

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA
ESCUELA DE POSGRADO
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN
ESTRUCTURAS



DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL
PUSHOVER Y TIEMPO HISTORIA COMO MÉTODO DE EVALUACIÓN RÁPIDA
EN LOS PROYECTOS DE SALUD EN AYACUCHO, 2024
TESIS

Presentada por:

Bach. Heber Jorge Valenzuela

ORCID: 0000-0003-4971-0751

Asesor:

Mg. José Martín Velásquez Vargas

ORCID: 0000-0002-6338-7455

Para obtener el grado académico de:

MAESTRO EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS

TACNA – PERÚ

2024

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA
ESCUELA DE POSGRADO
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN
ESTRUCTURAS



DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL
PUSHOVER Y TIEMPO HISTORIA COMO MÉTODO DE EVALUACIÓN RÁPIDA
EN LOS PROYECTOS DE SALUD EN AYACUCHO, 2024

TESIS

Presentada por:

Bach. Heber Jorge Valenzuela

ORCID: 0000-0003-4971-0751

Asesor:

Mg. José Martín Velásquez Vargas

ORCID: 0000-0002-6338-7455

Para obtener el grado académico de:

MAESTRO EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS

TACNA – PERÚ

2024

**UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA
ESCUELA DE POSGRADO
MAESTRÍA EN INGENIERIA CIVIL**

Tesis

**DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO
LINEAL PUSHOVER Y TIEMPO HISTORIA COMO MÉTODO DE
EVALUACIÓN RÁPIDA EN LOS PROYECTOS DE SALUD EN
AYACUCHO, 2024.**

Presentada por:

Bach. Heber Jorge Valenzuela

**Tesis sustentada y aprobada el 02 de noviembre del 2024; ante el siguiente
jurado examinador:**

PRESIDENTE: Mtra. Dina Marlene COTRADO FLORES.
SECRETARIO: Mtro. Edgar Hipólito CHAPARRO QUISPE.
VOCAL: Dr. Genner Alvarito VILLARREAL CASTRO.
ASESOR: Mg. José M. VELÁSQUEZ VARGAS.

DECLARACIÓN JURADA DE ORIGINALIDAD

Yo **Heber Jorge Valenzuela**, en calidad de: maestrando de la Maestría en Ingeniería Civil de la Escuela de Postgrado de la Universidad Privada de Tacna, identificado (a) con DNI 41211607 Soy autor (a) de la tesis titulada:

DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PUSHOVER Y TIEMPO HISTORIA COMO MÉTODO DE EVALUACIÓN RÁPIDA EN LOS PROYECTOS DE SALUD EN AYACUCHO, 2024., con asesor(a): **Mg. José M. VELÁSQUEZ VARGAS.**

DECLARO BAJO JURAMENTO

Ser el único autor del texto entregado para obtener el grado académico de Maestro en Ingeniería Civil con mención en Estructuras, y que tal texto no ha sido entregado ni total ni parcialmente para obtención de un grado académico en ninguna otra universidad o instituto, ni ha sido publicado anteriormente para cualquier otro fin. Así mismo, declaro no haber trasgredido ninguna norma universitaria con respecto al plagio ni a las leyes establecidas que protegen la propiedad intelectual.

Declaro, que después de la revisión de la tesis con el software Turnitin se declara 19% de similitud, además que el archivo entregado en formato PDF corresponde exactamente al texto digital que presento junto al mismo.

Por último, declaro que para la recopilación de datos se ha solicitado la autorización respectiva a la empresa u organización, evidenciándose que la información presentada es real y soy conocedor (a) de las sanciones penales en caso de infringir las leyes del

plagio y de falsa declaración, y que firmo la presente con pleno uso de mis facultades y asumiendo todas las responsabilidades de ella derivada.

Por lo expuesto, mediante la presente asumo frente a **LA UNIVERSIDAD** cualquier responsabilidad que pudiera derivarse por la autoría, originalidad y veracidad del contenido de la tesis, así como por los derechos sobre la obra o invención presentada. En consecuencia, me hago responsable frente a **LA UNIVERSIDAD** y a terceros, de cualquier daño que pudiera ocasionar, por el incumplimiento de lo declarado o que pudiera encontrar como causa del trabajo presentado, asumiendo todas las cargas pecuniarias que pudieran derivarse de ello en favor de terceros con motivo de acciones, reclamaciones o conflictos derivados del incumplimiento de lo declarado o las que encontrasen causa en el contenido de la tesis, libro o invento.

De identificarse fraude, piratería, plagio, falsificación o que el trabajo de investigación haya sido publicado anteriormente; asumo las consecuencias y sanciones que de mi acción se deriven, sometiéndome a la normatividad vigente de la Universidad Privada de Tacna.

Tacna, 02 de noviembre 2024.



Heber Jorge Valenzuela

DNI: 41211607

Dedicatoria

Dedicado a nuestro Divino Dios y a mis hermanos Richard Jorge Valenzuela y Marisol Jorge Valenzuela que guían mi vida desde el cielo, a mis Padres por su amor y a mi pareja Pamela por ser mi equipo soporte para cumplir mi Meta.

Agradecimiento

Mi gratitud a la Dirección de la Escuela de Posgrado en Estructuras de la Universidad Privada de Tacna, mi agradecimiento a cada docente de la Maestría que con su enseñanza constituyeron una base integral en mi vida Profesional.

Índice de contenidos

Carátula de la tesis	i
Página de respeto	i
Carátula interior	iii
Página del jurado	iii
Declaración de originalidad	v
Dedicatoria	vii
Agradecimiento	viii
Índice de contenidos	ix
Índice de tablas	xv
Índice de figuras	xvi
Resumen	xxviii
Abstract	xxix
Introducción	xxx
Capítulo I. El Problema	32
1.1 Planteamiento del Problema	32
1.2 Formulación del Problema	33
1.2.1 Problema General	33
1.2.2 Problema Específicos	33
1.3 Justificación de la Investigación	34
1.3.1 Técnica	34
1.3.2 Científica	34
1.3.3 Social	34
1.4 Objetivos de la Investigación	34

1.4.1	Objetivos Generales.	34
1.4.2	Objetivos Específicos.	35
	Capítulo II. Marco Teórico	36
2.1	Antecedentes de la Investigación	36
2.2	Bases Teóricas	40
2.2.1	Procedimiento del análisis sísmico inelástico	40
2.2.2	Modelo Estructural	40
2.2.3	Características del movimiento sísmico del suelo	41
2.2.4	Relación entre un sistema de varios gdl y de un gdl.	42
2.2.5	Espectro de capacidad (Propuesto por Fajfar, 1999)	43
2.2.6	Evolución en el tiempo del diseño por desempeño sísmico	46
2.2.7	Opciones para el análisis inelástico	46
2.2.8	Parámetros iniciales	48
2.2.9	Análisis Pushover	51
2.2.10	Niveles de desempeño en el Análisis de Pushover	58
2.2.11	Análisis Tiempo Historia	65
2.2.12	Niveles de Amenaza Sísmica para el Tiempo Historia	69
2.3	Definición de Conceptos	70

2.3.1 Filosofía de Diseño Sismorresistente	70
2.3.2 Análisis Estático lineal	70
2.3.3 Análisis Dinámico lineal	70
2.3.4 Espectro de demanda	71
2.3.5 Análisis Estático No Lineal.	71
2.3.6 Análisis Dinámico No Lineal	71
2.3.7 Material elástico	71
2.3.8 Material inelástico	71
2.3.9 Linealidad	72
2.3.10 No linealidad	72
2.3.11 No Linealidad física	72
2.3.12 No Linealidad del Material	72
2.3.13 Deriva de piso	72
2.3.14 Distribución de las fuerzas sísmicas de diseño	72
2.3.15 Modos naturales de Vibración	73
2.3.16 Rótula Plástica	73
2.3.17 Momento Curvatura y Momento rotación.	73
2.3.18 Generación de Diagrama Momento Curvatura	73

2.3.19 Longitud Plástica	74
Capítulo III. Marco Metodológico	75
3.1 Hipótesis	75
3.1.1 Hipótesis General	75
3.1.2 Hipótesis Específicas	75
3.2 Operacionalización de Variables	75
3.2.1 Variable independiente.	75
3.2.2 Variable dependiente.	76
3.3 Enfoque de investigación	76
3.4 Tipo de investigación	76
3.5 Nivel de investigación	76
3.6 Diseño de investigación	77
3.7 Método de la investigación	77
3.8 Población y muestra	77
3.8.1 Población	77
3.8.2 Muestra.	78
3.9 Técnicas de recolección de los datos	78
3.10 Instrumentos de recolección de los datos	78

3.11	Análisis e interpretación de los datos	79
3.12	Procedimiento	79
Capítulo IV. Resultados		81
4.1	Descripción del trabajo de Campo realizada en el C.S. Conchopata	81
4.2	Diseño de la presentación de los resultados	84
4.2.1	Descripción de la edificación del C.S. Conchopata	84
4.2.2	Estructuración y predimensionamiento en C.S. Conchopata	86
4.2.3	Metrado de cargas de la edificación del C.S. Conchopata	90
4.2.4	Modelo estructural del C.S. Conchopata	90
4.2.5	Análisis Sisimico del C.S. Conchopata	91
4.2.6	P. fundamental de vibración de la estructura del C.S. Conchopata	91
4.2.7	Análisis sísmico estático del C.S. Conchopata	93
4.2.8	Análisis dinámico del C.S. Conchopata	96
4.2.9	Fuerza cortante dinámica en la base del C.S. Conchopata	98
4.2.10	Verificación del sistema estructural del C.S. Conchopata	100
4.2.11	Verificación de derivas de entrepiso del C.S. Conchopata	103
4.2.12	Verificación de torsión en planta del C.S. Conchopata	105
4.2.13	Junta sísmica del C.S. Conchopata	107

4.2.14	Análisis de materiales del C.S. Conchopata	111
4.2.15	MNL para secciones y elementos del C.S. Conchopata	115
4.2.16	La Curva Capacidad del Análisis Pushover	123
4.2.17	Características del Análisis Pushover	124
4.2.18	Procedimiento de Análisis de Pushover	125
4.2.19	Método de los coeficientes de desplazamiento, FEMA 356	126
4.2.20	Método del espectro de capacidad, ATC-40	129
4.2.21	Método De Coeficientes de desplazamientos, FEMA 356	129
4.2.22	Cálculo del peso sísmico del C.S. Conchopata	130
4.2.23	Cálculo de la distribución de fuerzas del C.S. de Conchopata	132
4.2.24	M. Coef. de desplazamiento (FEMA 356) del C.S. Conchopata	140
4.2.25	D. Simplificado Momento Rotación del C.S. Conchopata	148
4.2.26	Resultados de las rótulas plásticas del C.S. Conchopata	163
4.2.27	Curva de Capacidad	164
4.2.28	Niveles de Amenaza Sísmica - Espectros de Demanda	167
4.2.29	Curva de potencia en espectro de potencia	173
4.2.30	Respuesta Elástica de Estructuras	179
4.2.31	Respuesta Inelástica de Estructuras	179

4.2.32 Punto de desempeño	182
4.2.33 Desplazamiento Objetivo	193
4.3 Resultados	214
Resultados de Análisis No lineal Pushover	214
Resultados del Análisis T. Historia lineal	220
Resultados del Análisis T. Historia No lineal	226
4.4 Prueba Estadística	226
4.5 Comprobación de Hipótesis	226
4.6 Discusión de Resultados	229
Conclusiones	232
Recomendaciones	238
Referencias	241
Apéndice	243

Índice de tablas

Tabla 1 <i>Descripción de los niveles para los E.E y E.N.E según ATC-40</i>	58
Tabla 2 <i>Descripción de los niveles para los E.E y E.N.E por Visión 2000</i>	61
Tabla 3 <i>Peso por piso de la estructura</i>	93
Tabla 4 <i>Fuerzas por piso de la estructura</i>	94
Tabla 5 <i>Cortante en el eje X</i>	101
Tabla 6 <i>Cortante en el eje Y</i>	103

Índice de figuras

Figura 1 <i>Análisis Pushover</i>	32
Figura 2 <i>Paso a paso de Curva Capacidad</i>	33
Figura 3 <i>Procedimiento para un análisis inelástico</i>	40
Figura 4 <i>Modelo estructural inelástico 3D-FEMA 440</i>	41
Figura 5 <i>Factores que afectan y caracterizaciones de los sismos</i>	42
Figura 6 <i>Gráfica de mgdl y sistema Igdl</i>	42
Figura 7 <i>Curva V-Dt elastoplástica, del análisis Pushover</i>	44
Figura 8 <i>Espectro de Capacidad y de Demanda</i>	45
Figura 9 <i>Evolución del diseño basado en desempeño</i>	46
Figura 10 <i>Cinco opciones para Análisis no lineal según FEMA</i>	47
Figura 11 <i>Modelo de esf. /deformación de C° confinado y no confinado</i>	48
Figura 12 <i>Modelo de histéresis de Takeda</i>	49
Figura 13 <i>Curva esfuerzo/deformación del acero sometido a tensión</i>	49
Figura 14 <i>Modelo de histéresis cinemático</i>	50
Figura 15 <i>Modelo de rótula plástica según FEMA 356</i>	52
Figura 16 <i>Espectro de Capacidad y de demanda método ATC-40</i>	53
Figura 17 <i>Espectro de capacidad mét. de los coef. de desplazamiento</i>	54
Figura 18 <i>Espectro de capacidad ATC 40</i>	55
Figura 19 <i>Curva idealizada fuerza desplazamiento</i>	56
Figura 20 <i>Curva Capacidad de una estructura obtenida de CSI ETABS</i>	57

Figura 21	<i>Punto de desempeño ATC-40</i>	57
Figura 22	<i>Niveles de desempeño propuestos en el ATC-40</i>	58
Figura 23	<i>Tabla de valores para derivas de piso propuesta por el ATC-40</i>	59
Figura 24	<i>Niveles de desempeño propuestos por SEAOC Visión 2000</i>	60
Figura 25	<i>Daños relacionados con los parámetros de demanda</i>	61
Figura 26	<i>Tabla de valores límites propuestos por SEAOC Visión 2000.</i>	62
Figura 27	<i>Niveles de sismo de diseño vs niveles de desempeño Visión 2000</i>	63
Figura 28	<i>Niveles de desempeño y desplazamientos SEAOC Visión 2000</i>	64
Figura 29	<i>Niveles de desempeño propuesto por SEAOC Visión 2000</i>	64
Figura 30	<i>Métodos de análisis en el dominio del tiempo</i>	65
Figura 31	<i>Estructura del C.S. Conchopata-combinación SRSS</i>	66
Figura 32	<i>Gráfica de combinación del SRSS</i>	67
Figura 33	<i>Imagen de la portada de la Norma E.030 sismorresistente</i>	67
Figura 34	<i>Registro sísmico compatible</i>	68
Figura 35	<i>Registro sísmico ANLTH</i>	68
Figura 36	<i>Niveles de amenaza sísmica propuesto por VISIÓN 2000</i>	69
Figura 37	<i>Niveles de amenaza sísmica propuesta del ATC-40</i>	69
Figura 38	<i>Recolección de datos del C.S. Conchopata</i>	81
Figura 39	<i>Vista frontal del actual C.S. Conchopata</i>	82
Figura 40	<i>Fachada del actual C.S. Conchopata</i>	82
Figura 41	<i>Tomas fotográficas prospección mediante calicata</i>	83
Figura 42	<i>El Render 3D del Nuevo Proyecto del C.S. de Conchopata</i>	84

Figura 43	<i>Planos de planta-Arquitectura</i>	85
Figura 44	<i>Planos de techo-sótano</i>	86
Figura 45	<i>Estructuración y Predimensionamiento vista frontal 1</i>	87
Figura 46	<i>Estructuración y Predimensionamiento vista frontal 2</i>	88
Figura 47	<i>Estructuración y Predimensionamiento vista frontal 3</i>	88
Figura 48	<i>Estructuración y Predimensionamiento vista frontal 4</i>	89
Figura 49	<i>Periodo fundamental de vibración de la estructura</i>	91
Figura 50	<i>Principales Participaciones Modales en el X, Y y Z</i>	92
Figura 51	<i>Parámetros sísmicos</i>	94
Figura 52	<i>Definiendo patrones de carga en la dirección X</i>	95
Figura 53	<i>Definiendo patrones de carga en la dirección Y</i>	95
Figura 54	<i>Reacciones en la Base de la Estructura</i>	96
Figura 55	<i>Definiendo patrones de carga-análisisseudodinámico</i>	97
Figura 56	<i>Definiendo patrones sismoseudodinámico en X</i>	97
Figura 57	<i>Definiendo patrones sismoseudodinámico en Y</i>	98
Figura 58	<i>Fuerzas cortantes dinámicas en la base</i>	99
Figura 59	<i>Fuerzas cortantes dinámicas en la base en el eje X y Y</i>	99
Figura 60	<i>Reacciones en la base con los factores de escala para el diseño</i>	100
Figura 61	<i>Verificando el sistema estructural en el eje X</i>	100
Figura 62	<i>Corte en la base del C.S. Conchopata en XX</i>	101
Figura 63	<i>Verificando el sistema estructural en el eje Y</i>	102
Figura 64	<i>Corte en la base del C.S. Conchopata en YY</i>	102

Figura 65	<i>Verificando Deriva de entrepiso en X y Y</i>	103
Figura 66	<i>Derivas por piso en eje X</i>	104
Figura 67	<i>Derivas por piso en eje Y</i>	104
Figura 68	<i>Máxima deriva de piso en X</i>	104
Figura 69	<i>Máxima deriva de piso en Y</i>	105
Figura 70	<i>Diagrama de verificación de torsión en planta en el eje X</i>	106
Figura 71	<i>Diagrama de verificación de torsión en planta en el eje Y</i>	106
Figura 72	<i>Diagrama de verificación de piso blando</i>	106
Figura 73	<i>Junta sísmica</i>	107
Figura 74	<i>Combinaciones más envolventes</i>	107
Figura 75	<i>Verificando los warning</i>	108
Figura 76	<i>Configurando código de D.Sismorresistente del ACI 318-08</i>	108
Figura 77	<i>Diseño de acero en la estructura</i>	109
Figura 78	<i>Cuantía de refuerzo en los entrepisos</i>	110
Figura 79	<i>Modelos de idealización Esfuerzo-Deformación del Acero</i>	111
Figura 80	<i>Concreto No Confinado-Modelo de Hognestad</i>	112
Figura 81	<i>Concreto Confinado- Modelo de Kent y Park</i>	113
Figura 82	<i>Concreto Confinado Modelo de Mander</i>	114
Figura 83	<i>Momento Curvatura y Ductilidad-Viga simplemente Reforzado</i>	115
Figura 84	<i>Momento Curvatura y Ductilidad-Viga con Doble Refuerzo</i>	117
Figura 85	<i>Longitud Plástica - Rotación y Deflexión Máxima</i>	118
Figura 86	<i>Deformación Máxima y Ductilidad - Momento Rotación</i>	119

Figura 87	<i>Gráfica de deformación última análisis Pushover</i>	123
Figura 88	<i>Gráfica de Curva de capacidad (ASCE/SEI 41-13)</i>	126
Figura 89	<i>Grupo 1: a) Fuerzas proporcional a CV</i>	127
Figura 90	<i>Grupo 1: b) Fuerzas proporcional al modo fundamental</i>	127
Figura 91	<i>Grupo 1: c) Fuerzas proporcional de fuerzas de piso</i>	128
Figura 92	<i>Grupo 2: d) Fuerzas proporcional a la masa total por nivel</i>	128
Figura 93	<i>Fuerzas al producto entre la masa y f. modal 1</i>	129
Figura 94	<i>Peso sísmico</i>	130
Figura 95	<i>Peso sísmico por niveles del ETABS</i>	130
Figura 96	<i>Peso sísmico por nivel y peso acumulado</i>	131
Figura 97	<i>Fuerzas por piso del sismo dinámico en X</i>	132
Figura 98	<i>Fuerzas por piso del sismo dinámico en Y</i>	132
Figura 99	<i>Fuerzas por piso por el caso participación modal</i>	132
Figura 100	<i>Fuerzas por piso por carga muerta</i>	133
Figura 101	<i>Grupo 1: a) Distribución F. proporcional a CV en el eje X</i>	134
Figura 102	<i>Grupo 1: b) Distrib. F. proporcional a F.M.F eje X</i>	134
Figura 103	<i>Grupo 1: c) Distrib. Proporcional a la Distr. F de piso eje X</i>	135
Figura 104	<i>Grupo 2: d) Distrib. de F. proporcional a la masa eje X</i>	135
Figura 105	<i>Cargas laterales, entre la masa y forma modal 1 en el eje X</i>	136
Figura 106	<i>Patrón de fuerzas laterales en la dirección X-AENL</i>	136
Figura 107	<i>Grupo 1: a) Distrib. F. proporcional a CV en el eje Y</i>	137
Figura 108	<i>Grupo 1: b) Distrib. F. proporcional a F.M.F en el eje Y</i>	138

Figura 109	<i>Grupo 1: c) Distrib. Proporcional a fuerzas de piso en el eje Y</i>	138
Figura 110	<i>Grupo 2: d) Distrib. de F. proporcional a la masa del eje Y</i>	139
Figura 111	<i>Cargas laterales, entre la masa y forma modal 1 en el eje Y</i>	139
Figura 112	<i>Patrón de fuerzas laterales en la dirección Y-AENL</i>	140
Figura 113	<i>Método el GI e ingreso de las fuerzas laterales en X y Y</i>	140
Figura 114	<i>Método el GI e ingreso de las fuerzas laterales en X</i>	141
Figura 115	<i>Método el GI e ingreso de las fuerzas laterales en Y</i>	141
Figura 116	<i>Fuerzas laterales en la estructura en el eje X</i>	142
Figura 117	<i>Fuerzas laterales en la estructura en el eje Y</i>	142
Figura 118	<i>Caso de Carga Gravitacional No lineales de la estructura</i>	143
Figura 119	<i>Caso de Carga Gravitacional No lineales de la estructura</i>	143
Figura 120	<i>Datos del caso de carga PUSH X</i>	144
Figura 121	<i>Datos del caso de carga PUSH Y</i>	144
Figura 122	<i>Aplicación de control de cargas del AENL dirección X</i>	145
Figura 123	<i>Aplicación de control de cargas del AENL dirección Y</i>	146
Figura 124	<i>Definiendo la combinación de carga y el envolvente PUSH</i>	147
Figura 125	<i>Definiendo los datos de combinación de carga ENVOL.PUSH</i>	147
Figura 126	<i>Def. de las rótulas en vigas parte 1</i>	148
Figura 127	<i>Def. de las rótulas en vigas parte 2</i>	149
Figura 128	<i>Def. de las rótulas en vigas parte 3</i>	150
Figura 129	<i>Def. de las rótulas en vigas parte 4</i>	151
Figura 130	<i>Rótulas P. en vigas en los niveles de la estructura.</i>	152

Figura 131	<i>Asignación de datos de rótulas en vigas</i>	152
Figura 132	<i>Criterios de aceptación numérica en vigas</i>	153
Figura 133	<i>Datos de propiedades para rótula B454H1-Momento M3</i>	153
Figura 134	<i>Rótulas P. en columnas en los niveles de la estructura</i>	154
Figura 135	<i>Rótulas P. en vigas en los niveles de la estructura</i>	154
Figura 136	<i>Datos de asignación de rótulas plásticas en columnas</i>	155
Figura 137	<i>Criterios de aceptación numérica en columnas</i>	155
Figura 138	<i>Propiedades para rótula C1H1-interacción P-M2-M3</i>	156
Figura 139	<i>Rótulas en muros estructurales en los niveles de la estructura</i>	157
Figura 140	<i>Asignación de rótulas plásticas en muros</i>	157
Figura 141	<i>Criterios de aceptación numéricos en muros estructurales</i>	158
Figura 142	<i>Gráfica de momento rotación de vigas</i>	159
Figura 143	<i>Gráfica de momento rotación de vigas y columnas</i>	160
Figura 144	<i>Gráfica de momento rotación de muros estructurales</i>	161
Figura 145	<i>Resultados final del ingreso de rótulas plásticas</i>	162
Figura 146	<i>Rótulas plásticas todos los niveles de la estructura</i>	162
Figura 147	<i>Respuestas para rótula B454H14</i>	163
Figura 148	<i>Respuestas para rótula C142H3</i>	164
Figura 149	<i>Curva capacidad idealizada (ASCE/SEI 41-13, 2014)</i>	165
Figura 150	<i>Curva de capacidad dirección X-X</i>	165
Figura 151	<i>Cortante vs Monitoreo de desplaz. en la dirección X</i>	166
Figura 152	<i>Curva de capacidad dirección Y-Y</i>	166

Figura 153	<i>Cortante vs Monitoreo de desplaz. en la dirección Y</i>	167
Figura 154	<i>Nivel de amenaza sísmica según Visión 2000</i>	169
Figura 155	<i>Nivel de amenaza sísmica según ASCE-SEI 41-13</i>	170
Figura 156	<i>Nivel de amenaza sísmica según ATC-40</i>	171
Figura 157	<i>Espectr. de demanda Visión 2000</i>	172
Figura 158	<i>Espectr. de demanda ATC-40</i>	172
Figura 159	<i>Espectr. de demanda ASCE-SEI-41-13</i>	173
Figura 160	<i>Conversión Curva de capacidad a formato ADRS-ATC-40</i>	174
Figura 161	<i>Gráfica cortante vs desplazamiento-dirección X-ETABS</i>	175
Figura 162	<i>Gráfica formato ADRS (Sa-Sd) en la dirección X de ETABS</i>	175
Figura 163	<i>Gráfica Cortante-Desplazamiento en la dirección Y de ETABS</i>	176
Figura 164	<i>Gráfica formato ADRS (Sa-Sd) en la dirección Y de ETABS</i>	176
Figura 165	<i>Espectro curva capacidad dirección X</i>	177
Figura 166	<i>Espectro curva capacidad dirección Y</i>	177
Figura 167	<i>Conversión del Espectr.Rta a formato ADRS, ATC-40</i>	178
Figura 168	<i>Rpta elástica de estructuras</i>	179
Figura 169	<i>Rpta inelástica de Estructuras, ATC-40</i>	180
Figura 170	<i>Espectros de demanda Visión 2000</i>	181
Figura 171	<i>Gráficas de espectros de demanda Visión 2000</i>	182
Figura 172	<i>Punto de Desempeño Estructural</i>	183
Figura 173	<i>Espectr. Rta modificado MADRS con Tsec, FEMA 440</i>	186
Figura 174	<i>Desplaz. Estimado-Iteración Directa Proced. A</i>	188

