																																																																																																																																
	F-G	29.96	59.99																																																																																																																																																
V3-6	A-B	29.96	59.97																																																																																																																																																
	B-C	30.03	60.01																																																																																																																																																
	C-D	29.98	60.03																																																																																																																																																
	E-F	29.98	59.96																																																																																																																																																
	F-G	30.01	60.08																																																																																																																																																

B (cm) 60 H (cm) 60	H (cm) 60																																	
ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)																																	
<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">ELEMENTO</th> <th rowspan="2">UBICACIÓN (Ejes estructurales)</th> <th colspan="2">MEDIDAS</th> <th rowspan="2">Observaciones</th> </tr> <tr> <th colspan="2">Verificación de campo (cm)</th> </tr> <tr> <th></th> <th></th> <th>B (cm)</th> <th>H (cm)</th> <th></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="6">C-02</td> <td>H-2</td> <td>60.05</td> <td>60.05</td> <td></td> </tr> <tr> <td>C-2</td> <td>60.01</td> <td>59.99</td> <td></td> </tr> <tr> <td>D-2</td> <td>59.95</td> <td>60.04</td> <td></td> </tr> <tr> <td>E-2</td> <td>60.02</td> <td>60.03</td> <td></td> </tr> <tr> <td>F-2</td> <td>60.01</td> <td>60.03</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>		ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS		Observaciones	Verificación de campo (cm)				B (cm)	H (cm)		C-02	H-2	60.05	60.05		C-2	60.01	59.99		D-2	59.95	60.04		E-2	60.02	60.03		F-2	60.01	60.03	
ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)			MEDIDAS			Observaciones																											
		Verificación de campo (cm)																																
		B (cm)	H (cm)																															
C-02	H-2	60.05	60.05																															
	C-2	60.01	59.99																															
	D-2	59.95	60.04																															
	E-2	60.02	60.03																															
	F-2	60.01	60.03																															

B (cm) 825 h5 (cm) 25 h6 (cm) 90 h4 (cm) 103	h1 (cm) 40 h6 (cm) 330 h5 (cm) 30 h2 (cm) 300																																																																																					
ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)																																																																																					
<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">ELEMENTO</th> <th rowspan="2">UBICACIÓN (Ejes estructurales)</th> <th colspan="7">MEDIDAS</th> <th rowspan="2">Observaciones</th> </tr> <tr> <th colspan="7">Verificación de campo (cm)</th> </tr> <tr> <th></th> <th></th> <th>D (cm)</th> <th>b1 (cm)</th> <th>b1 (cm)</th> <th>b2 (cm)</th> <th>b2 (cm)</th> <th>h1 (cm)</th> <th>h2 (cm)</th> <th></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="7">P-05</td> <td rowspan="7">D-E-2-3</td> <td>024.99</td> <td>30</td> <td>29.97</td> <td>40</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>149.96</td> <td>330</td> <td>230.03</td> <td>385</td> <td>24.98</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>230.04</td> <td>37</td> <td>29.97</td> <td>188 (cm)</td> <td>249.96</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>709.98</td> <td>300</td> <td>60.01</td> <td>H (cm)</td> <td>614.96</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>20.03</td> <td>h2 (cm)</td> <td>219.95</td> <td>h3 (cm)</td> <td>161.96</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>165.02</td> <td>h5 (cm)</td> <td>29.97</td> <td>h6 (cm)</td> <td>399.95</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>24.99</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>		ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS							Observaciones	Verificación de campo (cm)									D (cm)	b1 (cm)	b1 (cm)	b2 (cm)	b2 (cm)	h1 (cm)	h2 (cm)		P-05	D-E-2-3	024.99	30	29.97	40					149.96	330	230.03	385	24.98				230.04	37	29.97	188 (cm)	249.96				709.98	300	60.01	H (cm)	614.96				20.03	h2 (cm)	219.95	h3 (cm)	161.96				165.02	h5 (cm)	29.97	h6 (cm)	399.95				24.99							
ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)			MEDIDAS								Observaciones																																																																										
		Verificación de campo (cm)																																																																																				
		D (cm)	b1 (cm)	b1 (cm)	b2 (cm)	b2 (cm)	h1 (cm)	h2 (cm)																																																																														
P-05	D-E-2-3	024.99	30	29.97	40																																																																																	
		149.96	330	230.03	385	24.98																																																																																
		230.04	37	29.97	188 (cm)	249.96																																																																																
		709.98	300	60.01	H (cm)	614.96																																																																																
		20.03	h2 (cm)	219.95	h3 (cm)	161.96																																																																																
		165.02	h5 (cm)	29.97	h6 (cm)	399.95																																																																																
		24.99																																																																																				



SEPTIMO NIVEL
VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL

1:50

B (cm)	30			
H (cm)	60			
ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS		Observaciones
		Verificación de campo (cm)		
		B (cm)	H (cm)	
VD-7	2-3	29.99	60.01	
VE-7	2-3	29.99	60.05	
VF-7	2-3	29.99	60.03	
VG-6	I-2	30.05	60.04	
V2-7	D-E	30.04	59.99	
	E-F	29.96	60.05	
V3-7	E-F	30.01	59.98	

B (cm)	60			
H (cm)	60			
ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS		Observaciones
		Verificación de campo (cm)		
		B (cm)	H (cm)	
C-02	D-2	60.05	59.97	
	E-2	60.05	59.96	
	F-2	60	59.95	