Figura 175	<i>Desplaz. Máximo Estimado-Iteración Directa Proced. B</i>	189
Figura 176	<i>Desplaz. Máximo Estimado-Iteración Directa Proced. C</i>	190
Figura 177	<i>Coef. de amortiguamiento efectiva parte 1</i>	190
Figura 178	<i>Coef. de amortiguamiento efectiva parte 2</i>	191
Figura 179	<i>Curva idealizada fuerza-desplazamiento (FEMA 440, 2005)</i>	193
Figura 180	<i>Resultados del desplazamiento PUSH en el eje X</i>	195
Figura 181	<i>Generaciones de las primeras rótulas plásticas en el eje X</i>	195
Figura 182	<i>Resultados del desplazamiento PUSH en el eje Y</i>	198
Figura 183	<i>Generaciones de las primeras rótulas plásticas en el eje Y</i>	199
Figura 184	<i>P.D.- FEMA 440 para un sismo de diseño frecuente en X</i>	200
Figura 185	<i>P.D.-FEMA 440 para un sismo de diseño ocasional en X</i>	201
Figura 186	<i>P.D.-FEMA 440 para un sismo de diseño raro en X</i>	201
Figura 187	<i>P.D.-FEMA 440 para un sismo de diseño muy raro en X</i>	202
Figura 188	<i>P.D.- FEMA 440 para un sismo de diseño frecuente en Y</i>	202
Figura 189	<i>P.D.-FEMA 440 para un sismo de diseño ocasional en Y</i>	203
Figura 190	<i>P.D.- FEMA 440 para un sismo de diseño raro en Y</i>	203
Figura 191	<i>P.D.-FEMA 440 para un sismo de diseño muy raro en Y</i>	204
Figura 192	<i>P.D.-ASCE 41-13 para un sismo de diseño frecuente en X</i>	204
Figura 193	<i>P.D.-ASCE 41-13 para un sismo de diseño ocasional en X</i>	205
Figura 194	<i>P.D.-ASCE 41-13 para un sismo de diseño raro en X</i>	205
Figura 195	<i>P.D.- ASCE 41-13 para un sismo de diseño muy raro en X</i>	206
Figura 196	<i>P.D.-ASCE 41-13 para un sismo de diseño frecuente en Y</i>	206

Figura 197	<i>P.D.-ASCE 41-13 para un sismo de diseño ocasional en Y</i>	207
Figura 198	<i>P.D.-ASCE 41-13 para un sismo de diseño raro en Y</i>	207
Figura 199	<i>P.D.-ASCE 41-13 para un sismo de diseño muy raro en Y</i>	208
Figura 200	<i>Registros para el T.H. Red Acelerográfica del CISMID</i>	208
Figura 201	<i>Series de tiempo</i>	209
Figura 202	<i>Aplicando la corrección de la línea base y filtro</i>	209
Figura 203	<i>Espectro Amplitud según Fourier</i>	210
Figura 204	<i>Respuesta espectral elástica/inelástica</i>	210
Figura 205	<i>Parámetros de movimiento del suelo</i>	211
Figura 206	<i>Sismo escalado Ica 2007-NS</i>	211
Figura 207	<i>Sismo escalado Ica 2007-EW</i>	212
Figura 208	<i>Sismo escalado Lima 1996-NS</i>	212
Figura 209	<i>Sismo escalado Lima 1996-EW</i>	213
Figura 210	<i>Sismo escalado Lima 1974-NS</i>	213
Figura 211	<i>Sismo escalado Lima 1974-EW</i>	213
Figura 212	<i>Nivel de desempeño VISION 2000 - Dirección X-X</i>	214
Figura 213	<i>Nivel de desempeño VISION 2000 - Dirección Y-Y</i>	215
Figura 214	<i>Nivel de desempeño ASCE-SEI41-13 - Dirección X-X</i>	216
Figura 215	<i>Nivel de desempeño ASCE-SEI41-13 - Dirección Y-Y</i>	217
Figura 216	<i>Nivel de desempeño ATC40 - Dirección X-X</i>	218
Figura 217	<i>Nivel de desempeño ATC40 - Dirección Y-Y</i>	219
Figura 218	<i>Definición de casos de carga para ATHL</i>	220

Figura 219	<i>Datos de carga para el sismo Lima 1966 para el ATHL</i>	220
Figura 220	<i>Datos de carga para el sismo Lima 1974 para el ATHL</i>	220
Figura 221	<i>Datos de carga para el sismo Ica 2007 para el ATHL</i>	221
Figura 222	<i>Ingreso de datos de carga para el R=1, ATHL</i>	221
Figura 223	<i>Resultados del Análisis Tiempo Historia Lineal en XX</i>	221
Figura 224	<i>Resultados del Análisis Tiempo Historia Lineal en YY</i>	222
Figura 225	<i>Determinando el Sismo para el Diseño en el ATHNL en X y Y</i>	222
Figura 226	<i>Sismo X, Casos de carga para Análisis THNL</i>	223
Figura 227	<i>Sismo X, ATHNL</i>	223
Figura 228	<i>Pseudo Spectral acceleration PSA en X, ATHNL</i>	224
Figura 229	<i>Sismo Y, Casos de carga para Análisis THNL</i>	224
Figura 230	<i>Sismo Y, ATHNL</i>	225
Figura 231	<i>Pseudo Spectral acceleration PSA en Y, ATHNL</i>	225
Figura 232	<i>Resultados de Análisis tiempo historia No lineal</i>	226
Figura 233	<i>Prueba de Kolmogórov-Smirnov para una muestra</i>	227
Figura 234	<i>Rangos promedio de los desplazamientos</i>	227
Figura 235	<i>Estadísticos de prueba</i>	227
Figura 236	<i>Operacionalización de Variables</i>	243
Figura 237	<i>Matriz de consistencia</i>	244
Figura 238	<i>Plano de ubicación de calicatas</i>	246
Figura 239	<i>Plano en planta y secciones AA-BB</i>	247
Figura 240	<i>Plano Perfil estratigráficos AA-BB</i>	248

Figura 241 <i>Plano Geológico Local de Ayacucho</i>	249
Figura 242 <i>Tomas fotográficas de la exploración de suelos</i>	250

Resumen

La tesis tiene como objetivo principal evaluar el desempeño sísmico del Centro de Salud de Conchopata en Ayacucho, utilizando el análisis estático no lineal pushover y el análisis tiempo historia para determinar su comportamiento ante diferentes niveles de amenaza sísmica. El alcance de la investigación se centra en el análisis estructural del mencionado centro de salud, aplicando métodos que permiten una evaluación rápida y efectiva. La metodología empleada incluye el modelamiento en el software ETABS, análisis estático y dinámico, y la utilización de modelos constitutivos no lineales para el concreto y el acero, así como el cálculo del punto de desempeño mediante métodos del espectro de capacidad y coeficientes de desplazamiento. Los resultados alcanzados revelan que la estructura cumplió con los niveles de desempeño y objetivos para el sismo de diseño según la VISIÓN 2000, ASCE/SEI 41-13 y el ATC 40, evidenciando un comportamiento adecuado ante solicitaciones sísmicas. En conclusión, el centro de salud de Conchopata, constituido con pórticos de concreto armado, ha logrado un desempeño sísmico ACEPTABLE en ambas direcciones (X, Y) según la norma peruana E.030 y los códigos de diseño del FEMA. Donde su capacidad estructural del C.S. de Conchopata NO fue superada por la demanda en ambas direcciones de análisis (X, Y). La rigidez lateral aumentó significativamente con el reforzamiento de la estructura; reduciendo el tiempo de vibración y las derivas máximas de piso; cumpliéndose con los objetivos de desempeño para la estructura del C.S. de Conchopata, adicional a ello, como complemento y a manera de comparación se realizó el análisis Tiempo Historia en la estructura del C.S. de Conchopata. Finalmente recomendamos la aplicación de la investigación en el análisis de Desempeño Sísmico de Centros de Salud mediante el Análisis Estático no lineal Pushover y Tiempo Historia como método de evaluación rápida.

Palabra clave: Sismo de diseño, Espectro de capacidad, Curvas de capacidad, Niveles de amenaza sísmica, Pushover y Tiempo Historia.

Abstract

The main objective of this thesis is to evaluate the seismic performance of the Conchopata Health Center in Ayacucho, using nonlinear static pushover analysis and time history analysis to determine its behavior under different levels of seismic threat. The scope of the research focuses on the structural analysis of the aforementioned health center, applying methods that allow a rapid and effective evaluation. The methodology used includes modeling in the ETABS software, static and dynamic analysis, and the use of nonlinear constitutive models for concrete and steel, as well as the calculation of the performance point using capacity spectrum methods and displacement coefficients. The results obtained reveal that the structure met the performance levels and objectives for the design earthquake according to VISION 2000, ASCE/SEI 41-13 and ATC 40, evidencing adequate behavior under seismic loads. In conclusion, the Conchopata Health Center, made up of reinforced concrete frames, has achieved ACCEPTABLE seismic performance in both directions (X, Y) according to the Peruvian standard E.030 and the FEMA design codes. Where its structural capacity of the Conchopata S.C. was NOT exceeded by the demand in both analysis directions (X, Y). The lateral stiffness increased significantly with the reinforcement of the structure; reducing the vibration time and the maximum floor drifts; meeting the performance objectives for the structure of the Conchopata S.C. In addition, as a complement and for comparison, the Time History analysis was carried out on the structure of the Conchopata S.C. Finally, we recommend the application of the research in the analysis of Seismic Performance of Health Centers through the Nonlinear Static Pushover Analysis and Time History as a rapid evaluation method.

Keyword: Design earthquake, Capacity spectrum, Capacity curves, Seismic hazard levels, Pushover and Time History.

Introducción

En zonas sísmicas como Ayacucho, el desempeño sísmico de estructuras es de vital importancia, especialmente en proyectos de salud donde la seguridad, la resiliencia y estabilidad ante eventos sísmicos son cruciales. En este contexto, se plantea la necesidad de utilizar metodologías avanzadas como el A.E. No lineal Push Over y tiempo historia para evaluar de manera precisa la capacidad de respuesta de los edificios de salud ante sismos.

El presente estudio tiene como propósito principal verificar el nivel de desempeño sísmico en proyectos de salud en Ayacucho mediante el A.E. No lineal Push Over y tiempo historia como métodos de evaluación rápida. Para lograr este propósito, se plantean objetivos específicos que incluyen la definición de la linealidad y no linealidad física los materiales, la determinación de la Curva de Capacidad con el método Push Over, el análisis del espectro de capacidad con el método tiempo historia, entre otros aspectos fundamentales.

La relevancia de este estudio radica en la necesidad de garantizar la seguridad de las estructuras de salud en zonas sísmicas, como Ayacucho, donde la vulnerabilidad ante eventos sísmicos puede tener consecuencias devastadoras. Al establecer niveles de desempeño sísmico y utilizar metodologías avanzadas de evaluación, se busca mejorar la resiliencia de los edificios de salud y proteger la vida de quienes dependen de estos servicios.

La tesis se encuentra estructurada en varios capítulos permitiéndonos abordar de manera sistemática y coherente el análisis del desempeño sísmico del C.S. de Conchopata y se presenta de la forma siguiente. En el **Capítulo I**, se presenta el problema, incluyendo su formulación y justificación, así como los objetivos generales y específicos de la investigación. El **Capítulo II** se dedica al marco teórico, donde se revisan antecedentes relevantes, se definen conceptos clave y se explican las bases teóricas del AENL y del ATH. En el **Capítulo III**, se detalla el marco metodológico, que incluye la hipótesis de la investigación, la operacionalización de variables, así

como las técnicas e instrumentos de recolección de datos. Finalmente, el **Capítulo IV** presenta los resultados obtenidos, la discusión de los mismos, y las conclusiones y recomendaciones pertinentes.

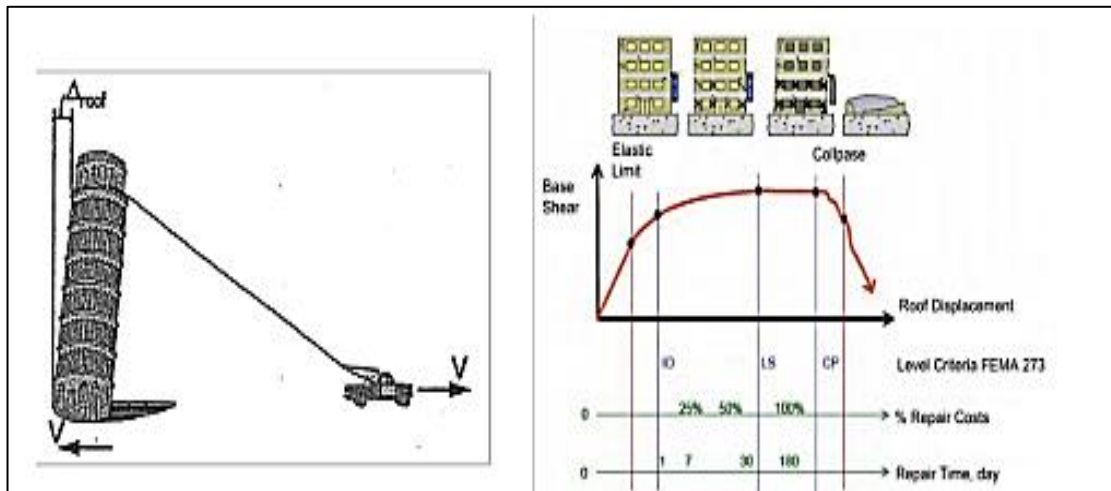
Capítulo I. El Problema

1.1 Planteamiento del Problema

La técnica más precisa, pero extremadamente compleja es el ADNL, ya que considera todo tipo de No linealidad además que requiere datos históricos de movimientos del suelo en el tiempo para simular el efecto dinámico, la obtención de estos datos muchas veces es un impedimento para la aplicación del análisis no lineal de muchas regiones del Perú, Ayacucho no es ajeno a ello. Sin embargo, ante ello se presenta la técnica Pushover estático No lineal una alternativa técnica, directa, rápida para resolver los problemas de desempeño en los proyectos de salud en Ayacucho, 2024, permitiéndonos conocer el comportamiento último de los materiales usados en la edificación de manera más eficiente y con ello estimar su capacidad y ductilidad de la estructura de la forma más real posible.

Figura 1

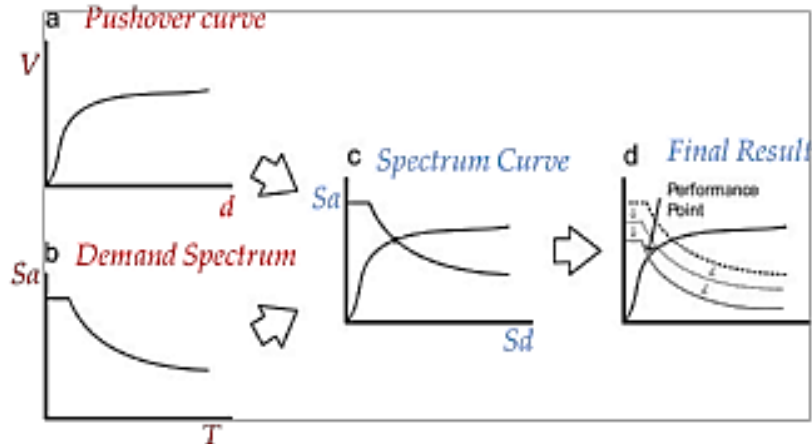
Análisis Pushover



Nota. Análisis Pushover (Suwondo & Alama, 2020)

Figura 2

Paso a paso de Curva Capacidad



Nota. Curva Capacidad (Suwondo & Alama, 2020)

1.2 Formulación del Problema

1.2.1 Problema General

- ¿Cuál es el nivel de desempeño sísmico mediante el análisis estático No lineal Push Over y Tiempo historia como método de evaluación rápida en los proyectos de salud en Ayacucho, 2024?

1.2.2 Problema Específicos

- ¿De qué manera la linealidad, No linealidad física de materiales en los proyectos de salud en Ayacucho, será un factor determinante en el análisis por desempeño sísmico en los proyectos de salud en Ayacucho, ¿2024?
- ¿Será posible elaborar Curva Capacidad con el Mét. no lineal de Push Over en los proyectos de salud en Ayacucho, 2024?
- ¿Será posible determinar el punto de Desempeño de Curva Capacidad con el método no lineal Push Over como método de estimación en los proyectos de salud en Ayacucho, 2024?

- ¿Será posible establecer los niveles de desempeño de Curva Capacidad con el Mét. no lineal de Push Over en la evaluación por desempeño sísmico en los proyectos de salud en Ayacucho, 2024?

1.3 Justificación de la Investigación

1.3.1 Técnica

- Con el uso de la metodología de A.E. No lineal Push Over y la historia del tiempo, El propósito de esta investigación es evaluar el nivel de desempeño estructural de un edificio fundamental propuesto como Proyecto para un centro de salud en Ayacucho.

1.3.2 Científica

- Proponer incluir una metodología que incluya estándares y parámetros para el análisis estático no lineal incremental basado en análisis práctico de rendimiento transitorio.

1.3.3 Social

- Porque al desarrollar una metodología de predicción del comportamiento sísmico de una estructura significativa, no solo mejoramos el comportamiento de las estructuras ante un evento sísmico, sino que también optimizamos los materiales utilizados en el diseño de estas estructuras. Como resultado, el diseño se vuelve más efectivo y realista.

1.4 Objetivos de la Investigación

1.4.1 Objetivos Generales.

- Verificar el nivel de desempeño sísmico mediante el A.E. No lineal Push Over y Tiempo historia como método de evaluación rápida en los proyectos de salud en Ayacucho, 2024.

1.4.2 Objetivos Específicos.

- Definir la linealidad, no linealidad física los materiales como diseño estructural convencional en los proyectos de salud en Ayacucho, 2024.
- Elaborar la Curva Capacidad con el método no lineal de Push Over en los proyectos de salud en Ayacucho, 2024.
- Determinar el punto de desempeño de Curva Capacidad con el Mét. no lineal de Push Over y el tiempo histórico como método estimación en los proyectos de salud en Ayacucho, 2024.
- Establecer los niveles de desempeño de Curva Capacidad con el Mét. No lineal de Push Over en los proyectos de salud en Ayacucho, 2024.

Capítulo II. Marco Teórico

2.1 Antecedentes de la Investigación

(John et al., 2020) Las evaluaciones en esta investigación denominada: “Análisis Pushover para diseño sísmico basado en desempeño” que presenta una sencilla técnica de análisis Pushover basada en computadora para el diseño basado en el desempeño de estructuras de edificios sujetas a cargas sísmicas. La técnica se basa en el método de desplazamiento convencional del análisis elástico. Mediante el uso de un "factor de plasticidad" que mide el grado de plastificación, las matrices de rigidez elástica y geométrica estándar para elementos de estructura (vigas, columnas, etc.) se modifican progresivamente para tener en cuenta el comportamiento elastoplástico no lineal bajo cargas de gravedad constantes y cargas laterales que aumentan de forma incremental. El modelo de comportamiento tiene en cuenta la inelasticidad del material debido a estados de tensión individuales y combinados, y proporciona la capacidad de monitorear la plastificación progresiva de elementos de estructura y sistemas estructurales bajo una intensidad creciente de movimiento del suelo por terremoto.

(Pierre & Hidayat, 2020) En su investigación denominada: " Comportamiento sísmico de estructuras de hormigón armado con análisis Pushover" presenta un edificio propenso a colapsar bajo la carga sísmica. Cuando ocurre un terremoto, el estado del comportamiento del edificio de inelástico, por ello que se propone evaluaciones para estimar la condición de inelasticidad en edificios. Los terremotos se analizan mediante análisis de tensión no estática y el comportamiento de colapso de la estructura en suelo con alta sismicidad. El programa utilizado para su desarrollo fue el software SAP 2000 utilizada para el análisis y evaluación de estructuras no elásticas. El desplazamiento total y la presión negativa total obtenida como resultados en las direcciones X e Y están en la categoría de nivel constante (IO) (el valor máximo del desplazamiento del edificio $0,00047 < 0,005$).

(Handana et al., 2020) El método utilizado en su investigación: “Evaluación del desempeño de la estructura del edificio existente con análisis Pushover” fue sin duda el Análisis Pushover, en la gestión de la infraestructura de la construcción, durante el período de construcción de los edificios, los daños comunes a los edificios como resultado de varias razones, son comunes los terremotos. El edificio está planeado para funcionar durante una cierta vida útil. Pero durante cierta vida útil, el edificio es vulnerable a daños debido a varias cosas. Cualquier daño al cultivo se puede detectar lo antes posible, porque el daño podría propagarse, desencadenar y agravar el último. El concepto más nuevo de ingeniería sísmica es la ingeniería sísmica basada en el rendimiento (PBEE). PBEE se divide en dos, a saber, el diseño sísmico basado en el rendimiento (PBSD) y la evaluación sísmica basada en el rendimiento (PBSE). La evaluación en PBSE es uno de los cuales es el análisis de empuje no lineal. El análisis de empuje es un AENL donde la influencia del plan de terremoto en la estructura del edificio se considera como cargas estáticas atrapadas en el C.M. de cada piso, que se aumentaron gradualmente hasta que la carga provocó la fusión (bisagra plástica) primero dentro de la estructura del edificio, luego la carga aumenta aún más los cambios de formas de gran tamaño postclásicos hasta alcanzar la condición de elástico. Luego siguió la fusión (bisagra de plástico) en el lugar de la otra estructura.

(Saeid Foughi a, 2020) En este estudio denominado: “Investigación del comportamiento no lineal de muros de corte de hormigón armado de alta ductilidad”, el comportamiento NLM de cortante de Hormigón Armado dúctil (RC) se investigaron analíticamente diferentes parámetros. El propósito de este Estudio es determinar la relación de refuerzo longitudinal y las relaciones de refuerzo transversal. Relaciones momento-curvatura y fuerza lateral-desplazamiento máximo lateral de muros de cortante de hormigón armado.

(Li et al., 2020) Los Métodos de Diseño Sísmico basados en su investigación: “Comparación de análisis dinámicos y de empuje estático utilizando un experimento de mesa vibratoria en un edificio de hormigón armado”, respaldan la filosofía de D.S.

basada en el rendimiento conocida como la teoría de diseño sísmico más avanzada. Este artículo explora un tipo común de puentes irregulares-continuos y estudia la predicción de su demanda de desplazamiento elastoplástico, se basa en un nuevo método estático no lineal. Para lograr la operación de diseño sísmico basado en desplazamiento, existen ventajas. Se analizan tres puentes continuos irregulares para avanzar en el sistema SDOF equivalente, construir el Espec. de Capacidad y el Espec. inelástico, y generar el nuevo AENL. El enfoque propuesto se utiliza para simplificar la predicción de la demanda de desplazamiento elastoplástico y se valida mediante análisis paramétrico. El nuevo procedimiento ENL también se utiliza para lograr el procedimiento de diseño sísmico basado en el desplazamiento. Se prueba con un ejemplo para obtener resultados que muestran que después de varias combinaciones del Espectro de Capacidad (obtenido mediante un Análisis Pushover) y el Espec. de demanda inelástica, se puede lograr el diseño sísmico simplificado basado en el desplazamiento de los puentes continuos irregulares comunes. Mediante este diseño, el Perjuicio Sísmico en las estructuras se controla de manera efectiva.

(Inamasu & Lignos, 2022) En su investigación denominada: “Modelado de elementos finitos y comportamiento de conexiones de bases de columnas empotradas disipativas bajo carga cíclica”. Las observaciones de terremotos anteriores indican que las bases de columnas empotradas (ECB) en marcos de acero resistentes a momentos (MRF) exhibieron deformaciones inelásticas mientras estaban diseñadas para no disipar. En consecuencia, la cantidad de daño inelástico concentrado en las respectivas columnas MRF de acero de extremo fijo se alivió un poco. Acortamiento axial de columna Marcos de acero resistentes a momento estabilidad de la columna. Esta interacción no lineal se examina mediante simulaciones paramétricas de elementos finitos continuos (CFE) de dimensiones mixtas validadas con los datos experimentales disponibles a gran escala. Los parámetros examinados son la resistencia máxima a la flexión del ECB, su capacidad de deformación plástica y su rigidez elástica.

(Hammal et al., 2020) La predicción de la demanda sísmica no lineal propuesta de investigación denominada: “Predicción de espectros de respuesta inelástica basada en redes neuronales” para un nivel de peligro dado sigue siendo una tarea desafiante para la evaluación del riesgo sísmico. Este artículo presenta un modelo de predicción del movimiento del suelo (GMPE) para la estimación eficiente de los Espectros de Respuesta inelástica de sistemas de un 1gdl (SDOF) amortiguados al 5%, con comportamiento histérico elástico perfectamente plástico en términos de parámetros sismológicos y propiedades estructurales. El modelo se desarrolló utilizando una red neuronal artificial (ANN) con un algoritmo de aprendizaje de retro propagación (BP), por medio de 200 registros recopilados de la base de datos KiK-Net. El modelo propuesto genera un espectro de respuesta inelástica expresado por 21 valores de amplitudes de desplazamiento para un conjunto de entrada compuesto por tres parámetros del sismo: magnitud del momento, profundidad y distancia de la fuente al sitio; un parámetro del sitio, la velocidad de la onda de corte; y un parámetro estructural, el factor de reducción de resistencia. El desempeño del modelo de red neuronal muestra una buena concordancia entre los valores predichos y calculados de los espectros de respuesta inelástica

(Norman & Calmunger, 2021) propone en su investigación: “Un método de evaluación de la fluencia acelerada basado en la partición de deformación inelástica y pruebas de velocidad de deformación lenta “, propone y evalúa un nuevo método de evaluación de fluencia acelerada para evaluar el rendimiento de fluencia de metales y aleaciones a partir de ensayos de tracción a alta temperatura, es decir, ensayo de tasa de deformación lenta (SSRT). El método consiste en descomponer la deformación inelástica en una componente plástica y de fluencia mediante la adopción de supuestos generales sobre el comportamiento de deformación inelástica de los materiales, formulados utilizando un formalismo de variable de estado y verificados mediante ensayos de tracción con tiempos de permanencia intermedios a tensión constante.

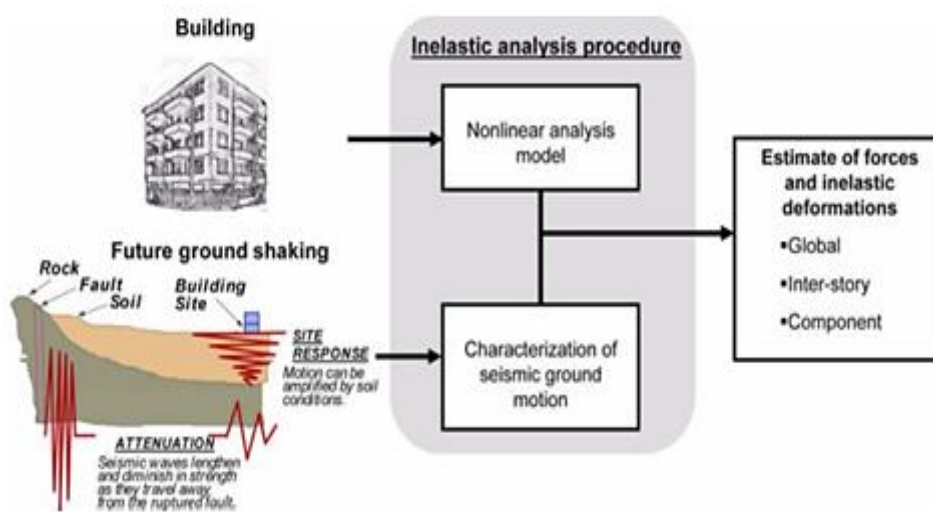
2.2 Bases Teóricas

2.2.1 Procedimiento del análisis sísmico inelástico

El análisis sísmico inelástico se utiliza en la evaluación y diseño de estructuras para predecir su comportamiento ante futuros sismos y de esta manera estimar la cantidad de deformación y deflexión. El diseño por desempeño describe el daño de los componentes estructurales y no estructurales. El nivel de detalle del modelo estructural y la señal sísmica determina la diferencia que existe entre los distintos tipos de análisis no lineal.

Figura 3

Procedimiento para un análisis inelástico



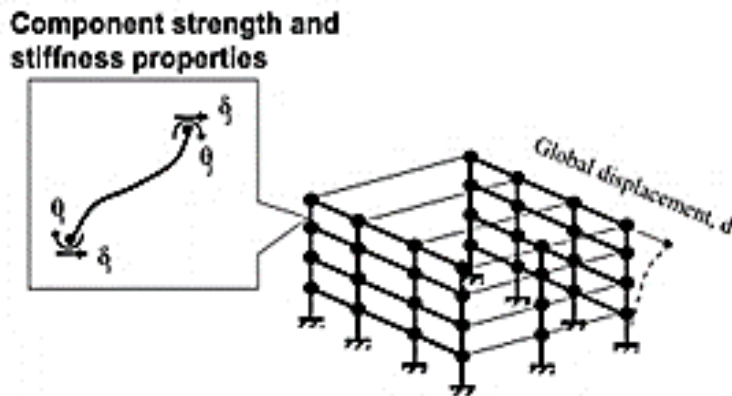
Nota. FEMA 440-Procedimiento para un análisis inelástico

2.2.2 Modelo Estructural

El modelo estructural escogido depende de los requisitos de diseño sísmico, el tipo de estructura, la ubicación del proyecto, los códigos y criterios de diseño sísmico.

Figura 4

Modelo estructural inelástico 3D-FEMA 440



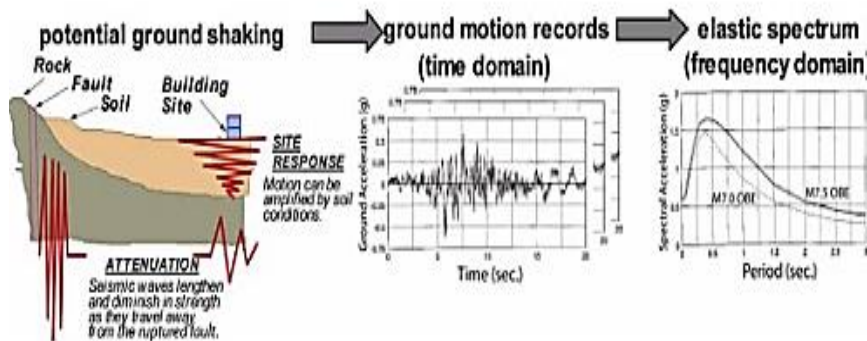
Nota. FEMA 440-Modelo estructural inelástico 3D

2.2.3 Características del movimiento sísmico del suelo

La amplitud, la fase y el contenido de frecuencia se ven afectados por las características del origen de un terremoto (magnitud, mecanismo de ruptura, orientación del plano de falla con respecto al sitio). Además, la atenuación, que ocurre cuando las ondas sísmicas se propagan a través de la roca desde el origen hasta el sitio, y los efectos locales del sitio, afectan las características del temblor. La Figura 5 ilustra cómo el tipo de temblor del suelo se ve afectado por la fuente, la atenuación y los efectos del sitio. Esto se puede ver en los registros de movimiento del suelo, así como en los gráficos de aceleración, velocidad y desplazamiento en función del tiempo de un punto en la superficie del suelo. Los espectros son una forma de registrar el movimiento del suelo.

Figura 5

Factores que afectan y caracterizaciones de los sismos



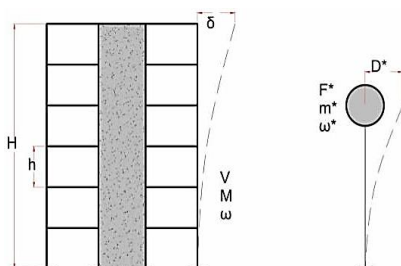
Nota. FEMA 440-Factores que afectan y caracterizaciones de los sismos

2.2.4 Relación entre un sistema de varios gdl y de un gdl.

Los sistemas de 1gdl se utilizan para aproximar el análisis de los sistemas de múltiples gdl (mgdl) que responden no sólo en la región elástica sino también en la inelástica. La altura H y el desplazamiento del techo $\delta(t)$, la frecuencia circular ω y el procedimiento mostrado en la Figura 6 para el sistema mgdl están relacionados con el sistema 1gdl correspondiente marcado con "*". Esto sugiere el uso de una estructura apropiada de 1gdl para aproximar el análisis de respuesta inelástica del edificio.

Figura 6

Gráfica de mgdl y sistema 1gdl



Nota. Estructura de 1gdl equivalente para analizar de manera aproximada la respuesta inelástica de un edificio (Saiidi y Sozen, 1981).

2.2.5 Espectro de capacidad (Propuesto por Fajfar, 1999)

El método que relaciona:

$$Q = \Gamma Q^*$$

Donde:

Masa de un sistema de 1gdl = m^*

Desplazamiento = D^*

Resistencia = F^*

Parámetros del Sistema de 1gdl = Q^*

Parámetros del Sistema de varios grados de libertad (mgdl) = Q

Cortante Basal = V

El método supone que el período base y la flexibilidad total del desplazamiento del edificio es igual al período de desplazamiento y la flexibilidad del correspondiente sist. de un solo 1gdl.

En el análisis Pushover las fuerzas laterales por nivel, que representan a las fuerzas inerciales por sismo, siga la forma de vector:

$$\{R(t)\} = [M] \{ \emptyset \} A(t) \quad (1)$$

Γ = factor de participación equivalente:

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \sum \emptyset}{\sum m_i \sum \emptyset^2} \quad (2)$$

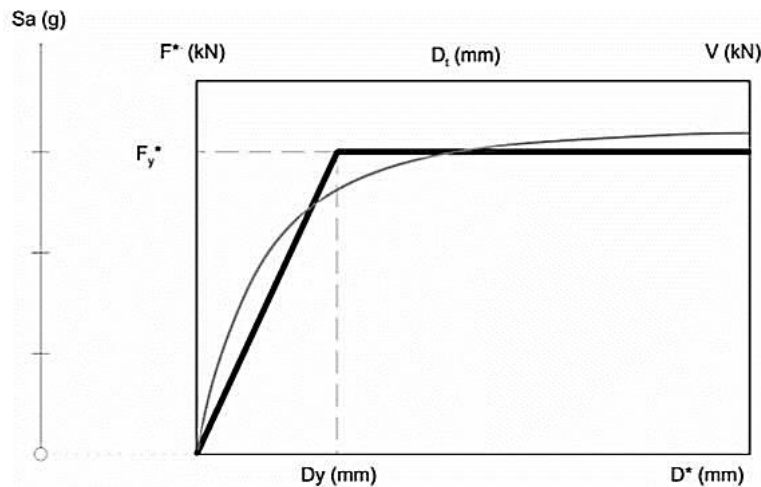
m^* = masa del sistema de 1gdl equivalente:

$$m^* = \sum_{i=1}^n m_i \phi_i \quad (3)$$

Análisis Pushover de la edificación se obtiene la curva cortante basal desplazamiento de la azotea, V-Dt, como se muestra en la Figura 7.

Figura 7

Curva V-Dt elastoplástica, del análisis Pushover



Nota. Curva Cortante Basal desplazamiento de la azotea, V-Dt-Análisis Pushover (Saiidi y Sozen, 1981).

El siguiente paso del mét. es representar la curva de desplazamiento como una curva elastoplástica. Para hacerlo más simple, se ignora el endurecimiento por deformación. Por otra parte, es que los códigos de diseño sísmico utilizan estos tipos de curvas para determinar el espectro de diseño. El límite elástico F_y^* y el desplazamiento elástico D_y correspondientes del sistema Q^* , como se muestra en la Figura 7, se obtienen de la curva elástico-plástica anterior usando la ecuación (1), es decir, dividir V_y por Γ y D_y , entre Γ .

T^* del sistema de 1gdl, es equivalente:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* D^*}{F^*}} \quad (4)$$

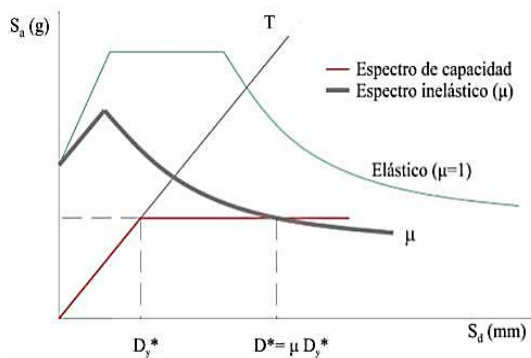
Los requisitos de resistencia deberían expresarse preferentemente como espectros de respuesta inelástica y compararse con las curvas de capacidad. Para hacer esto, la fuerza F^* debe distribuirse en la curva de capacidad F^*-D^* del sistema 1gdl correspondiente, como se muestra en la Figura 8, la demanda inelástica en forma de aceleración y desplazamiento corresponde a la intersección de los espectros de capacidad y demanda, donde se deben cumplir las siguientes condiciones:

$$D^* = \mu D_y^* \quad (5)$$

Además, dado que las relaciones S_a y S_d corresponden al período T en la región elástica, la pendiente de rigidez inicial de la curva de capacidad que se muestra en la Fig. 8 le corresponde el periodo T indicado en el mismo.

Figura 8

Espectro de Capacidad y de Demanda



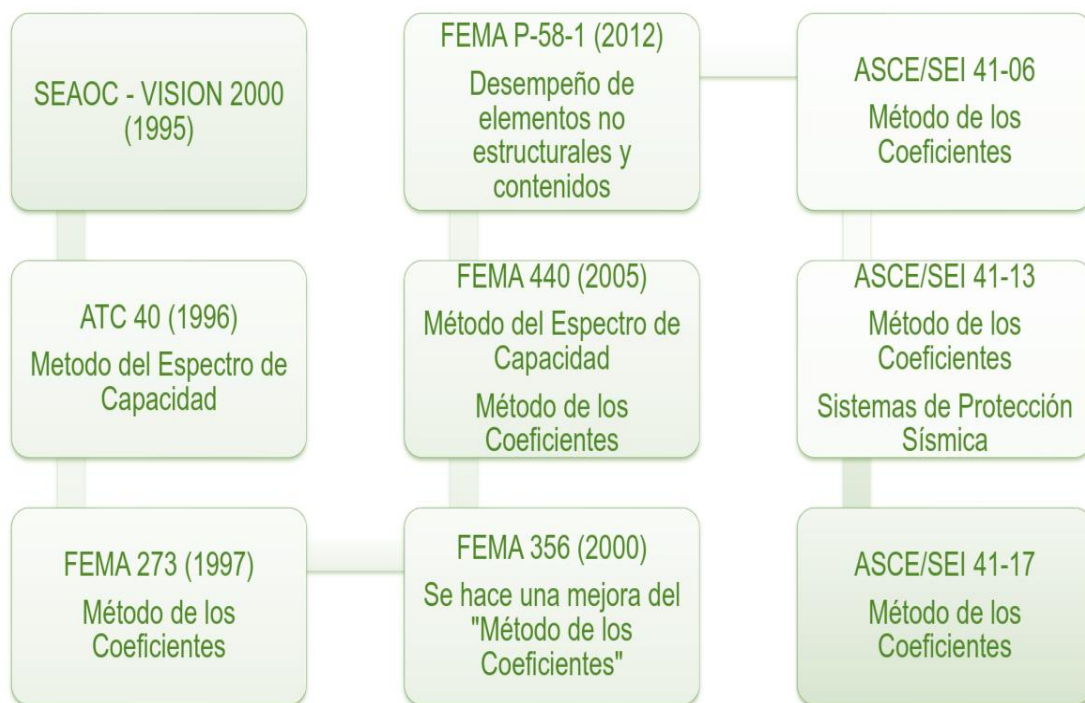
Nota. Espectro de Capacidad y de Demanda (Saiidi y Sozen, 1981).

2.2.6 Evolución en el tiempo del diseño por desempeño sísmico

El proceso de evolución de las normativas en el diseño por desempeño sísmico es como sigue:

Figura 9

Evolución del diseño basado en desempeño



Nota. Imagen generada por la empresa DIESCON ingenieros

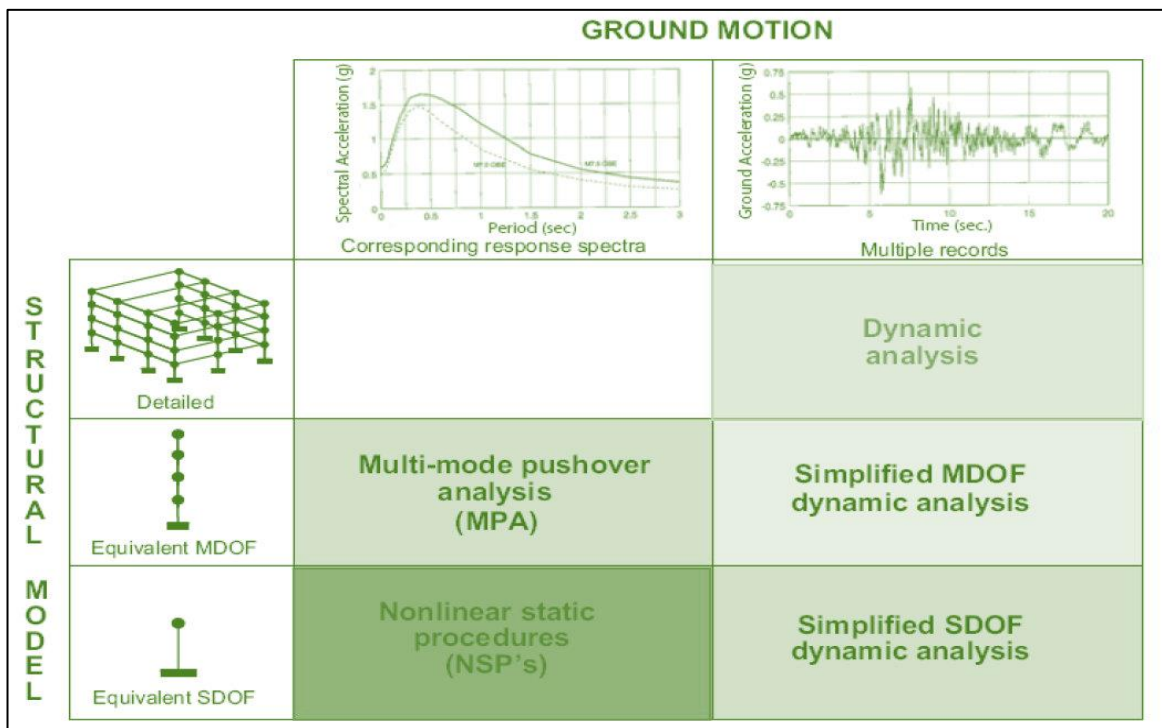
2.2.7 Opciones para el análisis inelástico

Una variedad de combinaciones de tipos de modelos estructurales y caracterizaciones de movimiento sísmico dan como resultado una amplia gama de opciones para el análisis inelástico. El propósito del análisis, los objetivos de desempeño, el nivel aceptable de incertidumbre, la disponibilidad de recursos y la suficiencia de datos son factores que afectan la decisión. Por lo tanto, adicional al

análisis Pushover se realizó el análisis Tiempo Historia en la estructura del C.S. de Conchopata como complemento y a manera de como comparación.

Figura 10

Cinco opciones para Análisis no lineal según FEMA



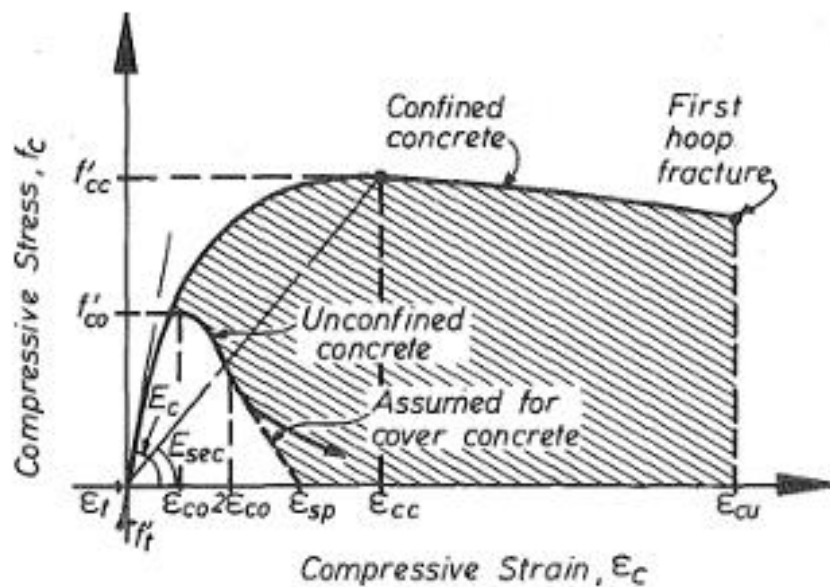
Nota. Imagen generada por la empresa DIESCON ingenieros

2.2.8 Parámetros iniciales

Concreto. Las columnas de concreto reforzadas tienen rótulas plásticas, por lo que el refuerzo debe ser suave para asegurar la redistribución de momento y evitar el colapso durante un sismo. El diseño debe proporcionar suficiente refuerzo transversal para evitar el pandeo de las barras longitudinales y las fallas por corte. rótulas plásticas se forman en las columnas de concreto reforzadas, por lo que el refuerzo debe ser suave para garantizar la redistribución de momento y así evitar el colapso durante un sismo. Para evitar el pandeo de las barras longitudinales y las fallas por corte, el diseño debe proporcionar suficiente refuerzo transversal.

Figura 11

Modelo de esf. /deformación de C° confinado y no confinado

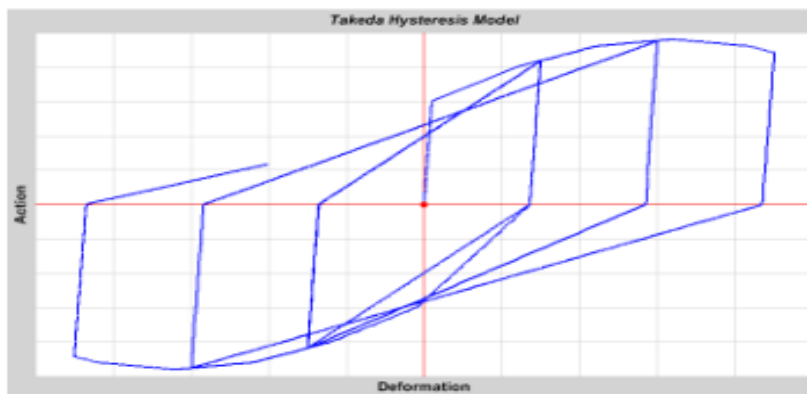


Nota. A.J.B. Mander, M.J.N. Priestley, and R. Park, Fellow, 1988.

Modelo de histéresis de Takeda. El modelo de Takeda es muy similar al cinemático, pero usa una curva de histéresis degradada, no necesita muchos parámetros y funciona mejor con el concreto que con el metal. El modelo cinemático requiere menos energía que otros modelos. La descarga ocurre a lo largo de los segmentos elásticos, como en el modelo cinemático. Al cargar nuevamente, la curva sigue una línea secante a la curva de carga en la dirección opuesta. Cuando se produce la máxima deformación en esa dirección durante los ciclos de carga previos, este secante se activa. Esto causa deformaciones significativas y una reducción en la disipación de energía.

Figura 12

Modelo de histéresis de Takeda

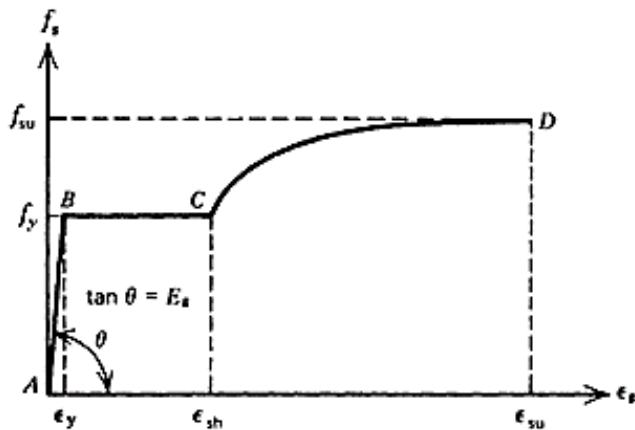


Nota. Computers and Structure-Modelo de histéresis de Takeda

Acero. El modelo de Park utiliza la curva de esfuerzo/deformación a tensión del acero y toma en cuenta las zonas de fluencia, elástica lineal y endurecimiento por deformación, donde el acero recupera su resistencia a cargas.

Figura 13

Curva esfuerzo/deformación del acero sometido a tensión

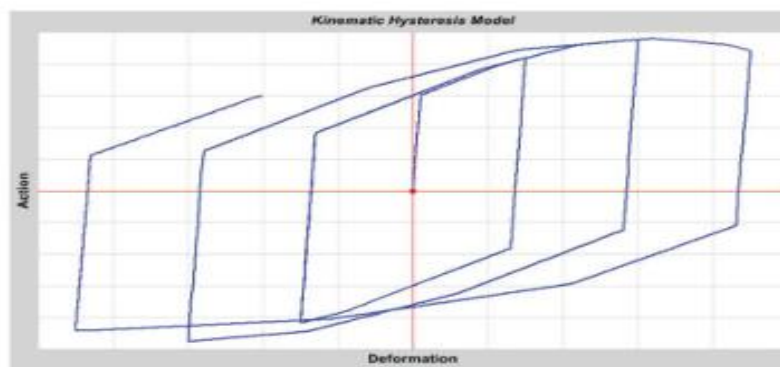


Nota. Curva esfuerzo/deformación del acero sometido a tensión de T. Paulay y R. Park, Reinforced Concrete Structure. 1975.

Modelo de histéresis cinemático. El modelo cinemático disipa mucha energía y funciona bien con materiales dúctiles. La deformación plástica se mueve de una dirección a la curva en la otra dirección bajo las reglas del endurecimiento cinemático. Al cargar y descargar, la curva sigue un patrón de segmentos paralelos de la misma longitud que los segmentos cargados anteriormente y sus pares opuestos. Al cargar en la otra dirección, se vuelve a juntar con el patrón de la curva.

Figura 14

Modelo de histéresis cinemático



Nota. Computers and Structure-Modelo de histéresis cinemático

2.2.9 Análisis Pushover

Para el análisis sísmico de estructuras, el método de empuje incremental (pushover) es un cálculo estático no lineal. El cálculo dinámico de cargas equivalentes proporciona el patrón de cargas. Hasta que la estructura falle completamente, estas cargas aumentan de manera constante.