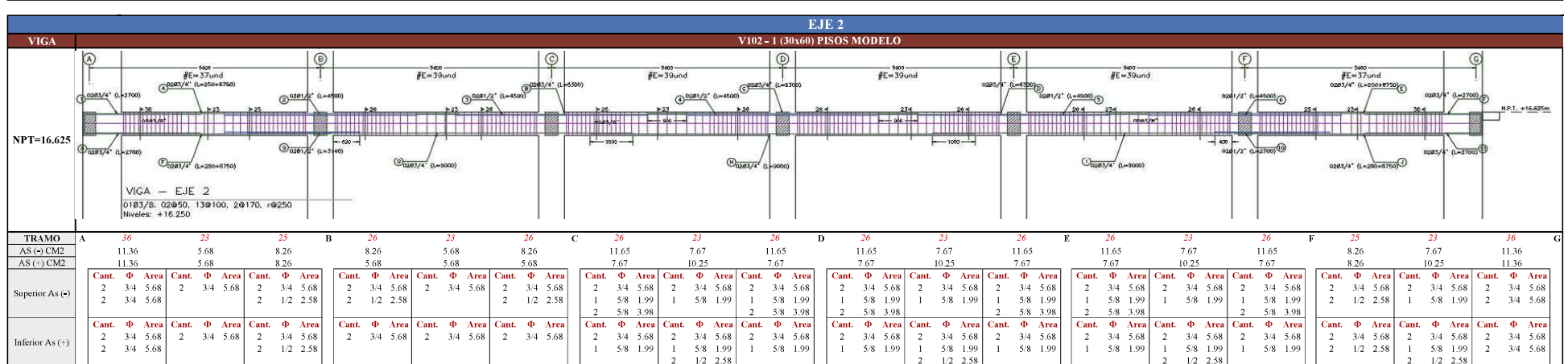
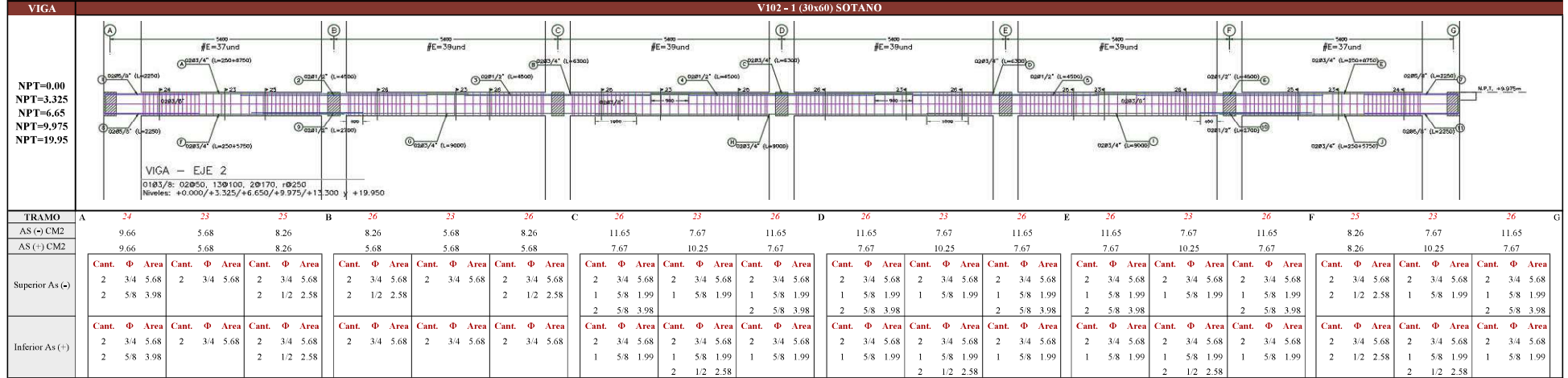
B (cm)	120	H (cm)	90					
b1 (cm)	40	b1 (cm)	30					
b2 (cm)	40	b2 (cm)	60					
b3 (cm)	40							
ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS						Observaciones
		Verificación de campo (cm)						
		B (cm)	b1 (cm)	b2 (cm)	b3 (cm)	H (cm)	b1 (cm)	b2 (cm)
C-01	F-1	120	40.01	40.05	40.03	90.03	29.95	59.96

B (cm)	25			
H (cm)	40			
ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS		Observaciones
		Verificación de campo (cm)		
		B (cm)	H (cm)	
VCH	2-3	25.05	40.05	

B (cm)	825	b1 (cm)	40					
b5 (cm)	25	b6 (cm)	330					
b10 (cm)	90	H (cm)	620					
b4 (cm)	165	b5 (cm)	30					
b7 (cm)	40	b8 (cm)	30					
b9 (cm)	220	b2 (cm)	220					
b3 (cm)	150	b3 (cm)	165					
b4 (cm)	230	b4 (cm)	210					
b5 (cm)	210	b5 (cm)	165					
ELEMENTO	UBICACIÓN (Ejes estructurales)	MEDIDAS						Observaciones
		Verificación de campo (cm)						
		B (cm)	b1 (cm)	b2 (cm)	b3 (cm)	b4 (cm)	b5 (cm)	
P-05	D-E-2-3	824.99	40.02	40.02	150	230	210	
		149.95	230.01	165 (cm)	25.01			
		330.02	29.95	b8 (cm)	385.02			
		210.03	b10 (cm)	489.96	H (cm)	620.01		
		29.99	b2 (cm)	220.03	b3 (cm)	165.04		
		165.01	b5 (cm)	29.99	b6 (cm)	400.05		
		25.03						

TESIS: DETERMINACION DEL DESEMPEÑO SISMO RESISTENTE DE LA EDIFICACION DE SEGURIDAD CIUDADANA DEL DISTRITO DE SAN SEBASTIAN APLICANDO EL METODO DE ESPECTRO CAPACIDAD

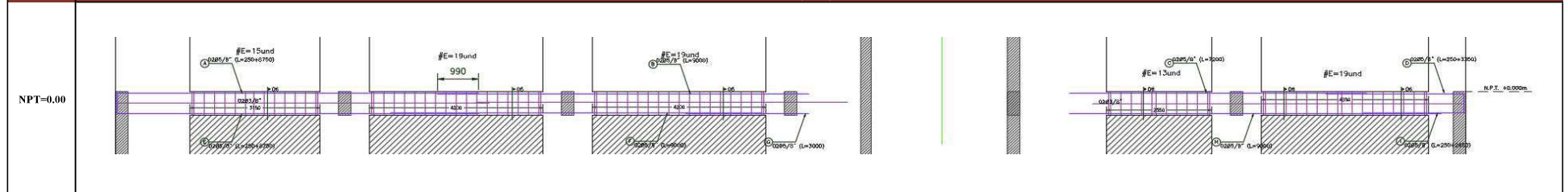
AUTORES: MIZRAIM HUILCA ALVAREZ
GUSTAVO PASTOR DE LA CRUZ



TESIS: DETERMINACION DEL DESEMPEÑO SISMO RESISTENTE DE LA EDIFICACION DE SEGURIDAD CIUDADANA DEL DISTRITO DE SAN SEBASTIAN APLICANDO EL METODO DE ESPECTRO CAPACIDAD