Formación de rótulas plásticas. Para obtener la Rpta No lineal de una estructura, la región no lineal también debe incluir sus elementos. En este estudio, los elementos lineales (vigas y/o columnas) quedarán marcados en el análisis Pushover y por tanto su rigidez se irá deteriorando hasta, que el elemento pierda su capacidad portante. En el diagrama de pandeo de la unidad de análisis, la rótula pasa por diferentes regiones lineales, iniciando con una rigidez lineal inicial y terminando con una etapa donde la rigidez disminuye, donde comienza a degradarse con daño e incluso puede colapsar, todo relacionado a los momentos y giros experimentados, creadas por el primero. Las partes del diagrama son las siguientes:

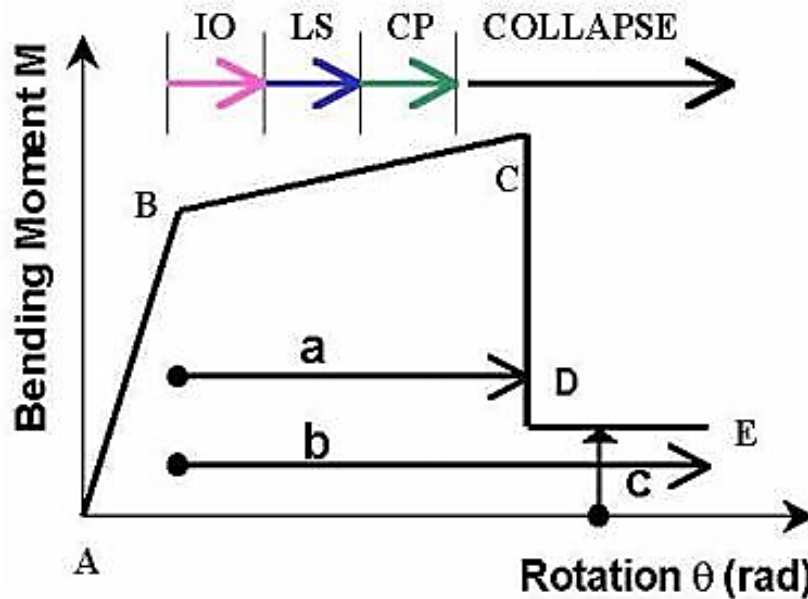
- **A-B:** El área elástica desde que se descarga el elemento hasta que cede.
- **B-C:** Rpta inelástica pero lineal donde se reduce la rigidez.
- **C-D:** la resistencia de carga disminuye.
- **D-E:** Continuar la reducción desde el punto anterior.
- **E-F:** Pérdida total de resistencia.

Los estados de desempeño como Ocupación inmediata (IO), Seguridad humana (LS) y Prevención de colapso (CP) se identifican en línea en BC. En el primer caso, el daño es menor y es seguro reutilizar la estructura, en el segundo caso, el daño es bastante grave y la rigidez de algunos componentes disminuye, en el tercer caso, existe el riesgo de que algunos componentes se dañen por completo, colapso total o parcial del edificio no es seguro para vivir nuevamente. Algunos autores dividen el apartado en 4 partes y ponen los pto en el orden anterior, otros consideran 10%, 60% y 90% respectivamente. FEMA 356 (2000) dividió la sección del 80% BC

en tercios para determinar la condición de falla, estimando que la falla ocurrirá después del 80% de la sección.

Figura 15

Modelo de rótula plástica según FEMA 356



Nota. Estado de las rótulas plásticas bajo acción de momentos. Extraído de (Svetlana y Sherstobitoff, 2004, p. 11).

Cálculo de demanda. En el enfoque de desempeño estructural, la estimación de la demanda se define en el procedimiento de comparar el Espectro de Capacidad de la estructura con el Espectro de Demanda sísmica. Este cálculo tiene como objetivo determinar el desplazamiento máximo o pto de desempeño en el que la capacidad estructural y el requisito de resistencia sísmica son iguales. Esta ecuación estima la respuesta máxima de un edificio, lo cual es esencial para estimar el nivel esperado de desempeño estructural durante un evento sísmico. Los métodos más usados para el cálculo del pto de desempeño son:

- **Espectro de Capacidad.**
- **Coefficientes de Desplazamiento.**

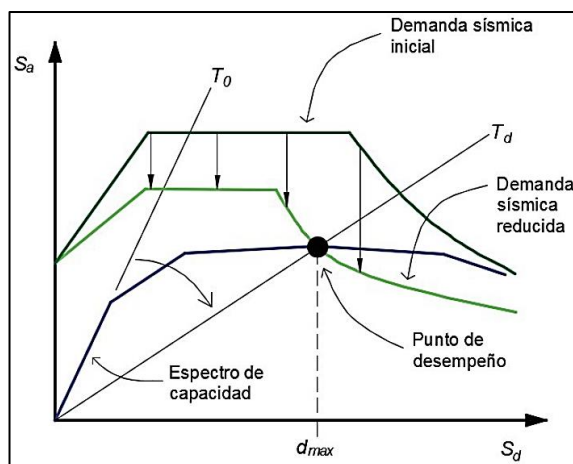
Método de Espectro de Capacidad (MEC Propuesto por Freeman, 1975).

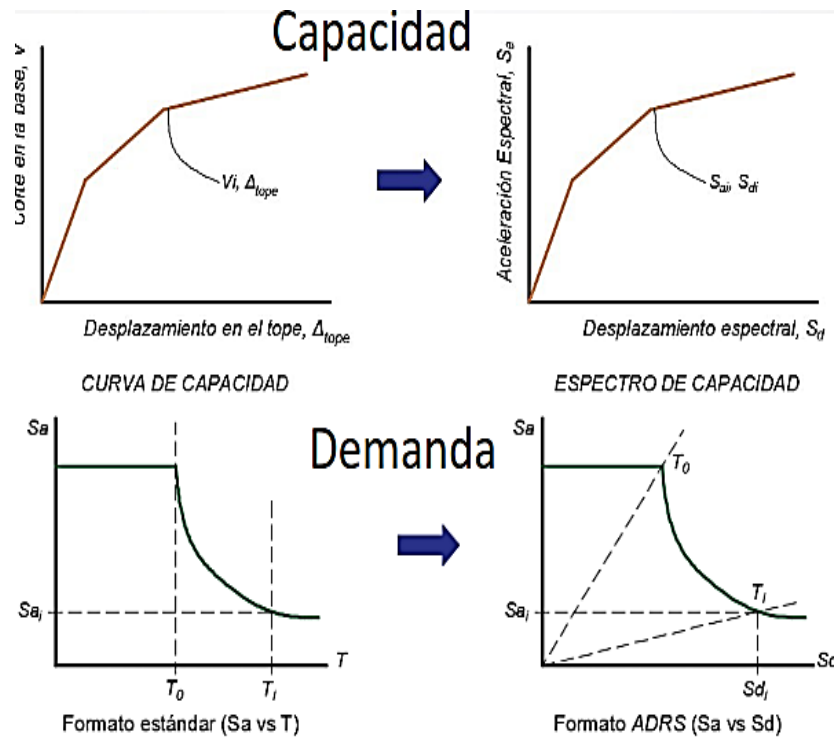
Definido en ATC-40 y posteriormente aclarado por FEMA 440, proporciona un procedimiento simple para determinar el punto de desempeño de una estructura cuando se somete a acción sísmica. La determinación del punto de rendimiento requiere un proceso iterativo en el que el espectro de potencia se compara inicialmente con el espectro de demanda caracterizado por el espectro de respuesta elástica utilizando una atenuación del 5 %, y luego el espectro de demanda se ajusta continuamente para tener en cuenta la reducción de los factores de rendimiento.

Compatible con disipación de energía histerética o amortiguación efectiva asociada al punto de desplazamiento alcanzado en cada paso. Es necesario trazar el ADRS en formato de "espectro de respuesta de aceleración-desplazamiento", donde la demanda y la potencia se pueden convertir en aceler. y desplaz. Espectral (S_a vs S_d).

Figura 16

Espectro de Capacidad y de demanda método ATC-40



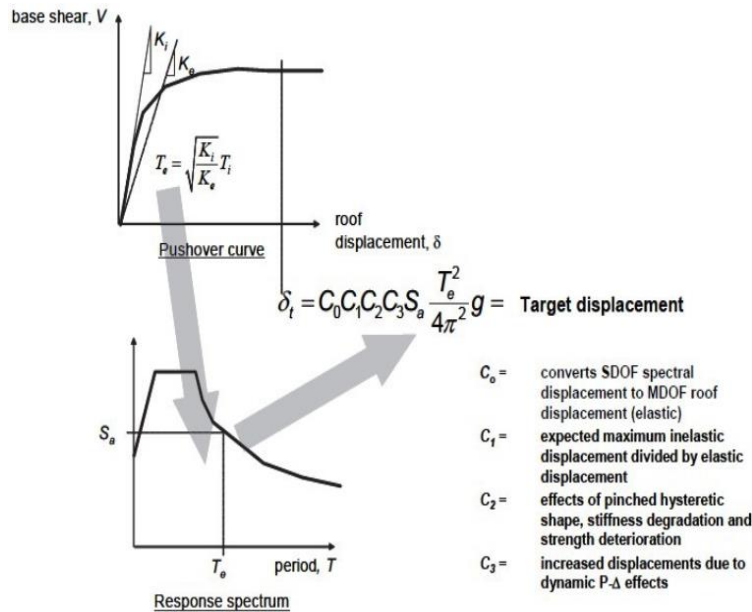


Nota. Documento ATC-40 y FEMA 440

Método de los Coeficientes de desplazamiento (MCD). Fue definido originalmente por FEMA 356, refinado por FEMA 440 y adoptado por ASCE 41-13 para estimar el pto de desempeño estructural utilizando un proceso numérico directo que involucra una serie de coeficientes modificados correspondientes a cambios espectrales, desplazamiento máximo posible, efectos de reducción de rigidez, pérdidas de arrastre y ciclos de histéresis del acelerador, e incrementos de desplazamiento producto a efectos de 2do orden.

Figura 17

Espectro de capacidad mét. de los coef. de desplazamiento

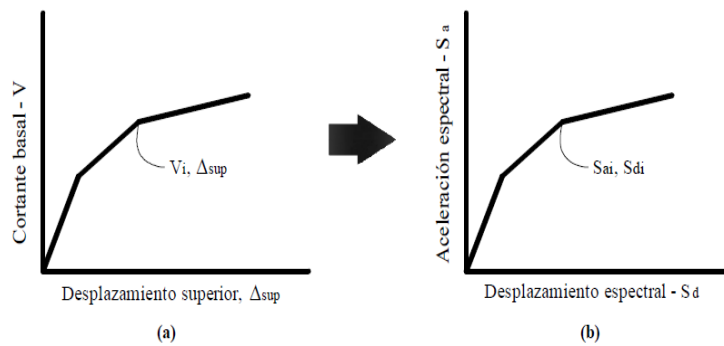


Nota. Documento definido originalmente por el FEMA 356, mejorado por el FEMA 440 y adoptado por el ASCE 41-13.

El mét. del coeficiente MEC. Es una versión modificada de la aprox. de desplaz. iguales y que se utiliza para estimar el desplaz. máximo. Pinto Galvarino (2012, p. 57).

Figura 18

Espectro de capacidad ATC 40



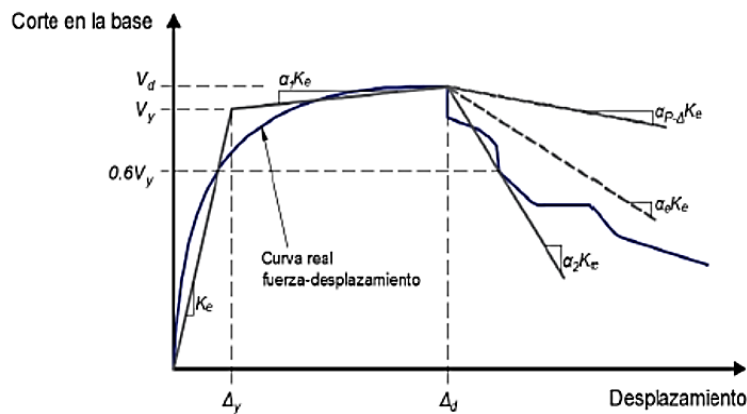
Nota. ATC 40 en Pinto Galvarino (2012, p. 50).

- **Curva de Capacidad**

Curva Capacidad. La Curva de Capacidad dentro del enfoque de desempeño estructural, es una representación gráfica que muestra la relación entre la capacidad estructural de un edificio y las demandas sísmicas que podría soportar. La curva se crea comparando la capacidad resistente de la estructura con la demanda sísmica esperada, lo que permite determinar el desplazamiento máximo de un edificio y evaluar su nivel de desempeño durante un terremoto.

Figura 19

Curva idealizada fuerza desplazamiento



Nota. ASCE/SEI 41-17 (Seismic evaluation and retrofit of existing buildings, 2018)

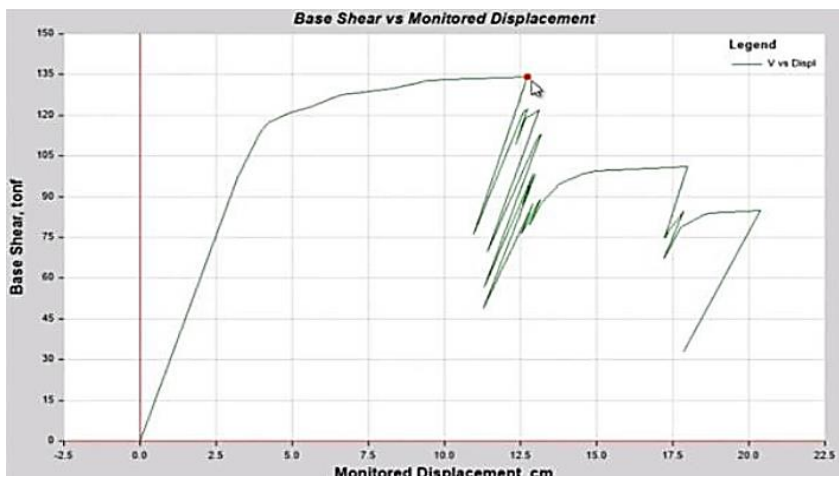
La curva está diseñada para representar principalmente la respuesta del primer modo de vibración de la estructura, partiendo del supuesto de que dicho modo corresponde a la respuesta dominante. Esto suele aplicarse a estructuras con períodos inferiores a un segundo. Para estructuras más flexibles, el análisis debe considerar el efecto de modos superiores, donde los patrones de carga lateral pueden evaluarse mediante el método CQC.

En un análisis estático no lineal (Pushover), se determina un patrón de carga lateral que va acrecentándose monótonamente hasta que la parte superior alcanza un

cierto desplazamiento máximo o la estructura colapsa. El modelo matemático debe tener en cuenta el efecto de la respuesta inelástica del material para que las fuerzas calculadas sean una aprox. razonable de las fuerzas esperadas durante el terremoto de diseño.

Figura 20

Curva Capacidad de una estructura obtenida de CSI ETABS



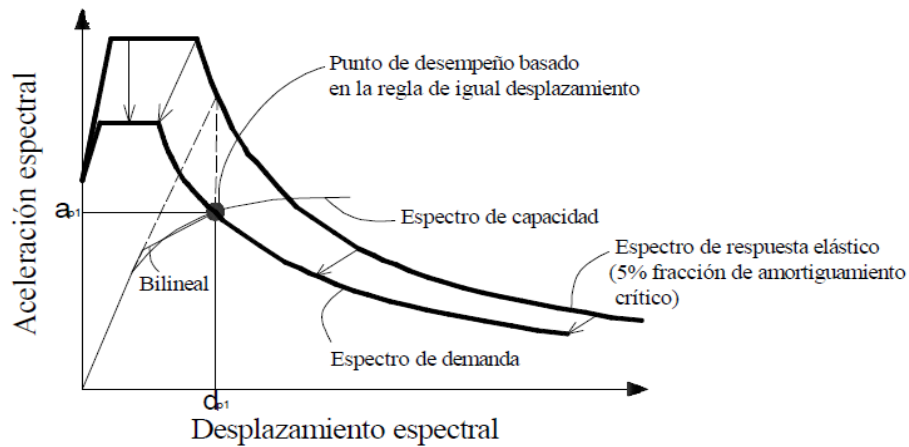
Nota. Gráfica obtenida de CSI ETABS.

- **Punto de desempeño**

Punto de desempeño. Es el cálculo del desplazamiento máximo esperado del techo del edificio calculado para el sismo de diseño. De este modo se puede caracterizar el tipo de daño estructural respectivo y compararlo con los indicadores de rendimiento requeridos.

Figura 21

Punto de desempeño ATC-40



Nota. ATC 40 en Pinto Galvarino (2012, p. 51).

2.2.10 Niveles de desempeño en el Análisis de Pushover

Niveles de desempeño propuestos en el ATC-40. Para determinar si la estructura cumple con los objetivos de desempeño deseados, las respuestas obtenidas del ANL y la determinación de requisitos deben compararse con los límites especificados del nivel de desempeño seleccionado. La siguiente tabla muestra la operación entre pisos máxima permitida recomendada para cada nivel de rendimiento del ATC-40.

Figura 22

Niveles de desempeño propuestos en el ATC-40

NIVEL DE DESEMPEÑO	DERIVA DE ENTREPISO
Ocupación inmediata	0.01
Seguridad	0.02
Estabilidad estructural	$0.33 V_i T P_i$

Nota. Propuestos en el ATC-40

Tabla 1

Descripción de los niveles para los E.E y E.N.E según ATC-40

<i>Niveles para los elementos estructurales</i>	<i>Niveles para los elementos no estructurales</i>
<p><i>Ocupación inmediata, seguridad y estabilidad estructural son los tres estados de daño discretos. Los criterios técnicos para los procesos de evaluación y rehabilitación de estructuras pueden establecerse directamente en estos tres niveles. Además, se establecen dos niveles intermedios: seguridad limitada y daño controlado. Estos rangos intermedios permiten discriminar el nivel de desempeño de la estructura de una manera más adecuada y útil. Esto es muy útil en caso de que sea necesario evaluar o reforzar una estructura en particular. La abreviatura SP-n (SP son las siglas de eficacia estructural y n es un número entre 1 y 6) se utiliza para identificar estos niveles.</i></p>	<p><i>Operacional, ocupación inmediata, seguridad y amenaza reducida son los cuatro niveles de desempeño correspondientes a estados discretos de daño para los elementos no estructurales. La abreviatura NP-n se utiliza para representar estos niveles. Las prestaciones no estructurales se escriben NP, y n es una letra que puede tomar valores entre A y E.</i></p>

Nota. Niveles para los elementos estructurales y no estructurales según ATC-40.

Figura 23

Tabla de valores para derivas de piso propuesta por el ATC-40

Propuesta ATC-40 (1996)

Tabla 6.2. Niveles de desempeño de la edificación (ATC-40, 1996)

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

1-A. Operacional

1-B. Ocupación Inmediata

3-C. Seguridad de Vida

5-E. Prevención de Colapso

(2-A, 2-B, etc.): otros niveles de desempeño posibles.

La designación NR corresponde a niveles de desempeño No Recomendables.

Nota. Tabla de valores límites para derivas de piso correspondientes al nivel de desempeño, propuestos por ATC-40.

Niveles de desempeño propuesto por VISION 2000 con aceptación del SEAOC.

A partir de los terremotos de Northridge en California de 1989 y 1994. Su base de diseño está contenida en el informe de Visión 2000 publicado por la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC, 1995). La verificación de niveles de desempeño ofrece un procedimiento alternativo a los procedimientos prescritos en las normas tradicionales de diseño sísmico para edificaciones. Esto incluye la selección de un esquema de evaluación apropiado que permita determinar las dimensiones y detalles de los componentes estructurales y no estructurales de manera que el daño estructural para un determinado grado de movimiento del suelo y un determinado grado de confiabilidad no exceda un cierto límite (Bertero, 1997).

Figura 24

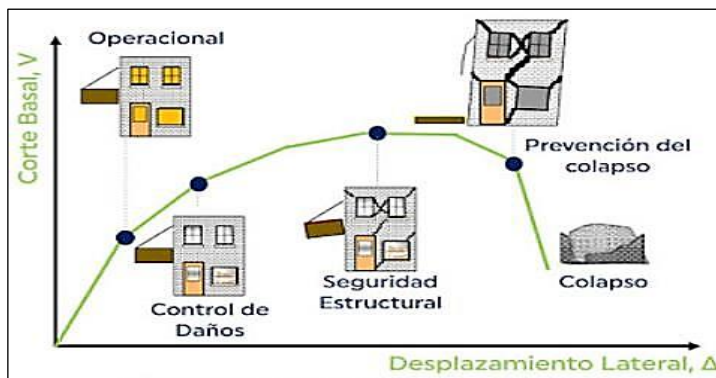
Niveles de desempeño propuestos por SEAOC Visión 2000

NIVEL DE DESEMPEÑO	DERIVA DE ENTREPISO
Totalmente operacional	0.002
Operacional	0.005
Seguridad	0.015
Cercano al colapso	0.025
Colapso	> 0.025

Nota. Tabla de valores de niveles de desempeño propuestos por SEAOC Visión 2000.

Figura 25

Daños relacionados con los parámetros de demanda



Nota. Adaptada del documento SEAOC 1995-Visión 2000.

Tabla 2

Descripción de los niveles para los E.E y E.N.E por Visión 2000

TOTALMENTE OPERACIONAL

Corresponde a un nivel en el cual los daños esencialmente no ocurren. Para sus ocupantes, la edificación sigue siendo completamente segura. Los contenidos y los servicios de la edificación todavía están operativos y accesibles para su uso. En términos generales, no se requieren reparaciones.

SEGURIDAD

Daños moderados asociados a elementos estructurales y no estructurales, así como en ciertos contenidos de la construcción, están relacionados. Es posible que la rigidez lateral de la estructura y su capacidad para resistir cargas laterales adicionales disminuyan significativamente, pero aún queda un margen de seguridad frente al colapso. Es posible que la rehabilitación de la estructura sea necesaria, siempre y cuando sea viable y económicamente justificada, ya que los daños causados podrían impedir su ocupación inmediatamente después del sismo.

OPERACIONAL

El contenido de la edificación y los elementos no estructurales sufren daños moderados en este nivel con daños leves en los elementos estructurales. Desde un punto de vista económico, el daño es mínimo y no afecta la seguridad de la estructura para que pueda seguir siendo utilizada después del sismo.

PRÓXIMO AL COLAPSO

La estabilidad de la estructura se ve amenazada por la disminución de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema. A pesar de que los componentes que soportan las cargas verticales todavía están en uso, las fallas locales pueden interrumpir los servicios de evacuación. En estas circunstancias, la estructura es insegura para sus ocupantes y el costo de su reparación puede no ser viable desde una perspectiva económica.

Nota. Descripción del nivel de desempeño, propuestos por SEAOC Visión 2000.

Figura 26

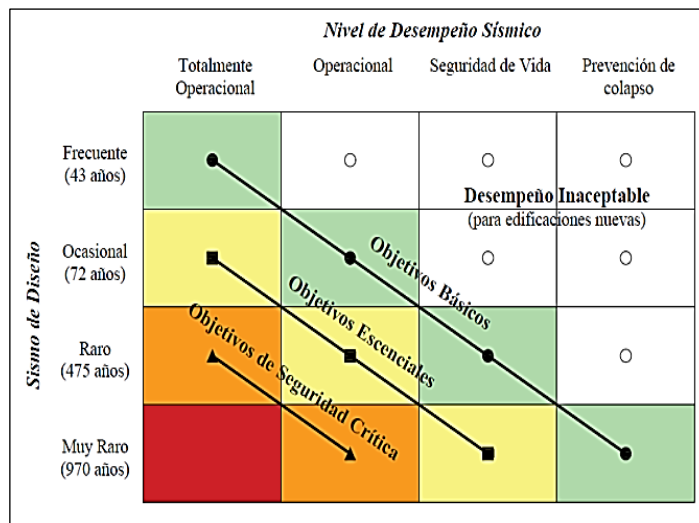
Tabla de valores límites propuestos por SEAOC Visión 2000.

<i>Estado de daño</i>	<i>Nivel de Desempeño</i>	<i>Características principales</i>
Despreciable	Totalmente Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Las instalaciones continúan prestando sus servicios y funciones después del sismo.
Ligero	Operacional	Daños ligeros. Las instalaciones esenciales continúan en servicio y las no esenciales pueden sufrir interrupciones de inmediata recuperación.
Moderado	Seguridad	Daños moderados. La estructura sufre daños pero permanece estable. Seguridad de ocupantes. Algunos elementos no estructurales pueden dañarse
Severo	Pre-Colapso	Daño estructural severo, en la proximidad del colapso estructural. Falla de elementos no estructurales. Seguridad de ocupantes comprometida.
Completo	Colapso	Colapso estructural

Nota. Tabla de daño y niveles de desempeño, propuestos por SEAOC,1995 Visión 2000.

Figura 27

Niveles de sismo de diseño vs niveles de desempeño Visión 2000



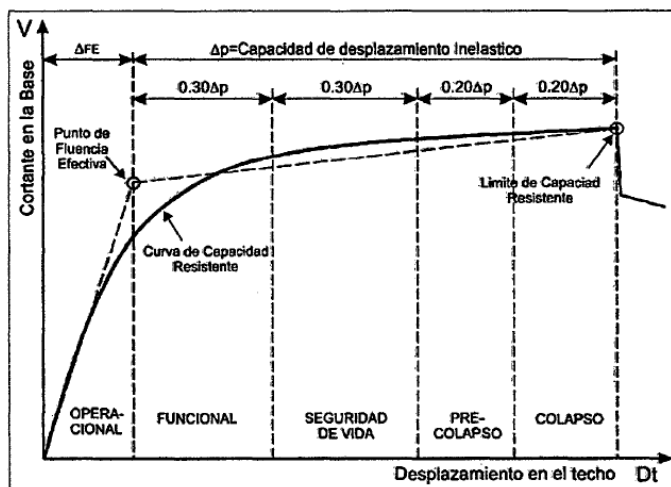
Nota. Objetivos de desempeño sísmico Propuestos por SEAOC,1995 Visión 2000.

Los niveles de desempeño def. por el comité VISIÓN 2000 son: completamente operable, operable, seguridad de vida, casi colapsado y colapsado. Recomienda dividir la curva de capacidad en sus sectores asociados. Para hacer esto,

primero necesitamos definir el punto de equilibrio efectivo (modelo bilineal). Luego la parte correspondiente al comportamiento inelástico se divide en cuatro partes.