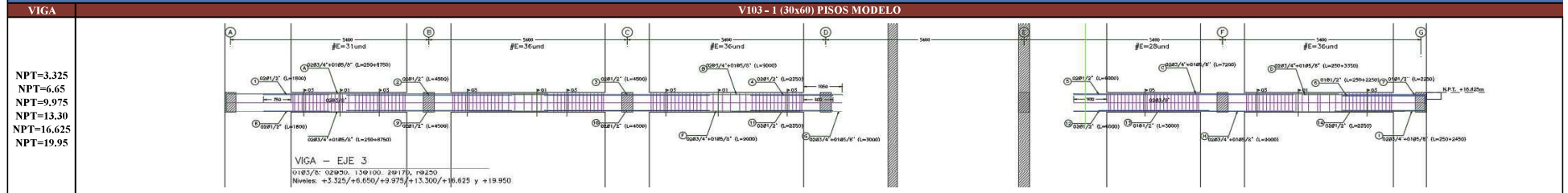
AUTORES: MIZRAIM HUILCA ALVAREZ
GUSTAVO PASTOR DE LA CRUZ

EJE 3
VIGA V103 - 1 (30x60) SOTANO



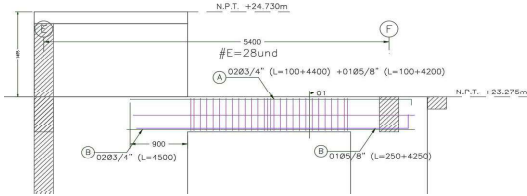


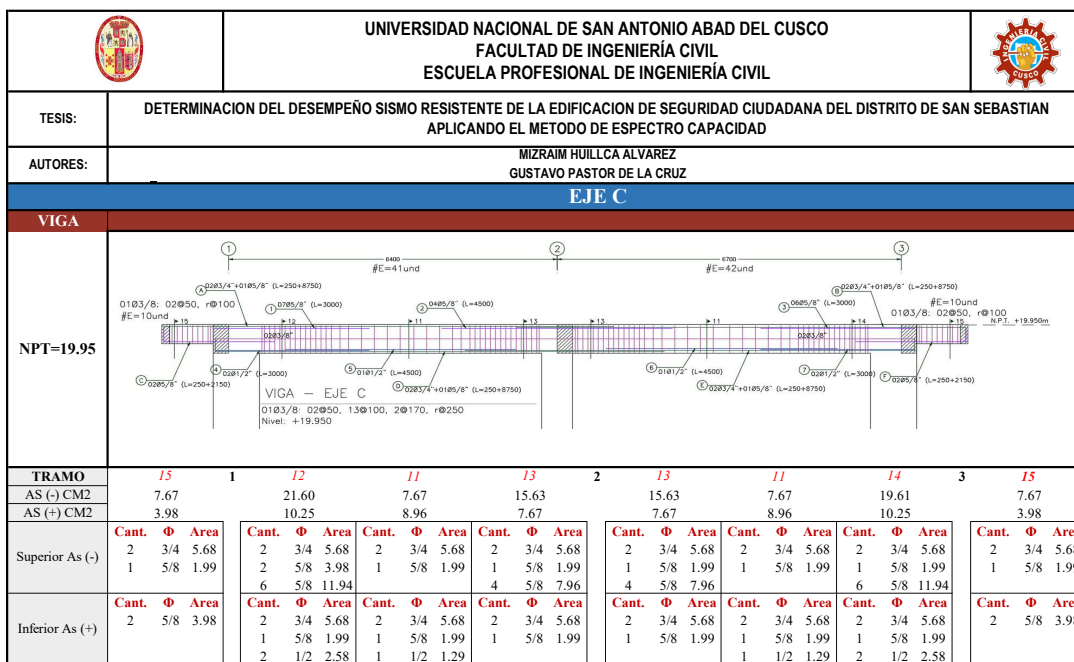
TRAMO	A			B			C			D			E			F			G		
AS (-) CM2	3.98	3.98	3.98	3.98	3.98	3.98	3.98	3.98	3.98				3.98	3.98	3.98	3.98	3.98	3.98			
AS (+) CM2	3.98	3.98	3.98	3.98	3.98	3.98	3.98	3.98	3.98				3.98	3.98	3.98	3.98	3.98	3.98			
Superior As (-)	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area				Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area			
Inferior As (+)	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area				Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area			

EJE 3
VIGA V103 - 1 (30x60) PISOS MODELO



TRAMO	A			B			C			D			E			F			G		
AS (-) CM2	10.25	7.67	10.25	10.25	7.67	10.25	10.25	7.67	10.25				11.65	11.65	11.65	10.25	7.67	10.25			
AS (+) CM2	10.25	7.67	10.25	10.25	7.67	10.25	10.25	7.67	10.25				11.54	11.54	11.54	10.25	7.67	10.25			
Superior As (-)	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area				Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area			
Inferior As (+)	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area				Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area			