Figura 28

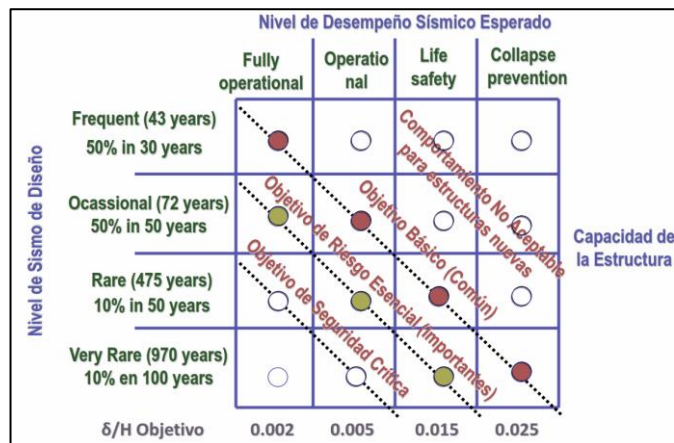
Niveles de desempeño y desplazamientos SEAOC Visión 2000



Nota. Propuestos por SEAOC Visión 2000

Figura 29

Niveles de desempeño propuesto por SEAOC Visión 2000



Nota. Propuestos por SEAOC Visión 2000

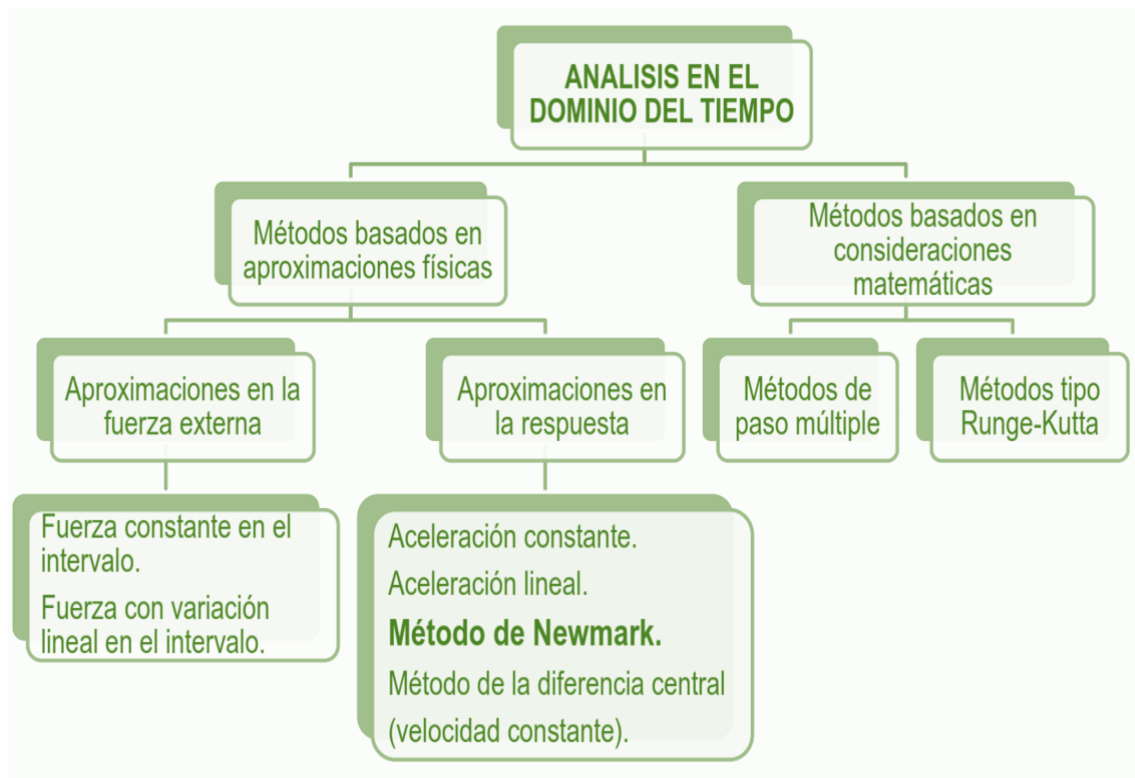
2.2.11 Análisis Tiempo Historia

El análisis del historial temporal no lineal es la técnica más importante para evaluar la rpta sísmica de una estructura sometida a carga dinámica (Wilkinson y Hiley, 2006); (Mwafy y Elnashai, 2001).

Métodos en el tiempo del diseño por Tiempo Historia. Los métodos para el diseño por tiempo historia es como sigue:

Figura 30

Métodos de análisis en el dominio del tiempo



Nota. Imagen generada por la empresa DIESCON ingenieros

Métodos de Newmark.

En función de su masa, rigidez y frecuencia angular, el método de Newmark permite una determinación muy precisa de la respuesta dinámica. Lo hace más

conveniente porque acumula menos error de aceleración que otros procesos como Houbolt y Wilson.

Registros sísmicos. Los registros sísmicos deben ser compatibles con los espectros estándar. El espectro de pseudoaceleración se construye tomando la raíz cuadrada de la suma de cuadrados (SRSS) de la suma de los valores espectrales calculados por separado para cada componente de escala, donde $\zeta = 5\%$. ASCE7-17.3.3. Para registros adecuados, cada componente de par será escalable entre 0,2 TM ($\lambda_{\text{máx}}$) y 1,25 TM ($\lambda_{\text{mín}}$), y el Espectro de Respuesta del componente de par escalado será al menos el 90% del componente de par correspondiente al Espectro de Rpta del diseño utilizado.

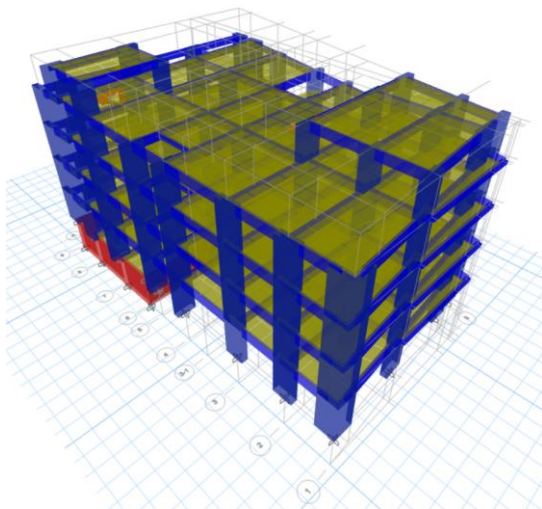
Usando una combinación de SRSS.

$$SRSS = \sqrt{(0.90 EO_{5\%})^2 + (0.44 NS_{5\%})^2} \text{ Y } \sqrt{(0.90 NS_{5\%})^2 + (0.44 EO_{5\%})^2}$$

$$SRSS = \sqrt{(EO_{5\%})^2 + (NS_{5\%})^2}$$

Figura 31

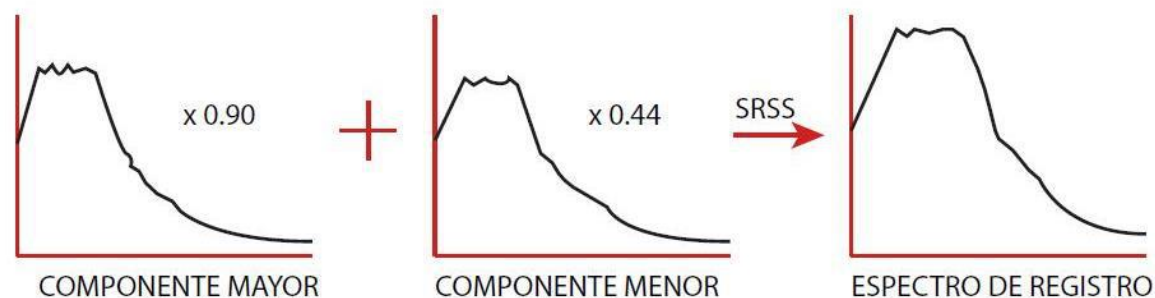
Estructura del C.S. Conchopata-combinación SRSS



Nota. Modelado 3D en ETABS de la Estructura del C.S. Conchopata

Figura 32

Gráfica de combinación del SRSS



Nota. Imagen generada por la empresa DIESCON ingenieros

Tratamiento de los Registros

Espectro Objetivo

- $ZSMC = 1.5Z$, $R = 1$, $\beta = 5\%$, $B = 1$

Figura 33

Imagen de la portada de la Norma E.030 sismorresistente

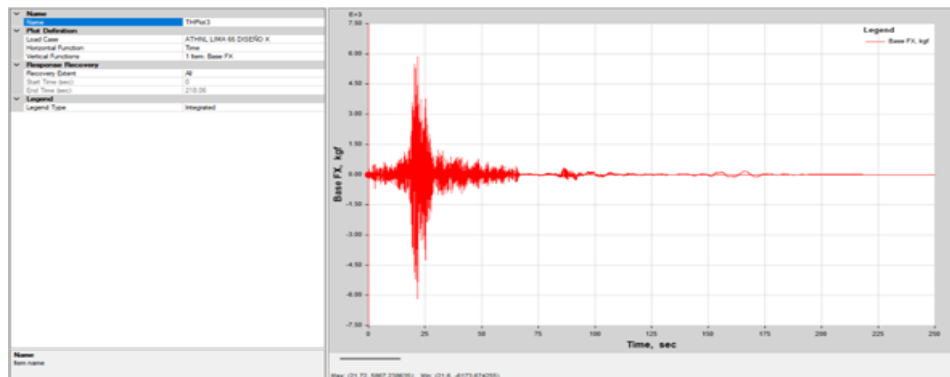


Nota. La Norma E.030 de diseño sismorresistente

Registros Compatibles. Los registros de aceleración deben obtenerse de eventos cuyas magnitudes, distancias de daño, mecanismos focales y condiciones locales del terreno sean similares al proyecto.

Figura 34

Registro sísmico compatible



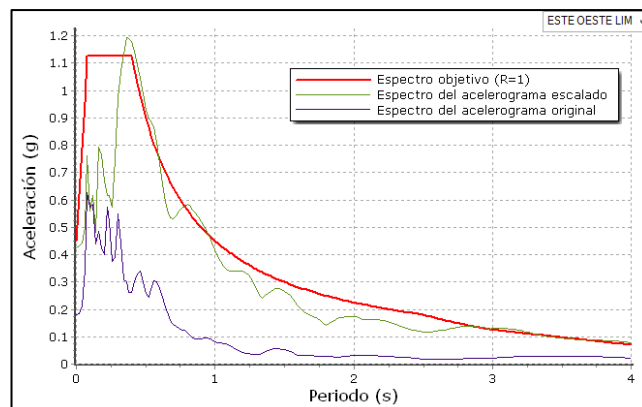
Nota. Registro sísmico de diseño en X del análisis THNL-Lima

Registros ANLTH

- Corrección, filtrado, ajuste

Figura 35

Registro sísmico ANLTH



Nota. Registro sísmico, espectro de Objeto, espectro del acerelograma escalada y original, Este-Oeste-Lima

2.2.12 Niveles de Amenaza Sísmica para el Tiempo Historia

Los riesgos sísmicos derivados del mov. del suelo deben tener en cuenta la ubic. del edificio en relación con las fallas existentes, así como las características regionales y geológicas. El grado en que estas amenazas afectan el desempeño de la estructura depende de la magnitud del terremoto, la distancia desde la fuente, la dirección de propagación de la ruptura de la falla y las características geológicas de la región y el sitio. Se debe considerar y estudiar el impacto de cada componente del peligro.

Figura 36

Niveles de amenaza sísmica propuesto por VISIÓN 2000

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

Nota. Amenaza sísmica propuesto por VISIÓN 2000

Figura 37

Niveles de amenaza sísmica propuesta del ATC-40

ATC-40 utiliza 3 niveles de mov. sísmico para el diseño estructural: sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máx. Más detalles se proporcionan a continuación.

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

Nota. Amenaza sísmica propuesto del ATC-40

Obj. de desempeño = Niv. de Desempeño de la Edif. + Niv. de Amenaza Sísmica

2.3 Definición de Conceptos

2.3.1 Filosofía de Diseño Sismorresistente

Consideraciones que debe tener uno en el diseño de una edificación para evitar siniestros, minimizar daños a la propiedad, soportar sismos menores sin causar daños, soportar sismos moderados (teniendo en cuenta la posibilidad de Daños estructurales menores) y finalmente soportar sismos severos (teniendo en cuenta la posibilidad de daños estructurales) existiendo una probabilidad de derrumbe de las edificaciones muy baja.

2.3.2 Análisis Estático lineal

El A.E.L. es un enfoque de diseño en el que se aplican a la estructura fuerzas estáticas equivalentes en los pisos, debidas al viento o a los terremotos. El cálculo de las fuerzas en los pisos es prescriptivo y las fórmulas para calcular estas fuerzas se proporcionan en el código de construcción aplicable.

2.3.3 Análisis Dinámico lineal

El A.D.L es una perturbación externa que no tiene ciertas leyes, por lo que estaremos en la suma de los tipos de vibración (períodos que queremos obtener), la rigidez y masa inducida del edificio y la perturbación externa, debido al forzado. la vibración es obviamente un espectro o historia temporal (aceleración versus tiempo).

2.3.4 Espectro de demanda

Un espectro de demanda es un valor utilizado de una expresión del desempeño objetivo deseado que debe ser capaz de alcanzar un edificio sujeto a un determinado nivel de movimiento sísmico.

2.3.5 Análisis Estático No Lineal.

El análisis estático no lineal consiste en la aplicación incremental de cargas. Durante los cálculos, las cargas no se consideran en un momento específico, sino que se incrementan gradualmente y se realizan soluciones en estado de equilibrio sucesivos.

2.3.6 Análisis Dinámico No Lineal

El análisis dinámico no lineal es un tipo de análisis estructural que considera tanto los efectos no lineales de las propiedades de los materiales, la geometría y las condiciones de contorno, como los efectos dinámicos de las cargas variables en el tiempo y las fuerzas de inercia.

2.3.7 Material elástico

Los materiales elásticos son aquellos que tienen la capacidad de deformarse bajo la acción de una fuerza externa y luego recuperar su forma original una vez que cesa dicha fuerza. Esta propiedad se conoce como elasticidad y se debe a la capacidad de los materiales para almacenar energía en su estructura interna.

2.3.8 Material inelástico

Estos materiales se pueden moldear en diferentes formas, pero no vuelven a su forma original cuando se elimina la fuerza. Hay dos subcategorías principales de materiales inelásticos: frágiles (materiales que se agrietan o fracturan fácilmente sin mucho estiramiento, como el vidrio) y dúctiles (materiales que se pueden estirar o comprimir hasta obtener una forma deformada sin romperse, como la plastilina a temperatura ambiente).

2.3.9 Linealidad

El concepto de linealidad es una idealización acerca del comportamiento real de los materiales que forman las estructuras. Esta aproximación se utiliza ampliamente en el análisis estructural, debido a que, generalmente, da resultados suficientemente correctos y a que simplifica en gran manera los cálculos a realizar.

2.3.10 No linealidad

El análisis no lineal es aquel en donde la proporcionalidad entre las fuerzas y los desplazamientos (tensiones – deformaciones) ya no es lineal (no es una línea recta). Esto es debido a que la rigidez no es constante.

2.3.11 No Linealidad física

La no linealidad física que origina los efectos denominados de segundo orden, es un fenómeno que está presente en toda estructura que presenta deformación en sus elementos bajo un conjunto de cargas o incluso bajo su peso propio.

2.3.12 No Linealidad del Material

La no linealidad de material aparece cuando los cambios de la rigidez del elemento son causados por los cambios en las propiedades del material bajo condiciones de funcionamiento.

2.3.13 Deriva de piso

Desplazamiento relativo máximo entre niveles colocados en una misma línea vertical, en dos pisos o niveles consecutivos de la edificación.

2.3.14 Distribución de las fuerzas sísmicas de diseño

Las fuerzas laterales utilizadas en el diseño de los miembros se aplican en el Centro de Masa de cada nivel y utilizan una distribución de altura proporcional a la distribución de altura obtenida del análisis modal del modo de respuesta básico en la dirección relevante.

2.3.15 Modos naturales de Vibración

Es la frecuencia natural a la que un objeto seguirá vibrando después de golpearlo. Esto no puede ser más claro. Todos los objetos y sistemas mecánicos tienen una frecuencia natural. Incluso pueden tener muchas frecuencias naturales en función de su geometría.

2.3.16 Rótula Plástica

Es un dispositivo de amortiguación de energía, que permite la rotación de la deformación plástica de la conexión de una columna. Se usa para describir la deformación de una sección en una viga donde se produce la flexión.

2.3.17 Momento Curvatura y Momento rotación.

El diagrama momento curvatura nos permiten conocer la ductilidad de una sección, es decir su potencial de incursionar en un rango no lineal antes de llegar a su fallo. El diagrama momento curvatura permite identificar en qué momento y en qué punto se puede presentar una falla local como es el agrietamiento o articulación interna, además también permite conocer en qué punto es la primera fluencia del acero. Y el diagrama del momento rotación es la base de todo análisis no lineal y está íntimamente relacionado con el diagrama momento-curvatura.

2.3.18 Generación de Diagrama Momento Curvatura

Un diagrama de curvatura de momento flector se crea aumentando la curvatura de la sección (la pendiente del diagrama de tensión) y utilizando las relaciones tensión-deformación asumidas para el material para determinar las tensiones y fuerzas en la sección. A partir del diagrama de deformaciones y de la supuesta relación tensión-deformación, se puede determinar la distribución de tensiones. Finalmente, la fuerza y su punto de operación se calculan integrando el volumen bajo la distribución de tensiones. Los diagramas de momento curvatura se utilizan para evaluar la ductilidad de elementos estructurales y, por lo tanto, son muy

importantes para determinar la cantidad de energía plástica que un elemento estructural puede absorber.

2.3.19 Longitud Plástica

La longitud plástica es la longitud entre las caras verticales u horizontales que conducen a un miembro de una viga o columna donde se forman las rótulas plásticas (Priestley, 1996):

$$L_p = 0.08L + 0.022 f_{ye} d_{bl} \geq 0.044 f_{ye} d_{bl}$$

Donde: f_{ye} , es el punto de fluencia de las barras de refuerzo y d_{bl} , es el diámetro de la barra longitudinal.

Capítulo III. Marco Metodológico

3.1 Hipótesis

3.1.1 Hipótesis General

- El desempeño sísmico contribuye técnicamente en los proyectos de salud en Ayacucho, como método de evaluación rápida frente a un sismo aplicando el A.E. No lineal Push Over y tiempo historia.

3.1.2 Hipótesis Específicas

- La definición de la linealidad, no linealidad física los materiales como diseño estructural convencional en los proyectos de salud es un factor determinante en la evaluación por desempeño sísmico en los proyectos de salud en Ayacucho, 2024.
- La Curva Capacidad con el método No lineal de Push Over es un factor determinante en la evaluación por desempeño sísmico Over en los proyectos de salud en Ayacucho, 2024.
- El Desempeño Sísmico en los proyectos de salud en Ayacucho, 2024, depende del punto de desempeño de la Curva de Capacidad del método no lineal de Push Over y el tiempo histórico como método de verificación.
- La evaluación por desempeño en los proyectos de salud en Ayacucho, 2024, depende de los niveles de desempeño de la Curva de Capacidad utilizando el método No lineal de Push Over.

3.2 Operacionalización de Variables

3.2.1 Variable independiente.

Desempeño sísmico

Indicadores:

- Espectro Objetivo
- Curva de desempeño

- Puntos de desempeño sísmico

3.2.2 Variable dependiente.

Análisis estático no lineal (Pushover) y Tiempo historia

Indicadores:

- Materiales de los elementos estructurales (linealidad (Asl, Ast)).
- Secciones de los elementos (no linealidad geométrica)
- Materiales de los elementos estructurales (no linealidad de materiales- rótulas plásticas)
- Curva Capacidad Pushover
- Espectro de registro sísmico (Desplazamiento y aceleraciones de entrepiso)

3.3 Enfoque de investigación

El enfoque de la presente investigación es **Cuantitativa**, ya que lo que trata es de cuantificar la medición de las variables que se obtuvieron en el estudio.(Sampieri, 2014).

3.4 Tipo de investigación

El tipo de Investigación es de tipo **Aplicativa-Tecnológica**

Carrasco D., (2009) en su libro de *Metodología de la investigación científica* define: “Que este tipo de investigación se caracteriza por tener una finalidad clara e inmediatamente práctica, es decir, se estudia con el objetivo de actuar, transformar, modificar o cambiar algún ámbito de la realidad”, (p.43).

Para demostrar la hipótesis, se empleó software en diseño estructural asistido por computadora.

3.5 Nivel de investigación

El Nivel de investigación es **Descriptivo Explicativo o Causal**, al ubicar las variables se procedió a determinar la incidencia de los niveles de las variables.

Carrasco D., (2009) en su libro *Metodología de la investigación científica* define “Es una investigación que responde a la pregunta "¿por qué?", es decir, con la ayuda de esta investigación podemos aprender por qué un hecho o fenómeno realmente tiene tales o cuales propiedades, características, propiedades, etc. En resumen, ¿por qué las variables de investigación son como es?” (p.42).

3.6 Diseño de investigación

El diseño de investigación es **No Experimental de tipo transversal**. Es respecto es No experimental porque se realiza sin manipular deliberadamente las variables, es decir la variable independiente no fue manipulada y de tipo transversal, porque los datos son recolectados en un solo momento, en un mismo tiempo y el propósito es describir variables y analizar su incidencia e interrelación en el momento dado.

3.7 Método de la investigación

Lógico – Deductivo.

Lógico por que se basan en el uso del razonamiento en sus funciones de razonamiento, análisis y síntesis, mientras que los métodos empíricos acceden al conocimiento utilizando la experiencia e incluyen la observación y la experimentación como parte de la misma.

Hernández et al., (2014), en su libro *Metodología de la Investigación* plantea que, dentro de los enfoques de investigación, el método cuantitativo, considera el proceso deductivo (p.3).

3.8 Población y muestra

3.8.1 Población

La población N=1, todos los proyectos de salud en Ayacucho de tipología vertical con un área reducida.

3.8.2 Muestra.

También conocida como muestra dirigida, es un mecanismo de selección que se basa en el tipo de investigación (muestreo no probabilístico), la selección se basa en la accesibilidad, arbitrariedad o por el criterio del investigador siendo el sesgo más susceptible donde no se puede calcular con qué nivel de confianza se hace una estimación, ya que no se puede tener con precisión el error estándar. En este caso, la muestra es la misma que la población, por lo que $N=n=1$, resultando que el proyecto del centro de salud Conchopata es un edificio de seis niveles, con cinco pisos más semisótanos destinados a oficinas y áreas de atención médica. El tamaño de la planta del **terreno trapezoidal**, que equivale a medidas rectangulares, **aprox. 29.4 m x 18.72 m**, y el área techada por piso típico es de aproximadamente **450 m²**, si bien la norma NTE E.030 no permite el uso de sistemas aporticados en edificaciones esenciales como centros de salud, el uso de un sistema aporticado en el análisis de la tesis responde a un propósito más investigativo tomando como principio el procedimiento de desempeño de la edificación acorde a las normas internacionales del ATC-40, FEMA 440 y ASCE 41-13.

3.9 Técnicas de recolección de los datos

Mediante la obtención de Información técnica, legal y se verificaron en campo del Proyecto del Establecimiento de salud en Ayacucho.

- Recopilación de Planos, EMS, entre otros de la Dirección Regional de Investigación y Estudios del GRA.
- Ingreso al sistema de la DIRESA (Tipo de Establecimiento de salud).
- Observación no estructurada (visita a campo proyecto).

3.10 Instrumentos de recolección de los datos

Los principales instrumentos que se aplicaron en las técnicas de recolección de datos son:

- Software para el Análisis Estructural (SAP2000-ETABS), como instrumento para sistematizar las técnicas de diseño y optimización de la vulnerabilidad de los establecimientos de salud en Ayacucho.
- Herramientas informáticas del DIRESA.
- Libreta de campo, grabador y cámara de video.

3.11 Análisis e interpretación de los datos

- Para realizar la interpretación estadística de datos se empleó el Software SPSS V.22.
- Para el análisis, cálculo e interpretación de datos el Software de Análisis Estructural de Edificaciones (SAP2000-ETABS 20.3.0), las normativas de desempeño sísmico del FEMA 440, ASCE/SEI 41-13, en sus diferentes versiones y para obtener los objetivos de diseño se trabajará con las propuestas del VISIÓN 2000.

3.12 Procedimiento

Se utilizó el programa de análisis y diseño estructural **3D ETABS** se realizan los siguientes pasos:

- a. Definir las propiedades geométricas de los planos de arquitectura en planta y elevación.
- b. Definir propiedades de los materiales utilizados en la edificación.
- c. Definir secciones de vigas, columnas, losa y muros estructurales.
- d. Asignar de vigas, columnas, losa y muros estructurales.
- e. Asignar base empotrado a la edificación.
- f. Definir diafragmas en cada piso definido.
- g. Asignar diafragmas en los pisos creadas en la definición de grillas.
- h. Asignar brazo rígido en toda la edificación.
- i. Definir fuente de masa.
- j. Definir cargas según E020 a las cargas muerta y viva.
- k. Asignar cargas a las losas en cada entrepiso.