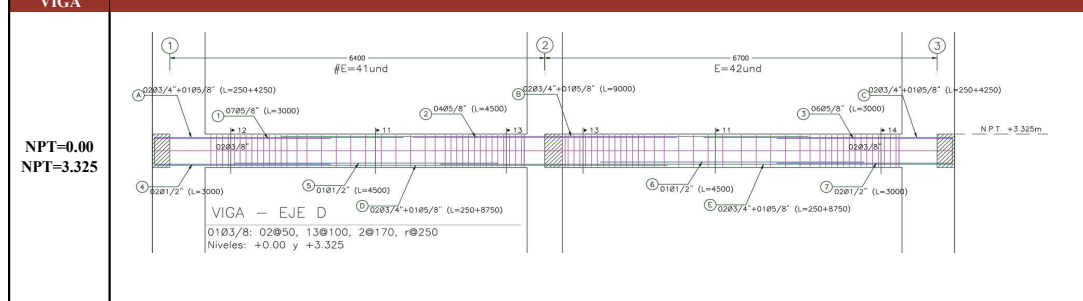
	UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL																																		
TESIS:	DETERMINACION DEL DESEMPEÑO SISMO RESISTENTE DE LA EDIFICACION DE SEGURIDAD CIUDADANA DEL DISTRITO DE SAN SEBASTIAN APLICANDO EL METODO DE ESPECTRO CAPACIDAD																																		
AUTORES:	MIZRAIM HUILCA ALVAREZ GUSTAVO PASTOR DE LA CRUZ																																		
VIGA	EJE 3 V103 - 1 (30x60) PISOS MODELO																																		
NPT=23.275																																			
TRAMO	A	B	C	D	E	F	G																												
AS (-) CM2					7.67	7.67	7.67																												
AS (+) CM2					7.67	7.67	7.67																												
Superior As (-)					<table border="1" style="font-size: small;"> <tr><th>Cant.</th><th>Φ</th><th>Area</th></tr> <tr><td>2</td><td>3/4</td><td>5.68</td></tr> <tr><td>1</td><td>5/8</td><td>1.99</td></tr> </table>	Cant.	Φ	Area	2	3/4	5.68	1	5/8	1.99	<table border="1" style="font-size: small;"> <tr><th>Cant.</th><th>Φ</th><th>Area</th></tr> <tr><td>2</td><td>3/4</td><td>5.68</td></tr> <tr><td>1</td><td>5/8</td><td>1.99</td></tr> </table>	Cant.	Φ	Area	2	3/4	5.68	1	5/8	1.99	<table border="1" style="font-size: small;"> <tr><th>Cant.</th><th>Φ</th><th>Area</th></tr> <tr><td>2</td><td>3/4</td><td>5.68</td></tr> <tr><td>1</td><td>5/8</td><td>1.99</td></tr> </table>	Cant.	Φ	Area	2	3/4	5.68	1	5/8	1.99	
Cant.	Φ	Area																																	
2	3/4	5.68																																	
1	5/8	1.99																																	
Cant.	Φ	Area																																	
2	3/4	5.68																																	
1	5/8	1.99																																	
Cant.	Φ	Area																																	
2	3/4	5.68																																	
1	5/8	1.99																																	
Inferior As (+)					<table border="1" style="font-size: small;"> <tr><th>Cant.</th><th>Φ</th><th>Area</th></tr> <tr><td>2</td><td>3/4</td><td>5.68</td></tr> <tr><td>1</td><td>5/8</td><td>1.99</td></tr> </table>	Cant.	Φ	Area	2	3/4	5.68	1	5/8	1.99	<table border="1" style="font-size: small;"> <tr><th>Cant.</th><th>Φ</th><th>Area</th></tr> <tr><td>2</td><td>3/4</td><td>5.68</td></tr> <tr><td>1</td><td>5/8</td><td>1.99</td></tr> </table>	Cant.	Φ	Area	2	3/4	5.68	1	5/8	1.99	<table border="1" style="font-size: small;"> <tr><th>Cant.</th><th>Φ</th><th>Area</th></tr> <tr><td>2</td><td>3/4</td><td>5.68</td></tr> <tr><td>1</td><td>5/8</td><td>1.99</td></tr> </table>	Cant.	Φ	Area	2	3/4	5.68	1	5/8	1.99	
Cant.	Φ	Area																																	
2	3/4	5.68																																	
1	5/8	1.99																																	
Cant.	Φ	Area																																	
2	3/4	5.68																																	
1	5/8	1.99																																	
Cant.	Φ	Area																																	
2	3/4	5.68																																	
1	5/8	1.99																																	



TESIS: DETERMINACION DEL DESEMPEÑO SISMO RESISTENTE DE LA EDIFICACION DE SEGURIDAD CIUDADANA DEL DISTRITO DE SAN SEBASTIAN APLICANDO EL METODO DE ESPECTRO CAPACIDAD

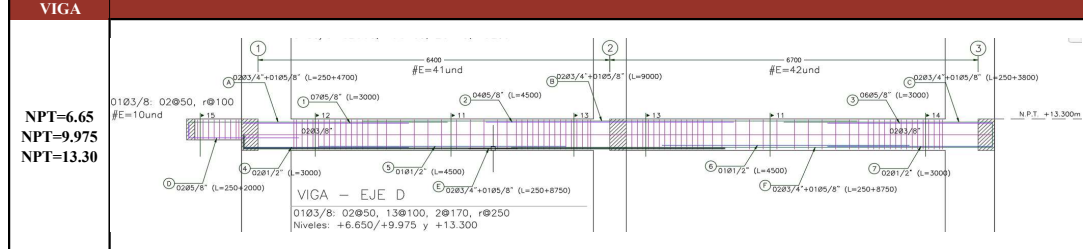
AUTORES: MIZRAIM HULLCA ALVAREZ
GUSTAVO PASTOR DE LA CRUZ

EJE D



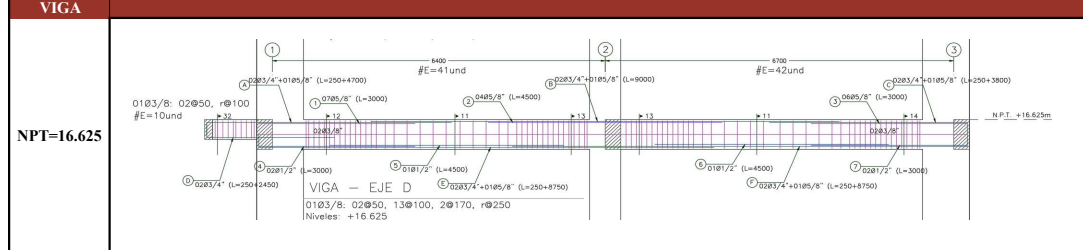
TRAMO	1	12	11	13	2	13	11	14	3
AS (-) CM2	0.00	21.60	7.67	15.63	15.63	7.67	19.61	0.00	0.00
AS (+) CM2	0.00	10.25	8.96	7.67	7.67	8.96	10.25	0.00	0.00
Superior As (-)	Cant. Φ Area	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	
		2 5/8 3.98	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	
		6 5/8 11.94		4 5/8 7.96		6 5/8 11.94			
Inferior As (+)	Cant. Φ Area	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	
		1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	
		2 1/2 2.58	1 1/2 1.29			2 1/2 2.58			

EJE D



TRAMO	15	1	12	11	13	2	13	11	14	3
AS (-) CM2	7.67	21.60	7.67	15.63	15.63	7.67	19.61	0.00	0.00	0.00
AS (+) CM2	3.98	10.25	8.96	7.67	7.67	8.96	10.25	0.00	0.00	0.00
Superior As (-)	Cant. Φ Area	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	
		1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	
		6 5/8 11.94		4 5/8 7.96		6 5/8 11.94				
Inferior As (+)	Cant. Φ Area	2 5/8 3.98	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	
			1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	
			2 1/2 2.58	1 1/2 1.29			2 1/2 2.58			

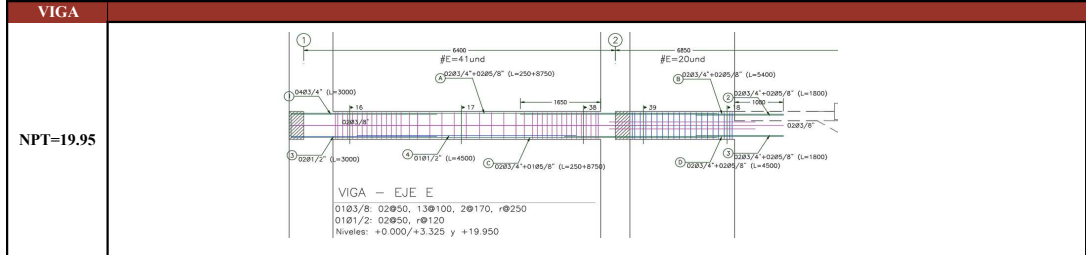
EJE D



TRAMO	32	1	33	11	13	2	13	11	34	3
AS (-) CM2	7.67	27.55	7.67	15.63	15.63	7.67	24.71	0.00	0.00	0.00
AS (+) CM2	5.68	10.25	8.96	7.67	7.67	8.96	10.25	0.00	0.00	0.00
Superior As (-)	Cant. Φ Area	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	
		1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	
		7 3/4 19.88		4 5/8 7.96		6 3/4 17.04				
Inferior As (+)	Cant. Φ Area	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	
		1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	
		2 1/2 2.58	1 1/2 1.29			2 1/2 2.58				

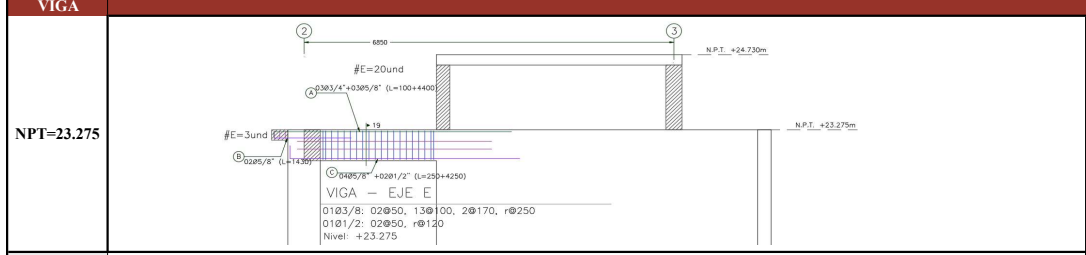
TESIS:	DETERMINACION DEL DESEMPEÑO SISMO RESISTENTE DE LA EDIFICACION DE SEGURIDAD CIUDADANA DEL DISTRITO DE SAN SEBASTIAN APLICANDO EL METODO DE ESPECTRO CAPACIDAD
AUTORES:	MIZRAIM HULLCA ALVAREZ GUSTAVO PASTOR DE LA CRUZ

EJE E



TRAMO	1		16		17		38		2		39		39		18		3		0.00		
AS (-) CM2	0.00		21.02		9.66		9.66		9.66		9.66		9.66		19.32		19.32		0.00		
AS (+) CM2	0.00		10.25		8.96		9.66		9.66		9.66		9.66		19.32		19.32		0.00		
Superior As (-)	Cant.	Φ	Area	Cant.	Φ	Area	Cant.	Φ	Area	Cant.	Φ	Area	Cant.	Φ	Area	Cant.	Φ	Area	Cant.	Φ	Area
	2	3/4	5.68	2	3/4	5.68	2	3/4	5.68	2	3/4	5.68	2	3/4	5.68	4	3/4	11.36	4	3/4	11.36
Inferior As (+)	Cant.	Φ	Area	Cant.	Φ	Area	Cant.	Φ	Area	Cant.	Φ	Area	Cant.	Φ	Area	Cant.	Φ	Area	Cant.	Φ	Area
	2	3/4	5.68	2	3/4	5.68	2	3/4	5.68	2	3/4	5.68	2	3/4	5.68	4	3/4	11.36	4	3/4	11.36

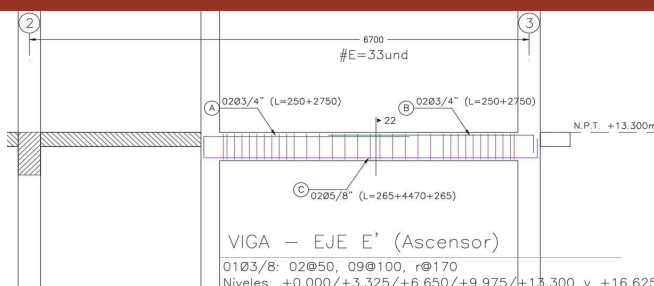
EJE E



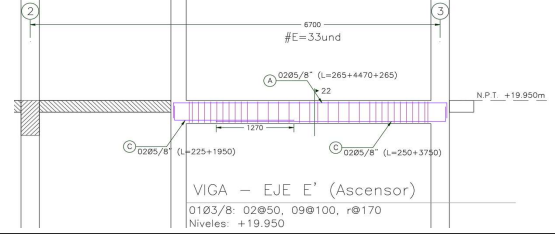
TRAMO	1		2		19		19		19		3		0.00		
AS (-) CM2	0.00		0.00		0.00		11.94		11.94		11.94		0.00		
AS (+) CM2	0.00		0.00		0.00		10.54		10.54		10.54		0.00		
Superior As (-)	Cant.	Φ	Area	Cant.	Φ	Area	Cant.	Φ	Area	Cant.	Φ	Area	Cant.	Φ	Area
	3	5/8	5.97	3	5/8	5.97	3	5/8	5.97	3	5/8	5.97	3	5/8	5.97
Inferior As (+)	Cant.	Φ	Area	Cant.	Φ	Area	Cant.	Φ	Area	Cant.	Φ	Area	Cant.	Φ	Area
	3	5/8	5.97	3	5/8	5.97	3	5/8	5.97	3	5/8	5.97	3	5/8	5.97

TESIS: DETERMINACION DEL DESEMPEÑO SISMO RESISTENTE DE LA EDIFICACION DE SEGURIDAD CIUDADANA DEL DISTRITO DE SAN SEBASTIAN APLICANDO EL METODO DE ESPECTRO CAPACIDAD
AUTORES: MIZRAIM HULLCA ALVAREZ
 GUSTAVO PASTOR DE LA CRUZ