- l.** Definir patrón de cargas.
- m.** Definir combinación de cargas.
- n.** Diseño y verificación de área de aceros de refuerzo.
- o.** Hacer correr el programa y verificar si tiene errores
- p.** Verificar los periodos y la participación modal.
- q.** Definir el acero de refuerzo longitudinal en vigas, columnas y muros estructurales de acuerdo a las dimensiones de los elementos estructurales.
- r.** Definir materiales en propiedades avanzadas para el concreto no confinado y confinado.
- s.** Asignar concreto confinado a vigas, columnas y muros estructurales.
- t.** Definir rótulas plásticas en vigas y columnas ASCE 41-13.
- u.** Definir cargas de gravedad no lineal.
- v.** Definir cargar Pushover en ambas direcciones.
- w.** Definir punto de control.
- x.** Asignar rótulas plásticas en vigas y columnas ASCE 41-13.
- y.** Reducción de rigidez en vigas y columnas según FEMA y ASCE 41-13.
- z.** Hacer correr el programa y verificar si tiene errores.
- aa.** Verificar con el tiempo historia para ello escogemos un registro sísmico.
- bb.** Corregir por línea base y filtrar el registro sísmico.
- cc.** Analizar y comparar el comportamiento del edificio por tiempo historia y el Pushover.

Capítulo IV. Resultados

4.1 Descripción del trabajo de Campo realizada en el C.S. Conchopata

El trabajo de campo realizado para este proyecto de investigación incluyó inspección visual y la recopilación de información básica de campo para la elaboración del proyecto, información que se usó en la aplicación del análisis de desempeño sísmico del C.S. Conchopata en Ayacucho, con respecto a la información de planos, estudios geológicos, geotécnicos se trabajó con la información del Proy.: “Construcción y Mejoramiento de los Servicios de Salud del Puesto de Salud Conchopata” elaborada en el Gobierno Regional de Ayacucho, donde forme parte del equipo técnico para elaboración de PIP del proyecto en mención.

Durante todo el proceso de trabajo de campo, se respetaron los principios éticos de la investigación, incluyendo el consentimiento e informado a los responsables directos del Centro de Salud, la confidencialidad de la información recolectada y la devolución de resultados a la comunidad.

Figura 38

Recolección de datos del C.S. Conchopata

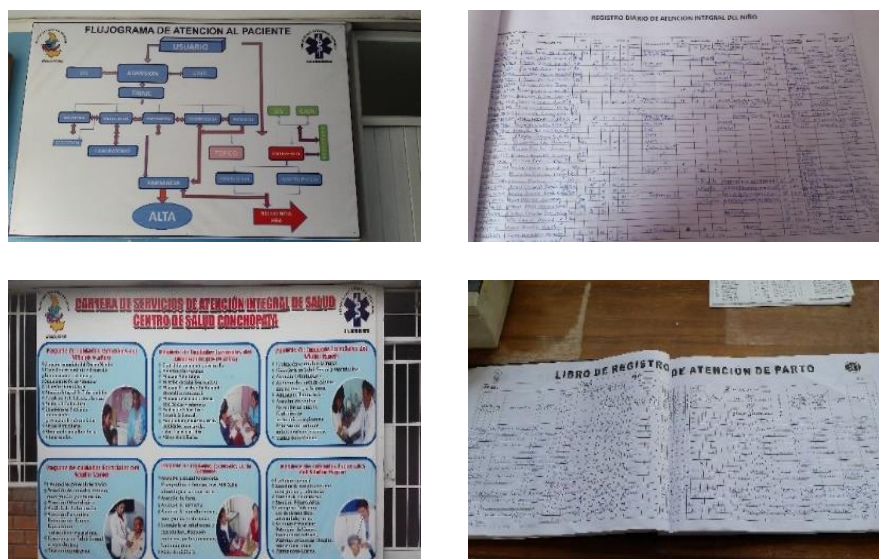


Figura 39

Vista frontal del actual C.S. Conchopata

**Figura 40**

Fachada del actual C.S. Conchopata



Figura 41

Tomas fotográficas prospección mediante calicata



4.2 Diseño de la presentación de los resultados

4.2.1 Descripción de la edificación del C.S. Conchopata

El edificio es un conjunto de seis niveles terminados, con cinco pisos más semisótanos destinados a oficinas y áreas de atención médica. El tamaño de la planta del terreno trapezoidal, que equivale a medidas rectangulares, es de alrededor de 29.4 m x 18.72 m, y el área techada por piso típico es de aproximadamente 450 m². Según la Norma E.020, los tabiques de unidades de albañilerías huecas, con un peso específico de 1350 kg/m³, se separarán para usos como baños públicos o tabiquería de separación (SENCICO, 2020). En el programa ETABS, las unidades de albañilería y el tarrajeo de la pared están incluidas en este peso.

Figura 42

El Render 3D del Nuevo Proyecto del C.S. de Conchopata



Figura 43

Planos de planta-Arquitectura

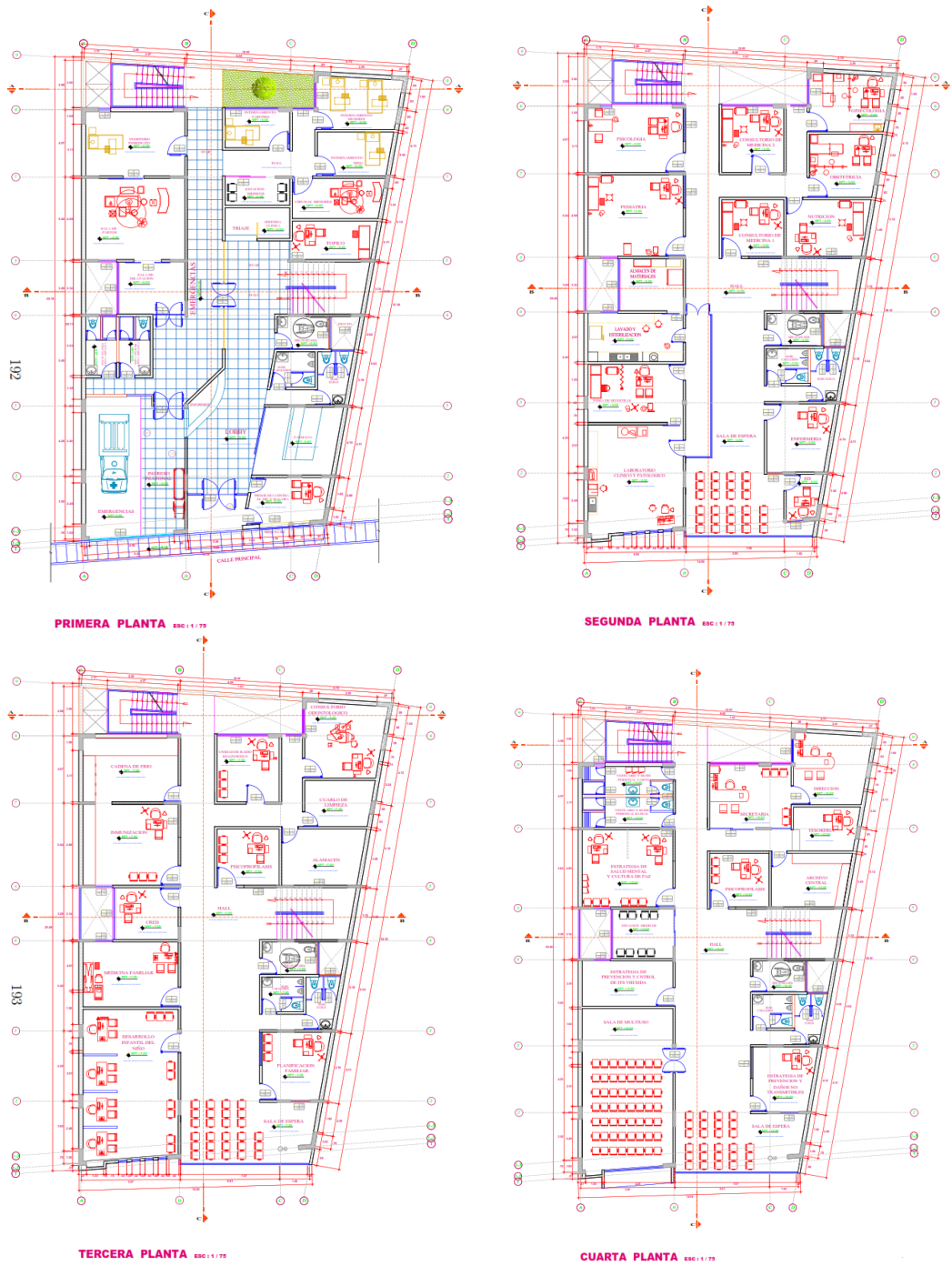
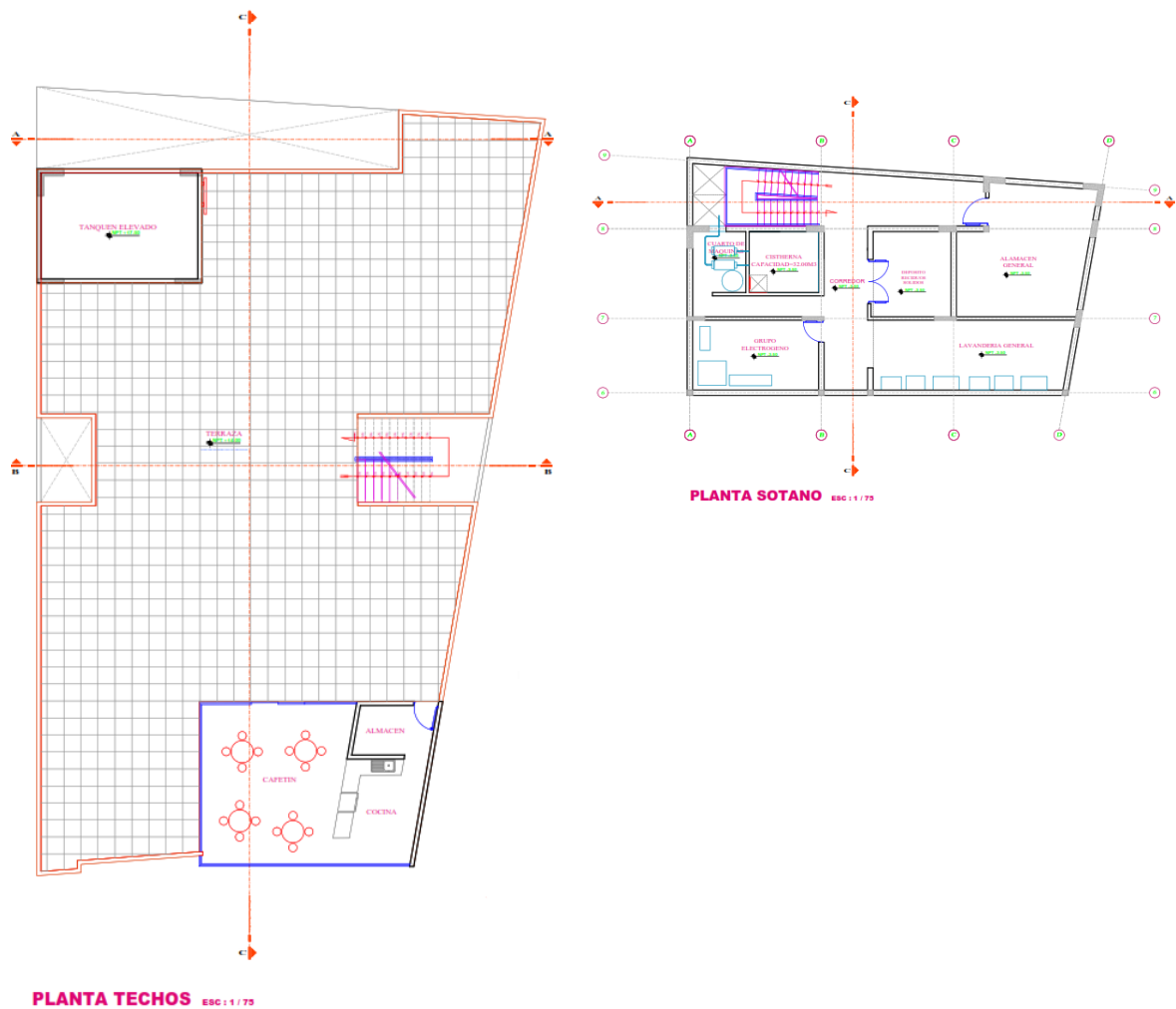


Figura 44*Planos de techo-sótano*

4.2.2 Estructuración y predimensionamiento en C.S. Conchopata

Se han instalado pórticos en ambas direcciones, y para equilibrar la rigidez lateral, se ha colocado una pequeña placa vertical en el lado de menor tamaño. Estos componentes fueron colocados de manera que no causaran torsión en nuestra estructura y que fueran simétricos en las direcciones X y Y. Los criterios mencionados determinaron la asignación de las columnas, las cuales finalmente

requirieron cambios en el aspecto arquitectónico. Para que coincidan con los ambientes amplios sugeridos en los planos arquitectónicos, la distribución de estos elementos crea luces muy grandes. En la estructuración, para garantizar la uniformidad y la continuidad en altura, se ha considerado una planta típica con algunos pisos y dimensiones iguales en los elementos verticales. Por los cortes que se presentan en la forma del terreno, se consideró que en los paños rectangulares y trapezoidales se utilizaban losas aligeradas de una sola dirección.

El predimensionamiento implica establecer valores tentativos para las dimensiones de los diversos componentes estructurales. Se puede realizar el predimensionamiento de una estructura con base en la norma E.060, el anteproyecto arquitectónico y la experiencia o práctica ingenieril. Estos valores no son los definitivos, ya que se pudieron modificar durante las fases de análisis y diseño, donde se verificó su validez. Como estos nos brindan una mayor claridad de información sobre el costo y la calidad de la estructura, es crucial acercarse lo más posible a los valores finales. A continuación, aparece.

Figura 45

Estructuración y Predimensionamiento vista frontal 1

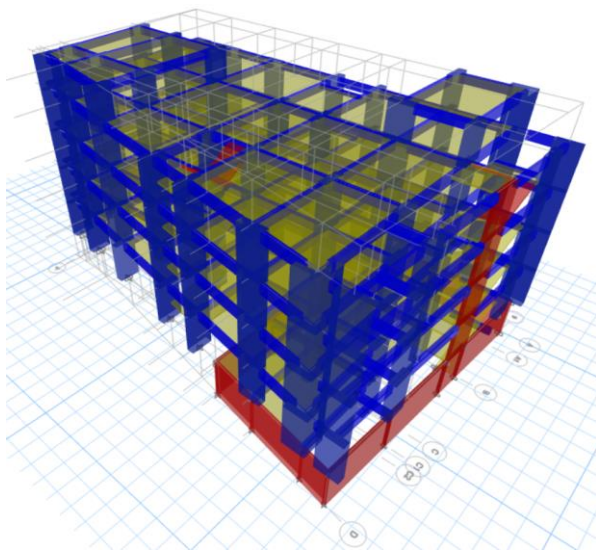
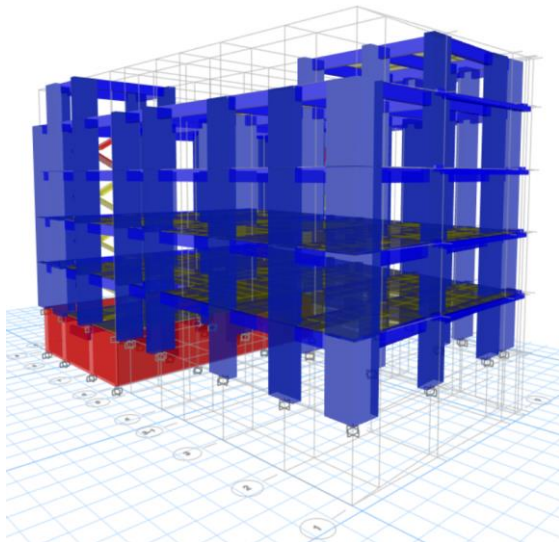


Figura 46

Estructuración y Predimensionamiento vista frontal 2

**Figura 47**

Estructuración y Predimensionamiento vista frontal 3

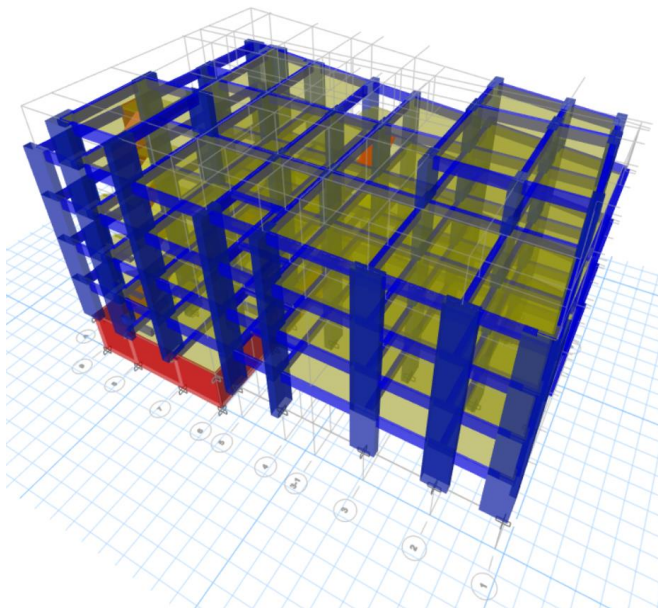
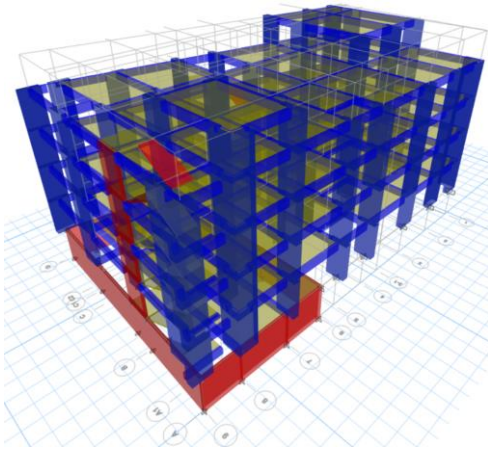


Figura 48

Estructuración y Predimensionamiento vista frontal 4



Losas

Las losas aligeradas convencionales armadas en una dirección de espesor de 20 cm componen el sistema de techado.

Vigas

Las vigas peraltadas fueron colocadas para unirse a los componentes estructurales verticales y crear junto a ellos los componentes resistentes a fuerzas laterales. Además, se utilizaron como medios de transferencia de cargas que provienen de las losas u otras vigas. Los elementos de borde fueron las vigas chatas.

- VIGA (30X60) cm. Principal, VIGA (30X60) cm. Secundaria y VIGA (35X25) cm. Chata

Columnas

Las dimensiones de las columnas se pueden calcular utilizando los criterios establecidos en el libro de estructuración y predimensionamiento (Blanco, 1994). Es importante tener en cuenta la carga axial, el área tributaria y la cantidad de niveles de la edificación.

- COLUMNA L(150X150) cm. y COLUMNA I (50X150) cm.

Placas

El Ing. Blanco y la Norma E.060 sugieren realizar un análisis sísmico para medir el espesor de las placas (SENCICO, 2009). Consideran $e=15$ cm para viviendas de pocos pisos, que aumenta con la cantidad de pisos. Se emplearon placas de espesores de MURO-25 ($e=0.25$) m. para evitar efectos de torsión debido a que la edificación a diseñar consta de seis niveles de piso, terminados con una geometría trapezoidal.

4.2.3 Metrado de cargas de la edificación del C.S. Conchopata

Los pesos de los componentes estructurales (placas, columnas, vigas, losas) y no estructurales (tabiques, parapetos, etc.) se tomaron en cuenta en las cargas de gravedad. Se consideró una sobrecarga de 200 Kg/m² según la Norma de Cargas E-020.

4.2.4 Modelo estructural del C.S. Conchopata

Para realizar el análisis sísmico de la estructura y obtener resultados como deformaciones, desplazamientos y fuerzas internas, se creó el modelo de la edificación en el programa ETABS. En cada entrepiso se modeló la estructura como pórticos planos con vigas, columnas y placas conectadas por losas idealizadas como diafragmas rígidos.

Cada uno de estos diafragmas tiene 3gdl: 2 translaciones horizontales y 1 rotación perpendicular a la losa. Con cinco pisos y un semisótano, es decir, seis niveles de piso, la construcción ofrece un total de 18 modos. La función más importante en la edificación será la de las vigas sísmicas, las columnas y las placas, que se consideraron sismorresistentes en el modelo. Se consideraban como brazo rígido cuando las vigas se encontraban con las columnas o placas y el acero tenía una suficiente longitud de desarrollo debido a su espesor o ancho muy delgado. Por otro lado, se pensaba que cada apoyo de la base de la estructura estaba empotrado. Se asignaron manualmente las cargas de sobrecarga, tabiquería y piso terminado después de completar el modelado de la estructura. También se sabe que el programa ETABS

obtiene automáticamente el peso propio de los elementos estructurales, de modo que tomando en cuenta el 100% de la carga propia y el 25% de la carga viva, es posible obtener la masa de cada piso. y el peso total de la edificación Para edificaciones ordinarias, según la norma E. 030 (SENCICO, 2018).

4.2.5 Análisis Sísmico del C.S. Conchopata

Según la Norma E.030 (SENCICO, 2018), se deben obtener seis parámetros de las características del edificio para su evaluación, incluyendo su ubicación, el tipo de suelo, la configuración estructural, el tipo de uso y las irregularidades potenciales. La siguiente tabla muestra los parámetros del sismo para la edificación.

4.2.6 P. fundamental de vibración de la estructura del C.S. Conchopata

Periodo de vibración fundamental Se muestran los métodos y tiempos esenciales, teniendo en cuenta los necesarios para lograr una suma del 90% de la masa participativa en ambos aspectos. Se describieron 18 formas que son adecuadas para cumplir con lo requerido.

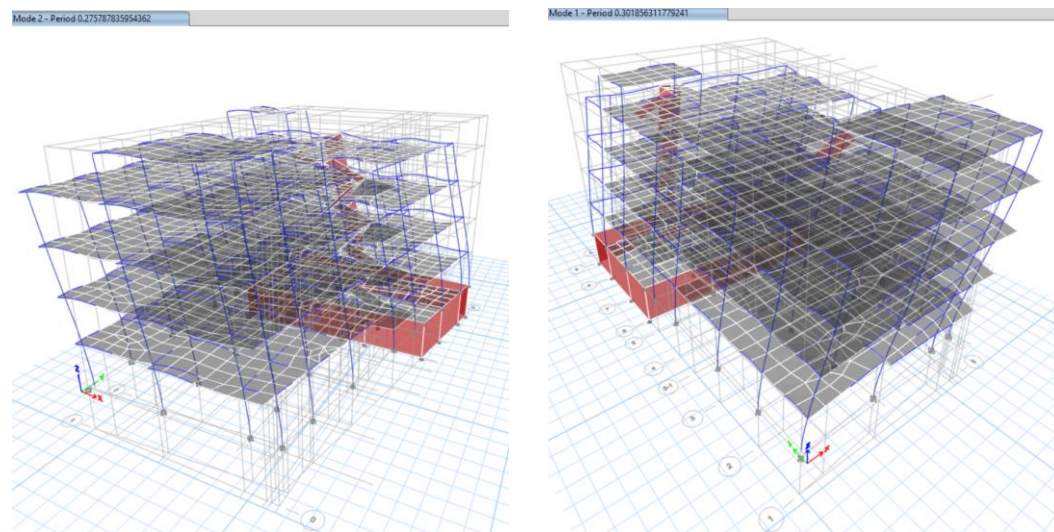
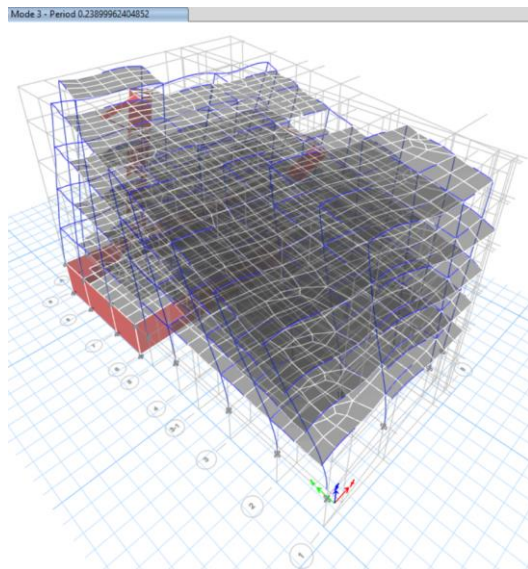
Figura 49

Periodo fundamental de vibración de la estructura

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ
		sec	% Masa participativa X	% Masa participativa Y	% Masa participativa Z
MODAL	1	0.3020	6.3500	72.3100	0.00090
MODAL	2	0.2760	66.8700	7.00000	0.22000
MODAL	3	0.2390	1.9300	0.00412	75.4800
MODAL	4	0.0890	0.0012	13.14000	0.00012
MODAL	5	0.0720	6.3500	0.08000	0.15000
MODAL	6	0.0650	66.8700	0.00243	15.75000
MODAL	7	0.0490	1.9300	0.10000	0.01000
MODAL	8	0.0490	6.3500	3.98000	0.00060
MODAL	9	0.0450	66.8700	0.00009	0.00037
MODAL	10	0.0410	1.9300	0.01000	0.02000
MODAL	11	0.0390	1.0012	0.32000	0.02000
MODAL	12	0.0360	6.3500	0.65000	0.72000
MODAL	13	0.0340	66.8700	0.65000	0.01000
MODAL	14	0.0330	1.9300	0.58000	0.36000
MODAL	15	0.0320	6.3500	0.00023	3.49000
MODAL	16	0.0300	66.8700	0.00435	0.00369
MODAL	17	0.0300	1.9300	0.00043	0.02000
MODAL	18	0.0300	2.0012	0.00322	0.04000

Figura 50

Principales Participaciones Modales en el X, Y y Z

**EN X-X****EN Y-Y****EN Z-Z**

4.2.7 Análisis sísmico estático del C.S. Conchopata

La Norma **E.030** (SENCICO, 2018) no recomienda realizar este análisis a aquellas estructuras regulares que superen los 30 metros de altura, pues a mayor altura del edificio, los resultados obtenidos tendrán una menor precisión. La edificación a analizar cumple con el requerimiento de altura debido a que es una estructura de 5 pisos más un semisótano; sin embargo, se deberá realizar este análisis estático para escalar el sismo y obtener la cortante de diseño. Asimismo, este método sirve para determinar la fuerza de cortante basal estática (V) y distribuirlos por nivel. Para calcular “V” se usa la siguiente fórmula:

$$V = (Z * U * C * S) / R * (P)$$

Para determinar el peso sísmico de la estructura, se debe tomar el 100% de la C.M. y el 25% de la C.V. para edificaciones tipo “C”. Se presentan los pesos en cada nivel y el peso sísmico total de la estructura.