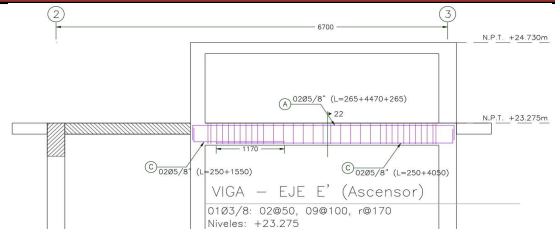
EJE E

VIGA													
NPT=0.00 NPT=3.325	 <p style="text-align: center;"> VIGA - EJE E' (Ascensor) 01Ø3/8: 02@50, 09@100, r@170 Niveles: +0.000/+3.325/+6.650/+9.975/+13.300 y +16.625 </p>												
TRAMO		1				2				3			
AS (-) CM2		0.00	0.00	0.00	0.00	5.68	5.68	5.68	0.00	5.68	5.68	5.68	0.00
AS (+) CM2		0.00	0.00	0.00	0.00	3.98	3.98	3.98	0.00	3.98	3.98	3.98	0.00
Superior As (-)	Cant. Φ Area					2	3/4	5.68		2	3/4	5.68	
Inferior As (+)	Cant. Φ Area					2	5/8	3.98		2	5/8	3.98	

EJE E'

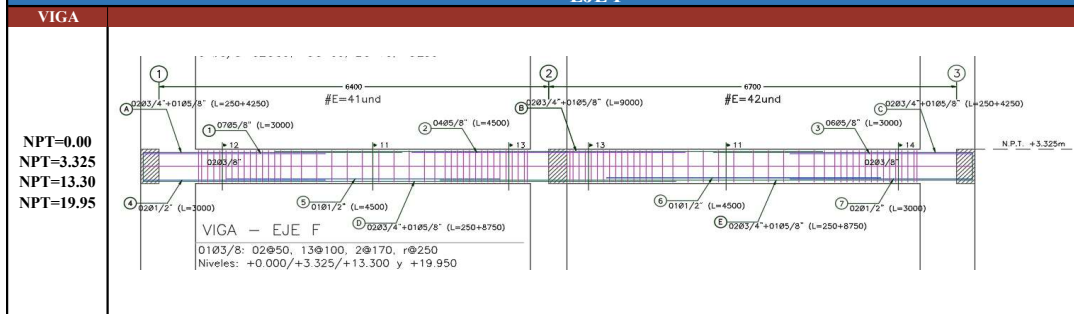
VIGA													
NPT=6.65 NPT=9.975 NPT=13.30	 <p style="text-align: center;"> VIGA - EJE E' (Ascensor) 01Ø3/8: 02@50, 09@100, r@170 Niveles: +19.950 </p>												
TRAMO		1				2				3			
AS (-) CM2		0.00	0.00	0.00	0.00	5.68	5.68	5.68	0.00	5.68	5.68	5.68	0.00
AS (+) CM2		0.00	0.00	0.00	0.00	3.98	3.98	3.98	0.00	3.98	3.98	3.98	0.00
Superior As (-)	Cant. Φ Area					2	3/4	5.68		2	3/4	5.68	
Inferior As (+)	Cant. Φ Area					2	5/8	3.98		2	5/8	3.98	

EJE E'

VIGA													
NPT=16.625	 <p style="text-align: center;"> VIGA - EJE E' (Ascensor) 01Ø3/8: 02@50, 09@100, r@170 Niveles: +23.275 </p>												
TRAMO		1				2				3			
AS (-) CM2		0.00	0.00	0.00	0.00	5.68	5.68	5.68	0.00	5.68	5.68	5.68	0.00
AS (+) CM2		0.00	0.00	0.00	0.00	3.98	3.98	3.98	0.00	3.98	3.98	3.98	0.00
Superior As (-)	Cant. Φ Area					2	3/4	5.68		2	3/4	5.68	
Inferior As (+)	Cant. Φ Area					2	5/8	3.98		2	5/8	3.98	

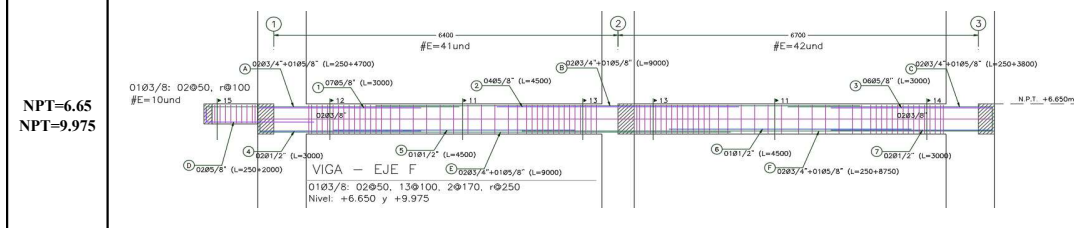
TESIS: DETERMINACION DEL DESEMPEÑO SISMO RESISTENTE DE LA EDIFICACION DE SEGURIDAD CIUDADANA DEL DISTRITO DE SAN SEBASTIAN APLICANDO EL METODO DE ESPECTRO CAPACIDAD
AUTORES: MIZRAIM HULLCA ALVAREZ
 GUSTAVO PASTOR DE LA CRUZ

EJE F



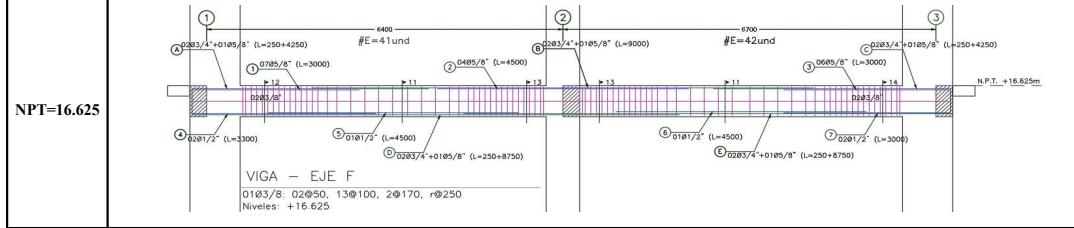
TRAMO	1	12	11	13	2	13	11	14	3
AS (-) CM2	0.00	21.60	7.67	15.63	15.63	7.67	19.61	0.00	
AS (+) CM2	0.00	10.25	8.96	7.67	7.67	8.96	10.25	0.00	
Superior As (-)	Cant.	2	2	2	2	2	2	2	
	Φ	3/4	3/4	3/4	3/4	3/4	3/4	3/4	
	Area	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	
Inferior As (+)	Cant.	6	1	4	1	1	6		
	Φ	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8		
	Area	11.94	1.99	7.96	1.99	1.99	11.94		