Tabla 3

Peso por piso de la estructura

TABLE: Story Peso						
Story	Output Case 100%CM+25%CV	Case Type	Location	PESO X tonf	PESO Y tonf	PESO DESAGREGADO TOTAL
T. TECHO	PESO SISMICO	Combination	Bottom	98.4845	98.4845	98.48450
STORY4	PESO SISMICO	Combination	Bottom	482.3797	482.3797	383.89520
STORY3	PESO SISMICO	Combination	Bottom	866.2767	866.2767	383.89700
STORY2	PESO SISMICO	Combination	Bottom	1250.173	1250.173	383.89710
STORY1	PESO SISMICO	Combination	Bottom	1634.070	1634.070	383.89700
SEMISOTANO	PESO SISMICO	Combination	Bottom	245.4028	245.4028	PT=1634.070

Se utiliza la fórmula anterior para calcular la cortante basal estática después de obtener todos los parámetros y el peso total de la estructura.

Resolviendo:

Figura 51*Parámetros sísmicos*

MANUAL	DIRECCIÓN X-X	DIRECCIÓN Y-Y
T=	0.255	0.255
Z=	0.25	0.25
S=	1.2	1.2
TP=	0.6	0.6
TL=	2	2
U=	1.5	1.5
C=	2.5	2.5
Ro=	8	8
la=	1	1
lp=	1	1
PESO EDIFICO	1634.0708	1634.0708
VE=ZUCS/R	0.140625	0.140625
VE=	229.7912063	229.7912063
C/R>0.11	0.3125	0.3125
K=	1	1

Tabla 4*Fuerzas por piso de la estructura*

TABLE: Story Forces						
Story	Output Case	PESO	Alturas	Pi*hi^k	Alfa i	FUERZAS
	100%CM+25%CV	DESAGREGADO	m			
		TOTAL				tonf
T. TECHO	PESO SISMICO	98.48450	15.5	1526.50975	0.10901196	25.04999088
STORY4	PESO SISMICO	383.89520	13.0	4990.6376	0.35639419	81.89625148
STORY3	PESO SISMICO	383.89700	9.75	3742.99575	0.2672969	61.42247661
STORY2	PESO SISMICO	383.89710	6.50	2495.33115	0.17819798	40.94832841
STORY1	PESO SISMICO	383.89700	3.25	1247.66525	0.08909897	20.47415887
SEMISOTANO	PESO SISMICO	PT=1634.0708				
				Suma Pi*hi^k	14003.1400	229.7912063

Figura 52

Definiendo patrones de carga en la dirección X

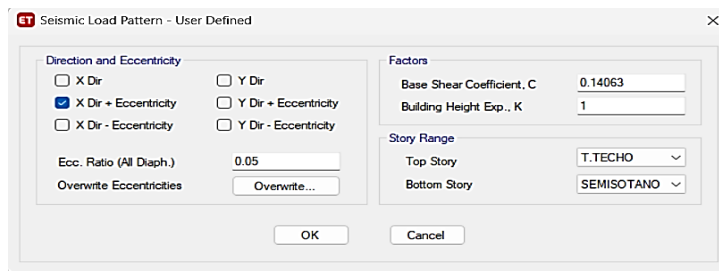
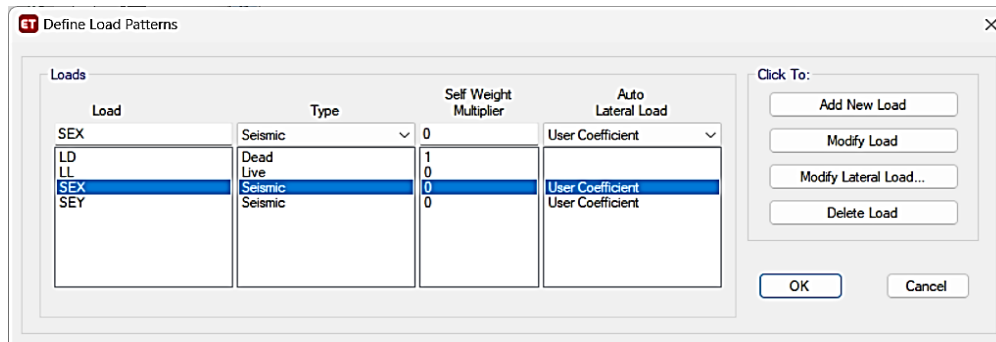
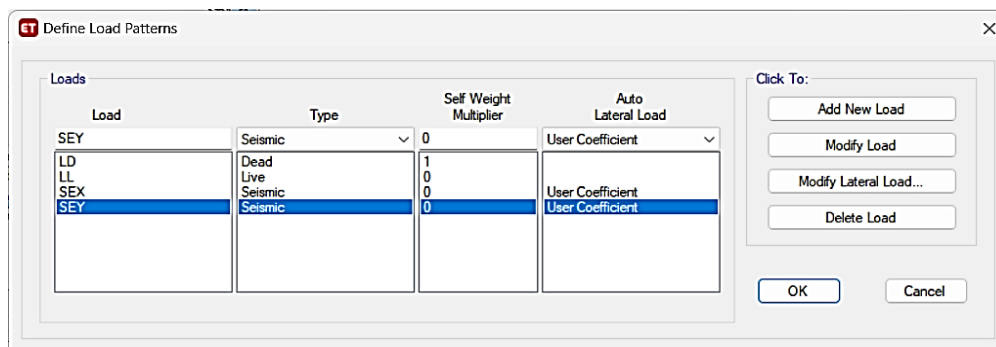


Figura 53

Definiendo patrones de carga en la dirección Y



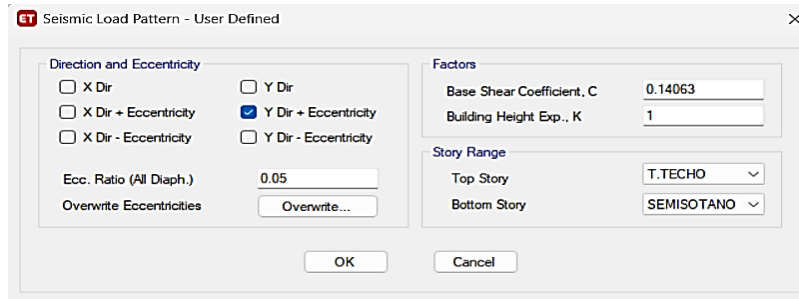


Figura 54

Reacciones en la Base de la Estructura

TABLE: Base Reactions							
Output Case	Case Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
SEX	LinStatic	-206.0548	-0.8885	0	2.8878	-2859.7722	3197.981
SEY	LinStatic	-5.6031	-197.1044	0	2830.6833	-18.2102	1672.3609

4.2.8 Análisis dinámico del C.S. Conchopata

Según la Norma E.030 (SENCICO, 2018), el A.D. es más preciso que el A.E, ya que no tiene restricciones y se puede utilizar en cualquier tipo de estructura. El A.D. Modal espectral se utilizó en el proyecto actual, ya que se planea construir una estructura de cinco pisos y un semisótano. Según la Norma E.030 (SENCICO, 2018) se define como:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} * g$$

La tabla de los parámetros sísmicos muestra las definiciones de los valores Z, U, S y R.

El periodo T influirá en el Coef. de amplificación sísmica "C".

Los valores de “Sa” para cada valor de “C” en sus diferentes períodos se pueden obtener resolviendo la fórmula anterior.

El espectro de pseudoaceleraciones $S_a(g)$ vs T de la Norma E.030 se creará después de obtener los valores anteriores (SENCICO, 2018) que será presentada en la gráfica siguiente:

Figura 55

Definiendo patrones de carga-análisis pseudodinámico

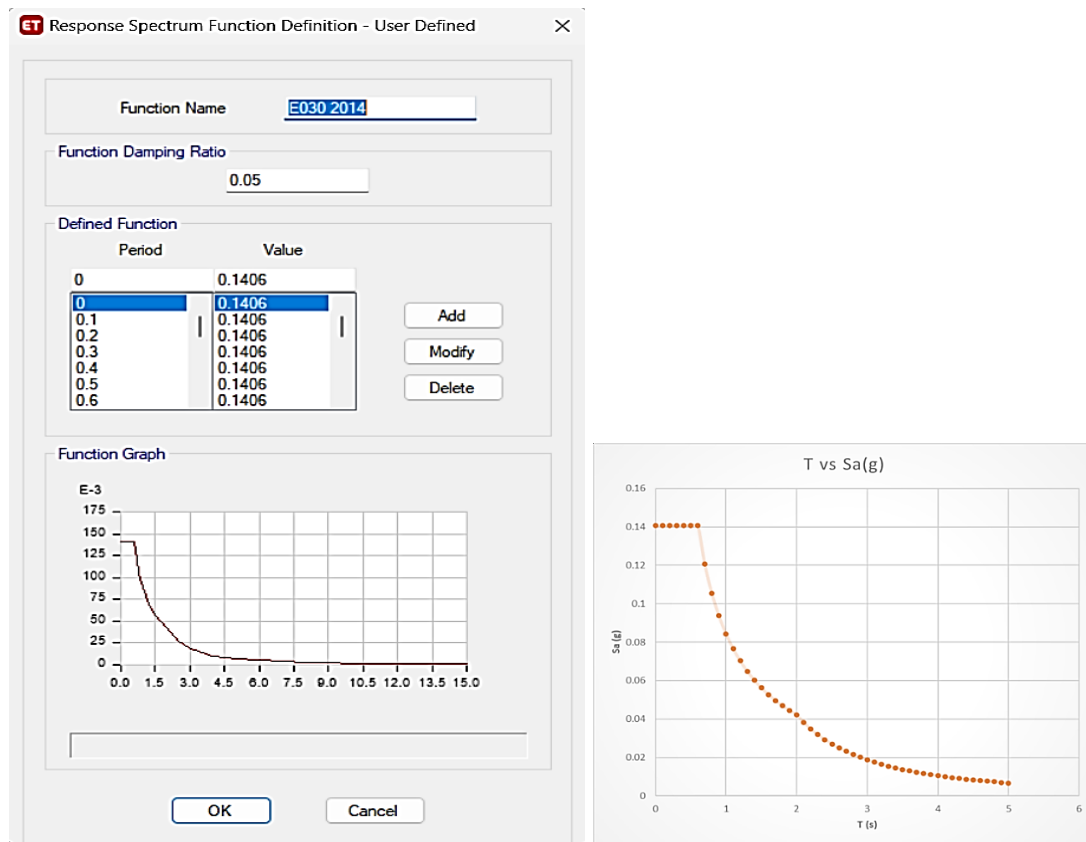


Figura 56

Definiendo patrones sismo pseudodinámico en X

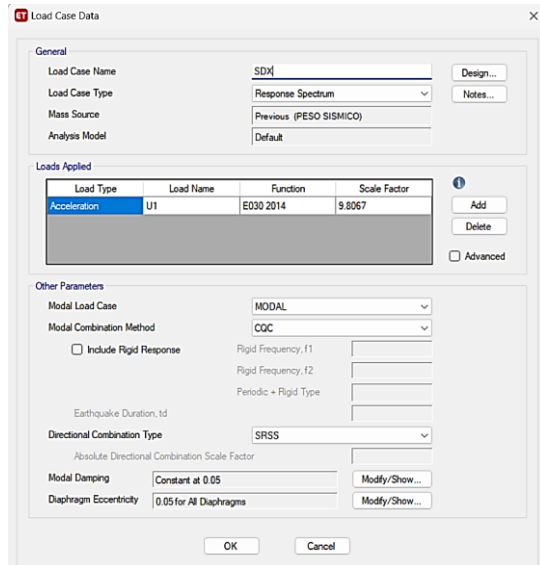
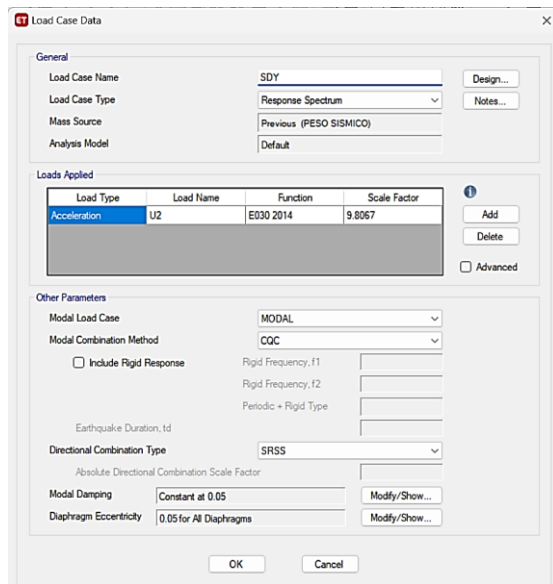


Figura 57

Definiendo patrones sismo pseudodinámico en Y



4.2.9 Fuerza cortante dinámica en la base del C.S. Conchopata

Para estructuras regulares, la Norma E.030 (SENCICO, 2018) establece que la F. Cortante basal de la estructura no debe ser inferior al 80% de la F. Cortante basal

estática previamente determinada. No debe ser menos del 90% si hay estructuras irregulares. Se debe elevar el sismo de manera proporcional si no se cumple con lo establecido en la Norma E.030 (SENCICO, 2018). Este proceso se utiliza únicamente para adquirir la cortante de diseño; sin embargo, no se aplica para verificar los desplazamientos.

Figura 58

Fuerzas cortantes dinámicas en la base

TABLE: Base Reactions								
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
SDX	LinRespSpec	Max	141.8456	30.3485	0	435.8385	1970.7428	2272.179
SDY	LinRespSpec	Max	30.7886	142.726	0	2042.0305	446.0627	1454.9087

Comprobando $V_{din} \geq 0.8 \cdot V_{est}$

Según la Norma E.030 (SENCICO, 2018), dado que la edificación es una estructura regular, se deberá aplicar un factor de escala si no cumple con el 80% de la fuerza cortante dinámica.

Figura 59

Fuerzas cortantes dinámicas en la base en el eje X y Y

FUERZA CORTANTE DE DISEÑO XX-YY					
	V est. (ton)	V din. (ton)	80%Vest.	Fact. de escala	V DISEÑO (ton)
DIRECCIÓN X-X	229.791	141.8456	183.8328	1.296006362	183.8328
DIRECCIÓN Y-Y	229.791	142.726	183.8328	1.288011995	183.8328

Comprobando las reacciones en la base con la aplicación de los factores de escala para el diseño.

Figura 60

Reacciones en la base con los factores de escala para el diseño

TABLE: Base Reactions includes factor scale para diseño							
Output Case	Step Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
SXDISEÑO	Max	183.8319	39.3316	0	564.8466	2554.0826	2944.744
SYDISEÑO	Max	39.6558	183.831	0	2630.1352	574.5288	1873.9225

4.2.10 Verificación del sistema estructural del C.S. Conchopata

Por la cantidad de placas distribuidas en la edificación, se consideró la estructura como un sistema de muros estructurales en los parámetros sísmicos establecidos. Para justificar esta consideración, se examinarán los resultados con la cortante dinámica que se obtuvo previamente. Las placas deben ser elementos de resistencia sísmica y sobre los que actúa al menos el 70% de la cortante basal para que una estructura se clasifique como muros estructurales, según la Norma E.030 (SENCICO, 2018).

Figura 61

Verificando el sistema estructural en el eje X

Section Cut Forces

Section Cutting Line

Global X	Start Point	End Point	Global Y
143		542.0679	382
			359.1143

Load Case: SXDISEÑO

Resultant Force Location and Angle

Global X	342.534	m
Global Y	370.5572	m
Global Z	0	m
Angle	356.718	deg

Objects to Include:

- Columns
- Beams
- Braces
- Floors
- Walls
- Links

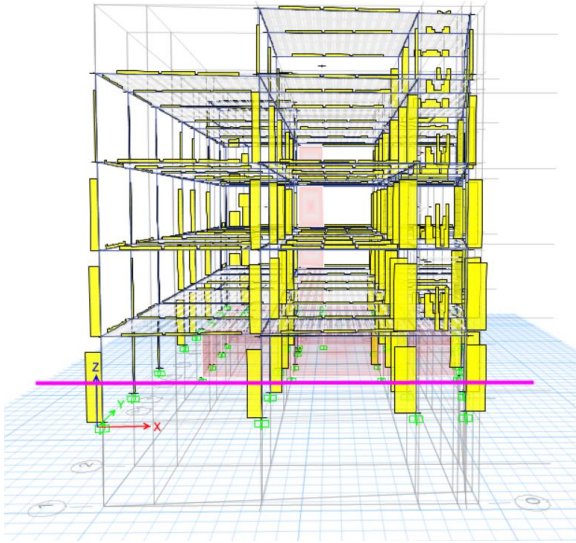
Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	33.8578	5.7605	14.9314	33.8578	5.7605	14.9314
Moment	5819.7073	4746.5482	12037.9041	5819.7073	4746.5482	12037.9041

Buttons: Save Right Side Cut, Save Left Side Cut, OK, Cancel, Refresh

Figura 62

Corte en la base del C.S. Conchopata en XX



Nota. Imagen generada del Corte en la base del C.S. Conchopata en la base de la dirección X

Tabla 5

Cortante en el eje X

VDXX=	33.8578
	VDXX (tn)
VPLACA	0
VCOLUMNA	33.8578
%PLACA	0
%COLUMNA	100

Figura 63

Verificando el sistema estructural en el eje Y

ET Section Cut Forces

Section Cutting Line

	Start Point	End Point	
Global X	68	676	m
Global Y	310	307	m

Load Case: SYDISENO

Objects to Include

Columns Beams Braces
 Floors Walls Links

Resultant Force Location and Angle

Global X	372	m
Global Y	308.5	m
Global Z	0	m
Angle	359.717	deg

Integrated Forces

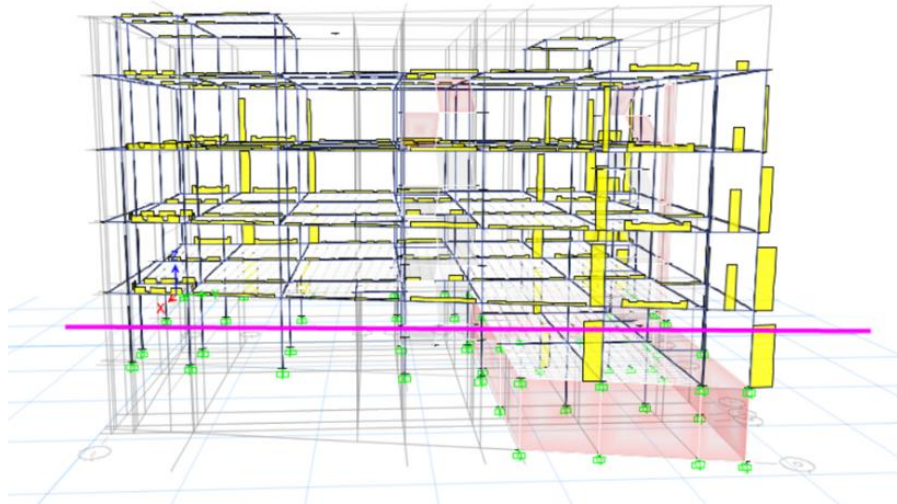
	Right Side			Left Side			
	1	2	Z	1	2	Z	
Force	9.2244	70.7111	10.8257	9.2244	70.7111	10.8257	tonf
Moment	3235.6462	4089.9415	27658.3996	3235.6462	4089.9415	27658.3996	tonf-m

Save Right Side Cut Save Left Side Cut

OK Cancel Refresh

Figura 64

Corte en la base del C.S. Conchopata en YY



Nota. Imagen generada del Corte en la base del C.S. Conchopata en la base de la dirección Y

Tabla 6*Cortante en el eje Y*

VDYY=	70.71
	VDYY (tn)
VPLACA	0
VCOLUMNA	70.71
%PLACA	0
%COLUMNA	100

Se concluye que la suposición previa es correcta, ya que las columnas en ambas direcciones absorben más del 70% de la cortante basal del edificio del C.S. Conchopata.

4.2.11 Verificación de derivas de entrepiso del C.S. Conchopata

Según la Norma E.030 (SENCICO, 2018), el desplazamiento relativo máximo del entrepiso no debe superar la fracción de la altura del entrepiso. El tipo de material predominante en la estructura determina estos límites; en este caso, la edificación es de concreto armado y tiene una deriva máxima permitida de 0.007.

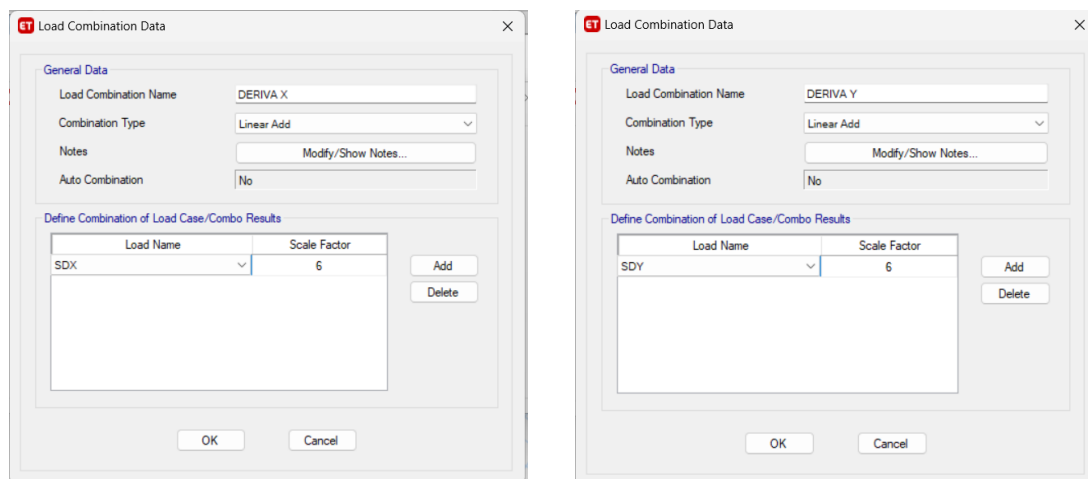
Figura 65*Verificando Deriva de entrepiso en X y Y*

Figura 66*Derivas por piso en eje X*

TABLE: Story Drifts										
Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	
							m	m	m	DMAX=0.007
T.TECHO	DERIVA X	Combination	Max	X	0.001871	4028	0	26.37	15.5	CUMPLE
STORY4	DERIVA X	Combination	Max	X	0.002114	4177	5.96	28.996	13	CUMPLE
STORY3	DERIVA X	Combination	Max	X	0.002258	4177	5.96	28.996	9.75	CUMPLE
STORY2	DERIVA X	Combination	Max	X	0.002055	4177	5.96	28.996	6.5	CUMPLE
STORY1	DERIVA X	Combination	Max	X	0.001063	4082	18.69	28.24	3.25	CUMPLE

Figura 67*Derivas por piso en eje Y*

TABLE: Story Drifts										
Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	
							m	m	m	DMAX=0.007
T.TECHO	DERIVA Y	Combination	Max	Y	0.001207	4047	15.2134	8.52	15.5	CUMPLE
STORY4	DERIVA Y	Combination	Max	Y	0.001699	4082	18.69	28.24	13	CUMPLE
STORY3	DERIVA Y	Combination	Max	Y	0.002044	4033	18.36	26.37	9.75	CUMPLE
STORY2	DERIVA Y	Combination	Max	Y	0.002131	24	1.86	29.2395	6.5	CUMPLE
STORY1	DERIVA Y	Combination	Max	Y	0.001442	24	1.86	29.2395	3.25	CUMPLE

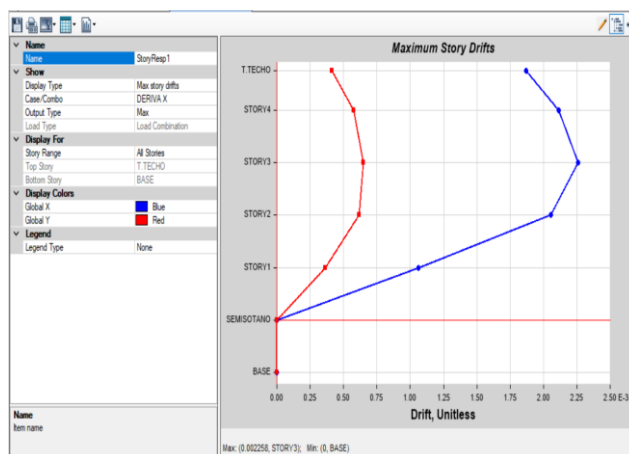
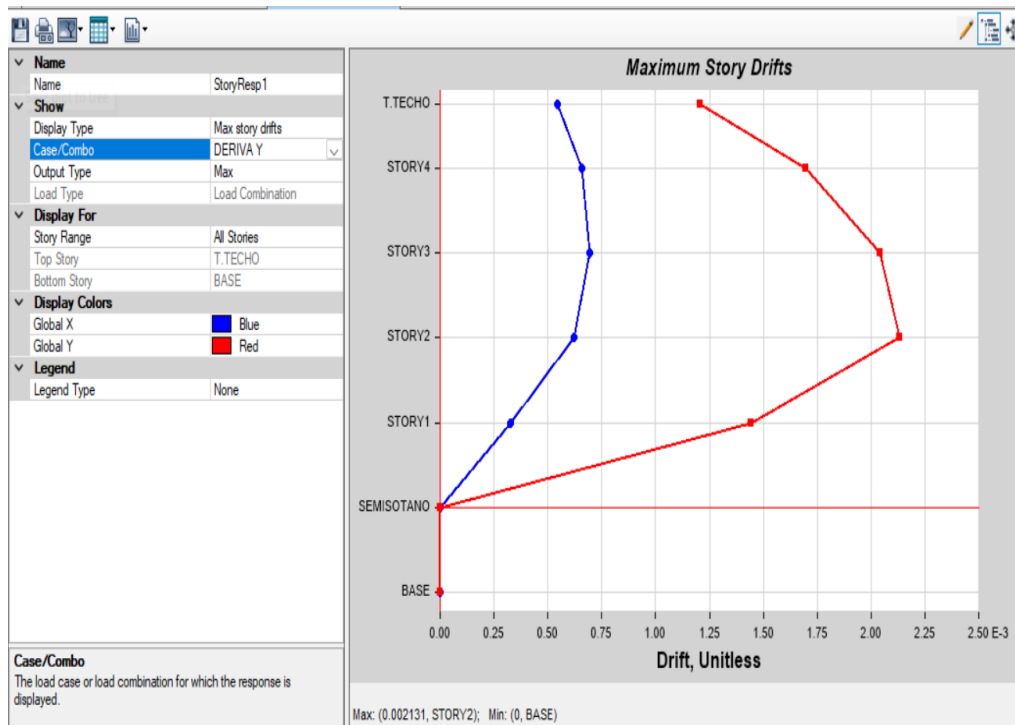
Figura 68*Máxima deriva de piso en X*

Figura 69

Máxima deriva de piso en Y



Se observa que en ambas direcciones la deriva de entrepiso cumple con lo exigido, pues esta es menor a la deriva máxima permitida por la Norma E.030 (SENCICO, 2018).