EJE F



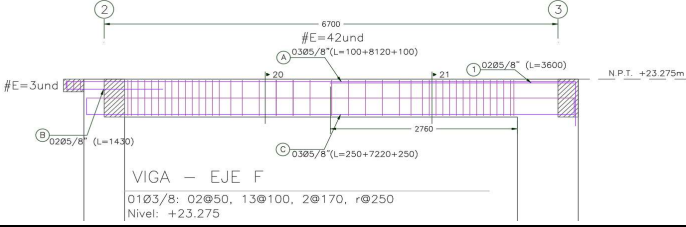


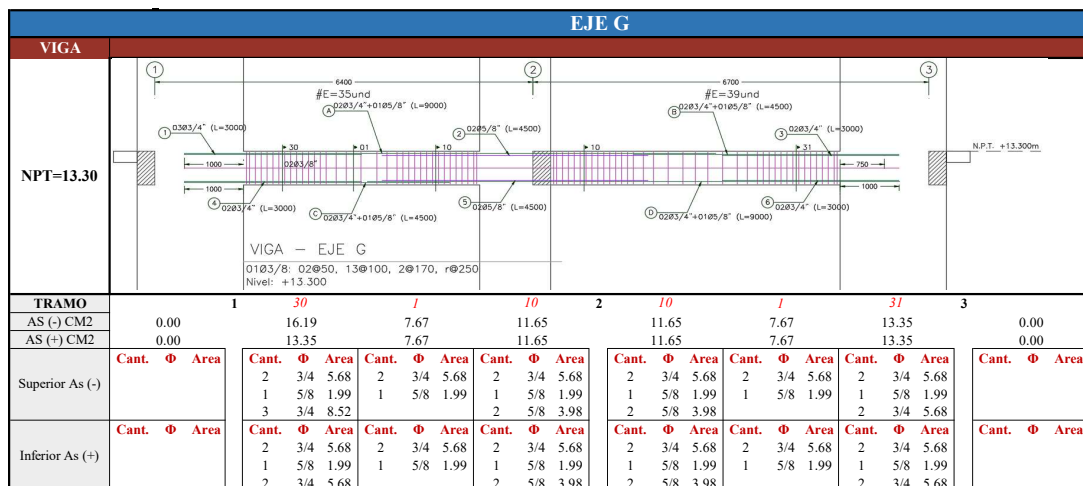
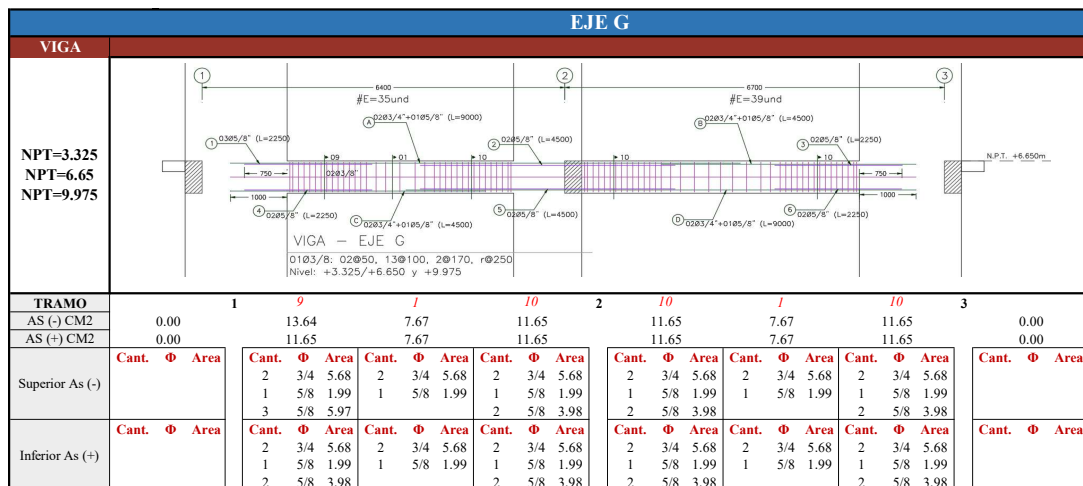
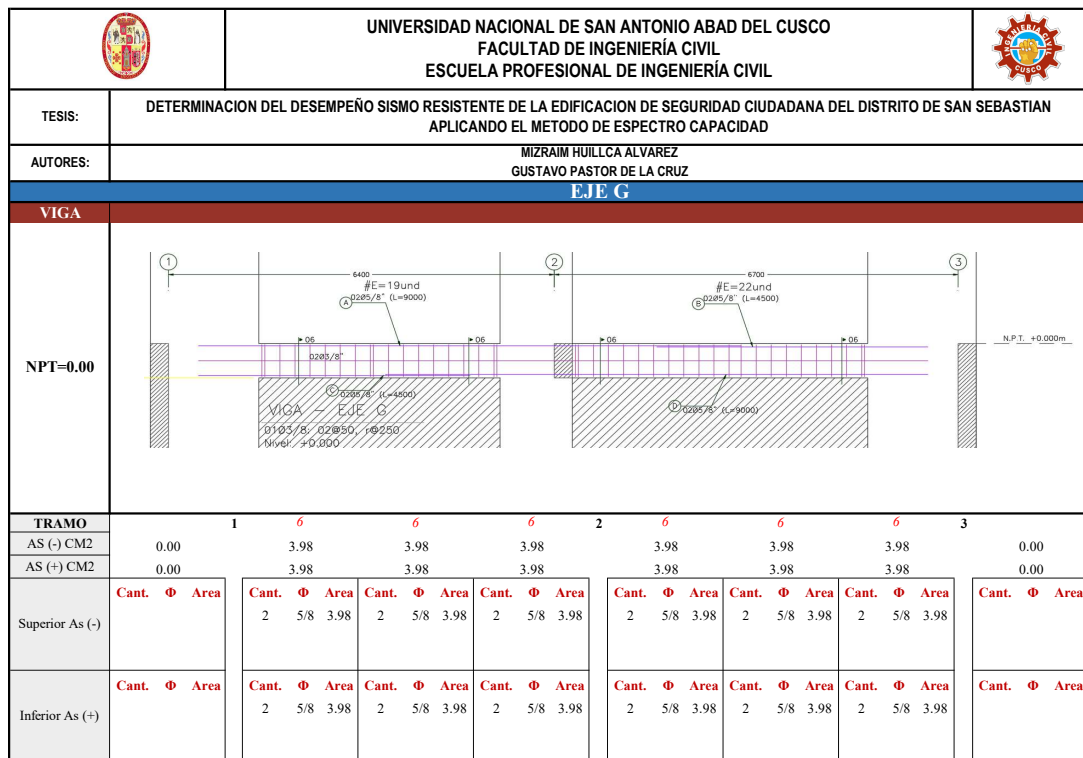
TRAMO	15	1	12	11	13	2	13	11	14	3
AS (-) CM2	7.67	21.60	7.67	15.63	15.63	7.67	19.61	0.00		
AS (+) CM2	3.98	10.25	8.96	7.67	7.67	8.96	10.25	0.00		
Superior As (-)	Cant.	2	2	2	2	2	2	2		
	Φ	3/4	3/4	3/4	3/4	3/4	3/4	3/4		
	Area	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68		
Inferior As (+)	Cant.	1	6	1	4	1	6			
	Φ	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8			
	Area	3.98	11.94	1.99	7.96	1.99	11.94			

EJE F



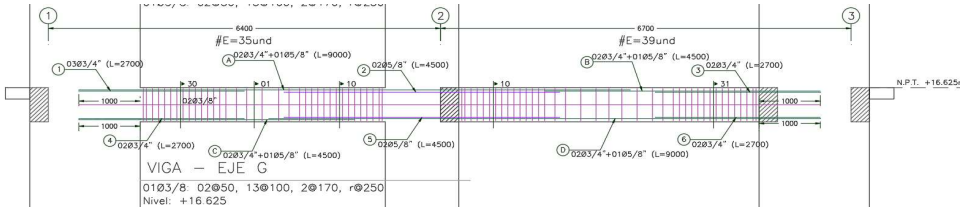
TRAMO	1	12	11	13	2	13	11	14	3
AS (-) CM2	0.00	21.60	7.67	15.63	15.63	7.67	19.61	0.00	
AS (+) CM2	0.00	10.25	8.96	7.67	7.67	8.96	10.25	0.00	
Superior As (-)	Cant.	2	2	2	2	2	2	2	
	Φ	3/4	3/4	3/4	3/4	3/4	3/4	3/4	
	Area	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	
Inferior As (+)	Cant.	6	1	4	1	1	6		
	Φ	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8	5/8		
	Area	11.94	1.99	7.96	1.99	1.99	11.94		

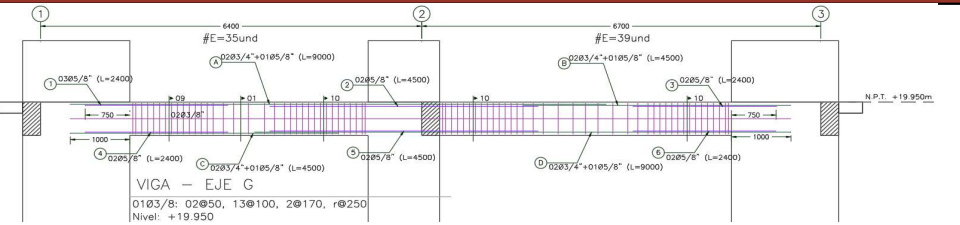
 UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DELCUSCO FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL				
TESIS:	DETERMINACION DEL DESEMPEÑO SISMO RESISTENTE DE LA EDIFICACION DE SEGURIDAD CIUDADANA DEL DISTRITO DE SAN SEBASTIAN APLICANDO EL METODO DE ESPECTRO CAPACIDAD			
AUTORES:	MIZRAIM HULLCA ALVAREZ GUSTAVO PASTOR DE LA CRUZ			
EJE F				
VIGA				
NPT=23.275				
TRAMO	1	2	3	0.00
AS (-) CM2	0.00	0.00	0.00	0.00
AS (+) CM2	0.00	0.00	0.00	0.00
Superior As (-)	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area
Inferior As (+)	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area
	20	21	21	3
	5.97	9.95	9.95	0.00
	5.97	5.97	5.97	0.00
	3 5/8 5.97	3 5/8 5.97	3 5/8 5.97	0.00
	2 5/8 3.98	2 5/8 3.98	2 5/8 3.98	0.00
	3 5/8 5.97	3 5/8 5.97	3 5/8 5.97	0.00



TESIS:	DETERMINACION DEL DESEMPEÑO SISMO RESISTENTE DE LA EDIFICACION DE SEGURIDAD CIUDADANA DEL DISTRITO DE SAN SEBASTIAN APLICANDO EL METODO DE ESPECTRO CAPACIDAD
---------------	--

AUTORES:	MIZRAIM HULLCA ALVAREZ GUSTAVO PASTOR DE LA CRUZ
-----------------	---

EJE G												
VIGA												
NPT=16.625												
TRAMO	1	30	1	10	2	10	1	31	3			
AS (-) CM2	0.00	16.19	7.67	11.65	11.65	7.67	13.35	0.00				
AS (+) CM2	0.00	13.35	7.67	11.65	11.65	7.67	13.35	0.00				
Superior As (-)	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area				
	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68				
	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99				
	3 3/4 8.52			2 5/8 3.98			2 5/8 3.98	2 3/4 5.68				
Inferior As (+)	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area				
	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68				
	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99				
	2 3/4 5.68			2 5/8 3.98			2 5/8 3.98	2 3/4 5.68				

EJE G												
VIGA												
NPT=19.95												
TRAMO	1	9	1	10	2	10	1	10	3			
AS (-) CM2	0.00	13.64	7.67	11.65	11.65	7.67	11.65	0.00				
AS (+) CM2	0.00	11.65	7.67	11.65	11.65	7.67	11.65	0.00				
Superior As (-)	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area				
	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68				
	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99				
	3 5/8 5.97			2 5/8 3.98			2 5/8 3.98	2 5/8 3.98				
Inferior As (+)	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area	Cant. Φ Area				
	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68	2 3/4 5.68				
	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99	1 5/8 1.99				
	2 5/8 3.98			2 5/8 3.98			2 5/8 3.98	2 5/8 3.98				