4.2.12 Verificación de torsión en planta del C.S. Conchopata

Es necesario examinar la torsión, una anomalía en la planta. Si existe este impacto en la estructura, se multiplicará por un factor, lo cual disminuirá el factor R y aumentará la fuerza cortante de diseño.

Se verificará en ambas direcciones X-Y; en caso de que la relación sea superior a 1.3, se considerará irregularidad torsional.

Figura 70

Diagrama de verificación de torsión en planta en el eje X

TABLE: Diaphragm Max Over Avg Drifts Irregularidad torsional en XX										
Story	Output Case	Step Type	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Label	Max Loc X	Max Loc Y	Max Loc Z
								m	m	m
T.TECHO	DERIVA X	Max	Diaph D5 X	0.001871	0.001543	1.2120	4028	0	26.37	15.5
STORY4	DERIVA X	Max	Diaph D4 X	0.002114	0.00179	1.1810	4177	5.96	28.996	13
STORY3	DERIVA X	Max	Diaph D3 X	0.002258	0.001942	1.1630	4177	5.96	28.996	9.75
STORY2	DERIVA X	Max	Diaph D2 X	0.002055	0.001772	1.1600	4177	5.96	28.996	6.5
STORY1	DERIVA X	Max	Diaph D1 X	0.001058	0.000946	1.1190	4177	5.96	28.996	3.25

Figura 71

Diagrama de verificación de torsión en planta en el eje Y

TABLE: Diaphragm Max Over Avg Drifts Irregularidad torsional en YY										
Story	Output Case	Step Type	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Label	Max Loc X	Max Loc Y	Max Loc Z
								m	m	m
T.TECHO	DERIVA Y	Max	Diaph D5 Y	0.001207	0.001176	1.026	4047	15.2134	8.52	15.5
STORY4	DERIVA Y	Max	Diaph D4 Y	0.001664	0.001596	1.042	4033	18.36	26.37	13
STORY3	DERIVA Y	Max	Diaph D3 Y	0.002044	0.001975	1.035	4033	18.36	26.37	9.75
STORY2	DERIVA Y	Max	Diaph D2 Y	0.002128	0.00207	1.028	4033	18.36	26.37	6.5
STORY1	DERIVA Y	Max	Diaph D1 Y	0.001317	0.001284	1.026	4033	18.36	26.37	3.25

Se puede concluir que, por condiciones de simetría en el edificio, tanto en masa como en rigidez, no se presentan efectos importantes de torsión. Asimismo, cumple con lo asumido que la estructura es regular.

Figura 72

Diagrama de verificación de piso blando

TABLE: Story Stiffness-Verificando piso blando XX										
Story	Output Case	Case Type	Shear X	Drift X	Stiff X	Shear Y	Drift Y	Stiff Y	Rigidez X	<70%
			tonf	m	tonf/m	tonf	m	tonf/m		
T.TECHO	SDX	LinRespSpec	16.188	0.001	25178.910	3.022	0.000	22036.46	25179	17625
STORY4	SDX	LinRespSpec	68.618	0.001	69175.855	14.088	0.000	58970.56	43997	30798
STORY3	SDX	LinRespSpec	110.559	0.001	105124.189	24.169	0.000	86504.83	35948	25164
STORY2	SDX	LinRespSpec	137.318	0.001	154353.223	30.705	0.000	112821.61	49229	34460
STORY1	SDX	LinRespSpec	149.231	0.000	390307.277	33.324	0.000	250962.06	235954	

4.2.13 Junta sísmica del C.S. Conchopata

Toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas, desde el nivel de terreno natural para evitar el contacto entre ellas durante un sismo. La Norma E.030 (SENCICO, 2018) indica que debe existir una separación mínima “s”.

Figura 73

Junta sísmica

JUNTA SÍSMICA				
Dirección	D máx. (cm)	2/3 D máx. (cm)	S/2 (cm)	Junta Sísmica (cm)
Dirección X-X	2.783	1.855	4.65	5.00
Dirección Y-Y	2.562	1.708	4.65	5.00

Como se observa en la tabla, se deberá colocar una junta sísmica de 5 cm en ambas direcciones X y Y.

Figura 74

Combinaciones más envolventes

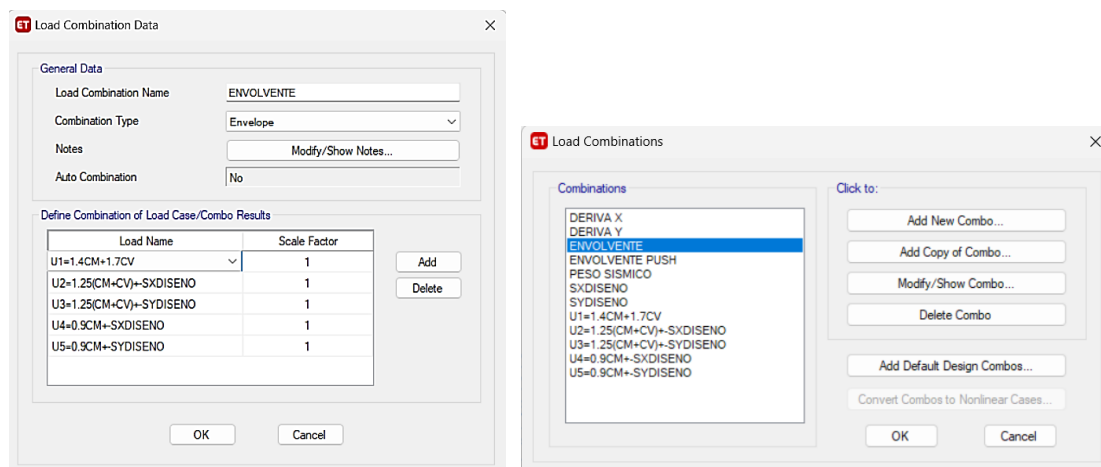


Figura 75

Verificando los warning

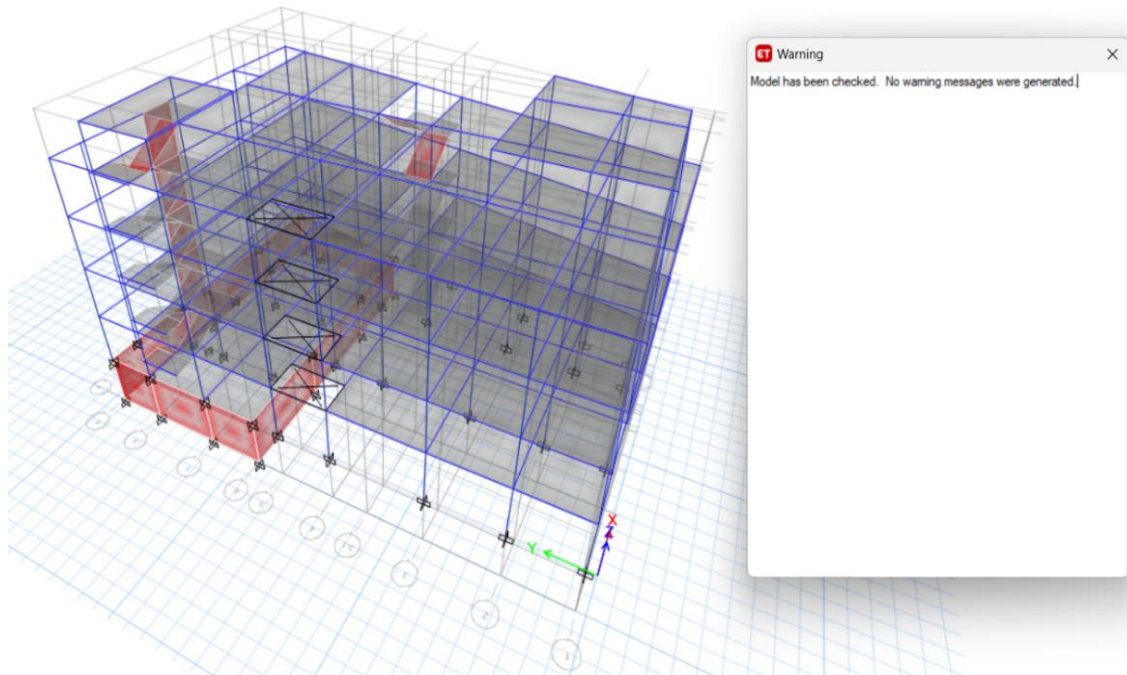


Figura 76

Configurando código de D.Sismorresistente del ACI 318-08

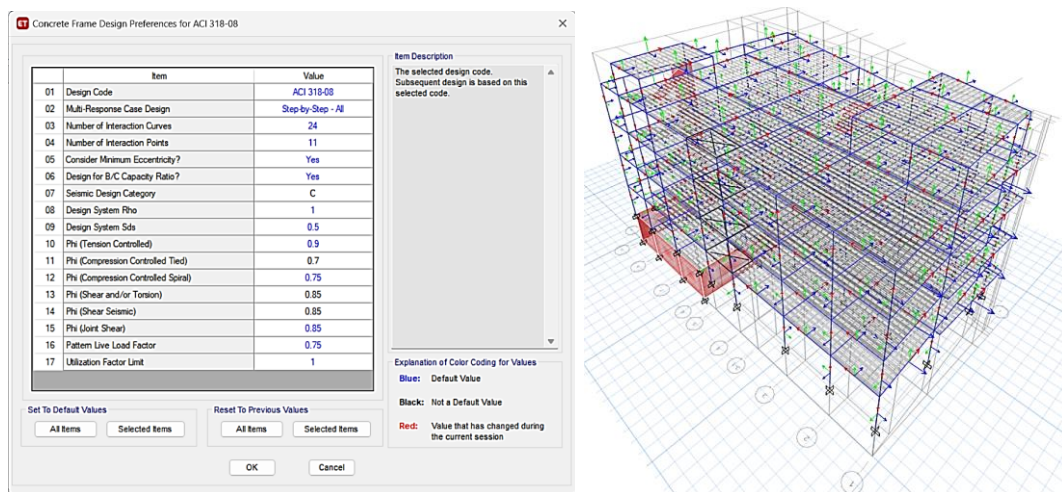
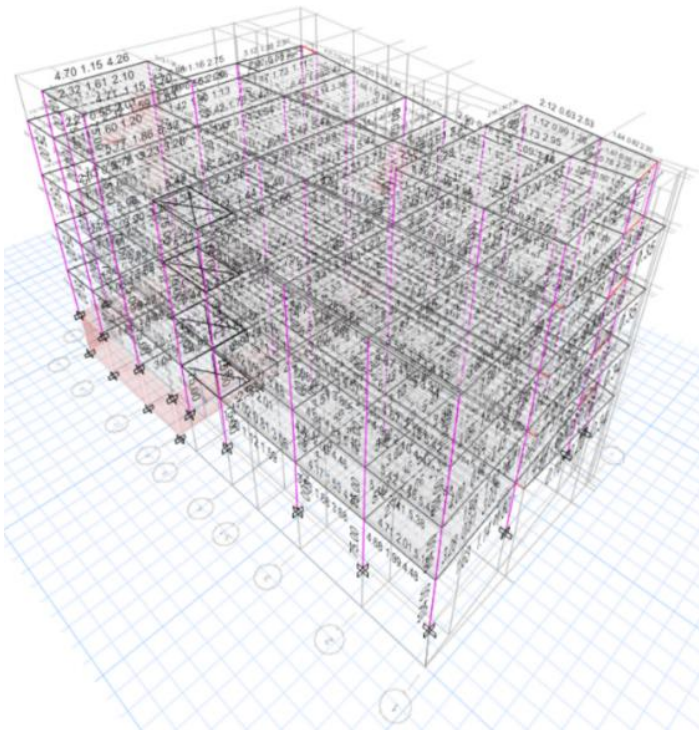
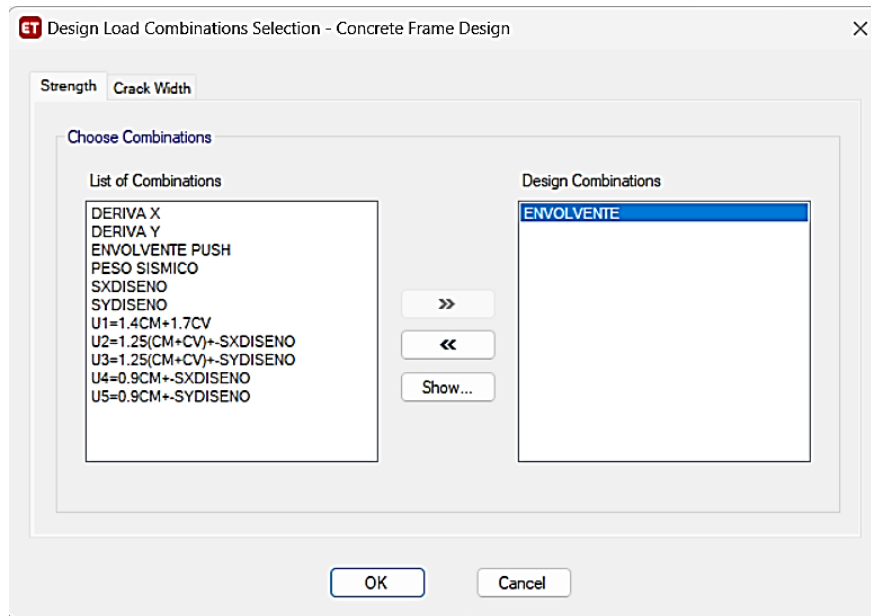


Figura 77

Diseño de acero en la estructura

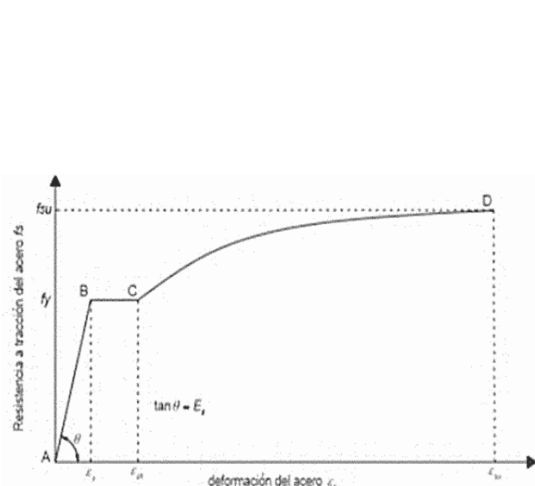
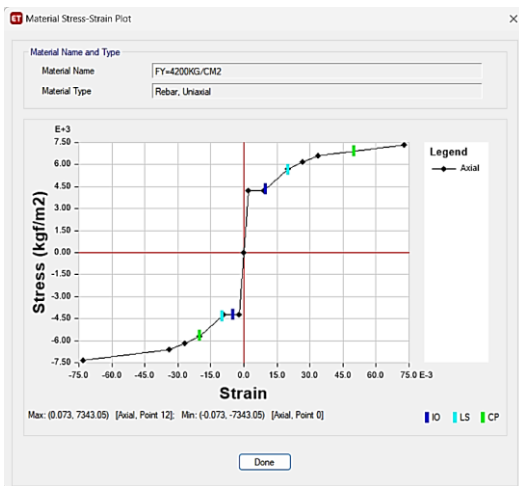
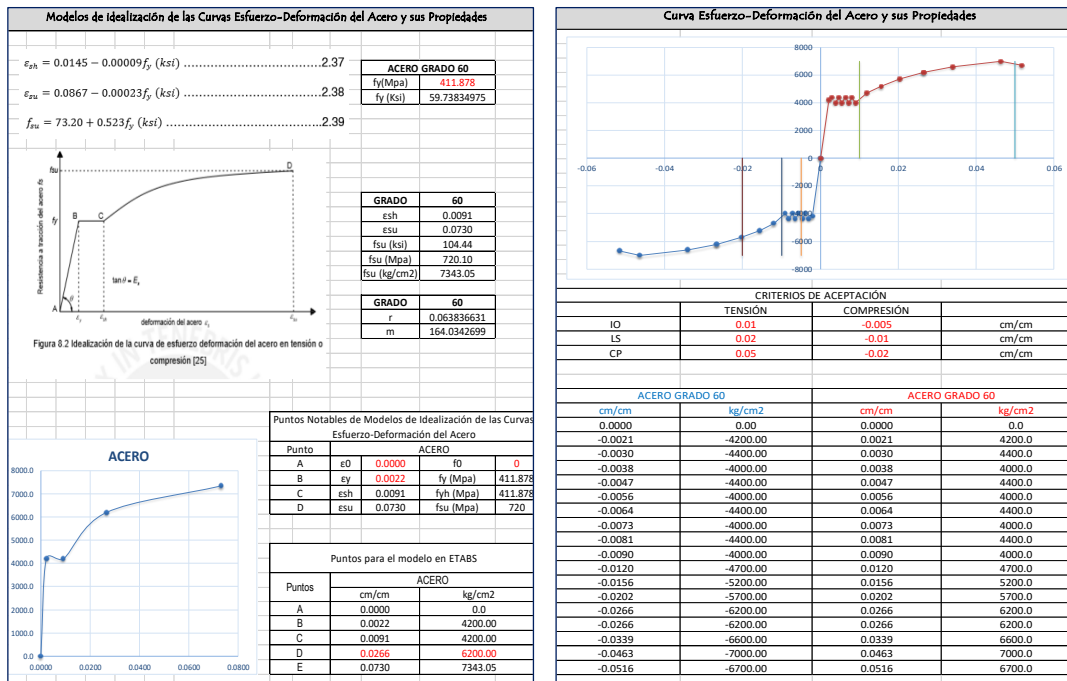


4.2.14 Análisis de materiales del C.S. Conchopata

Modelos de idealización de las curvas f-ε del acero y sus propiedades

Figura 79

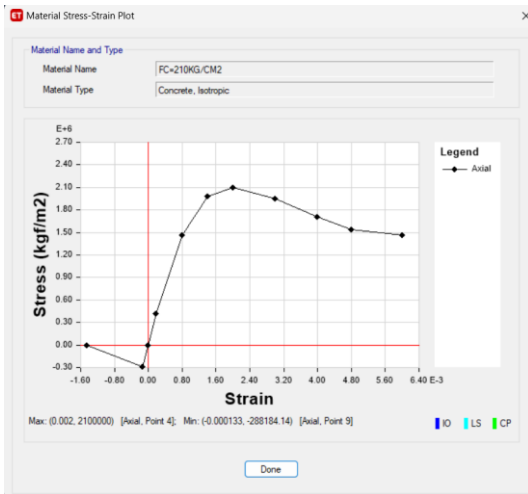
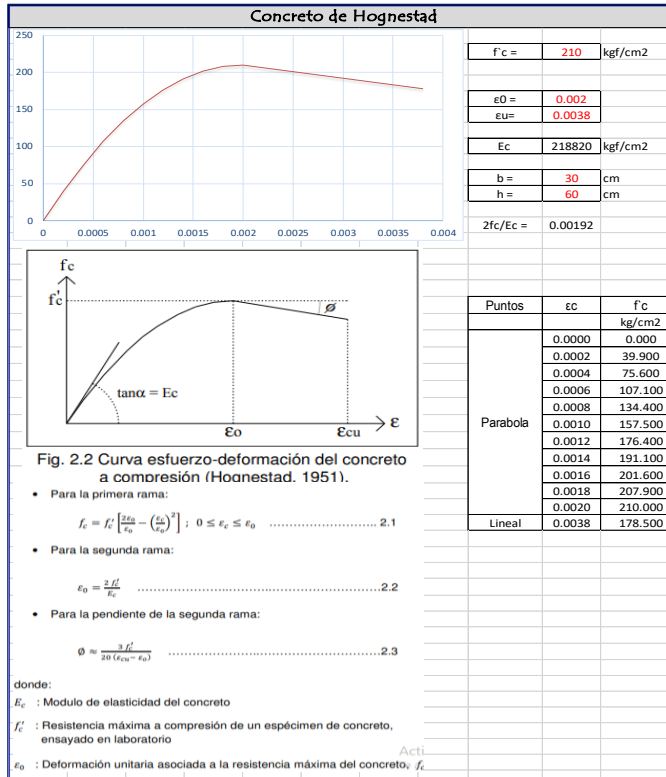
Modelos de idealización Esfuerzo-Deformación del Acero



Concreto No Confinado-Modelo de Hognestad

Figura 80

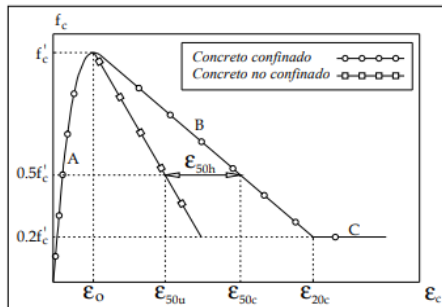
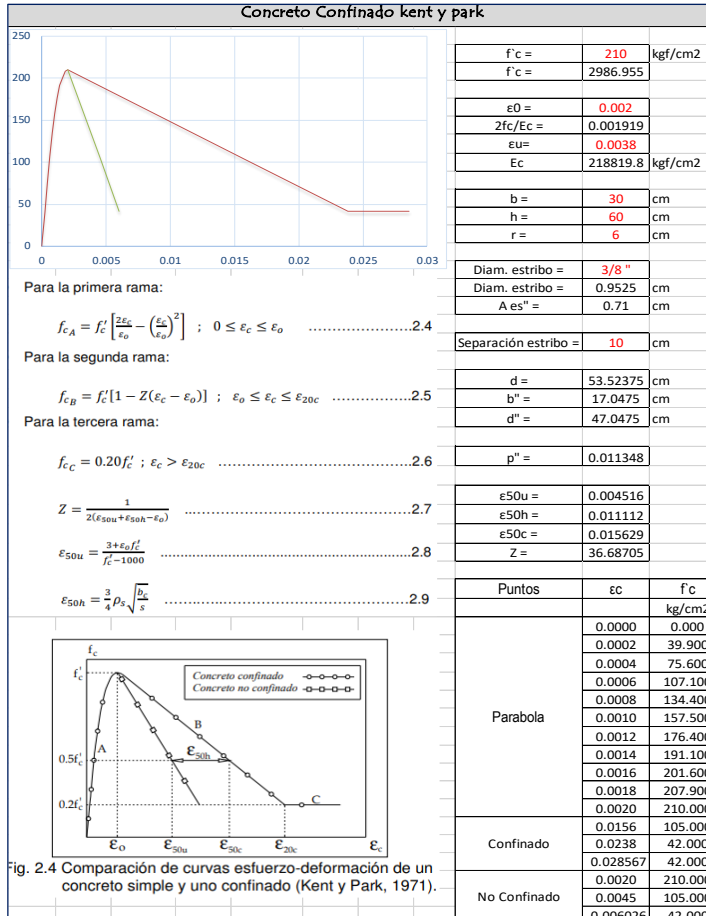
Concreto No Confinado-Modelo de Hognestad



Concreto Confinado- Modelo de Kent y Park

Figura 81

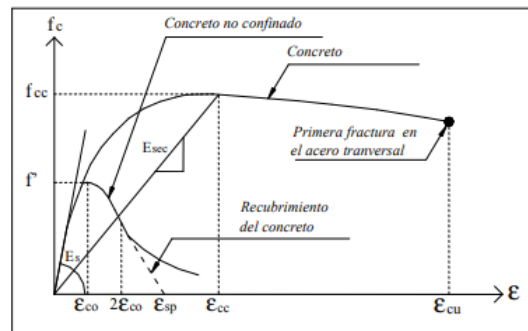
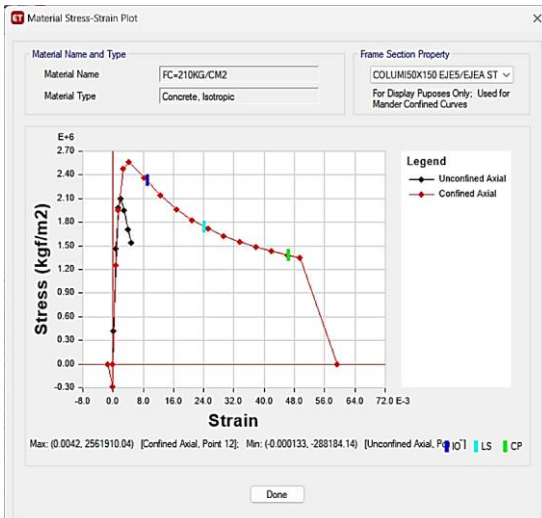
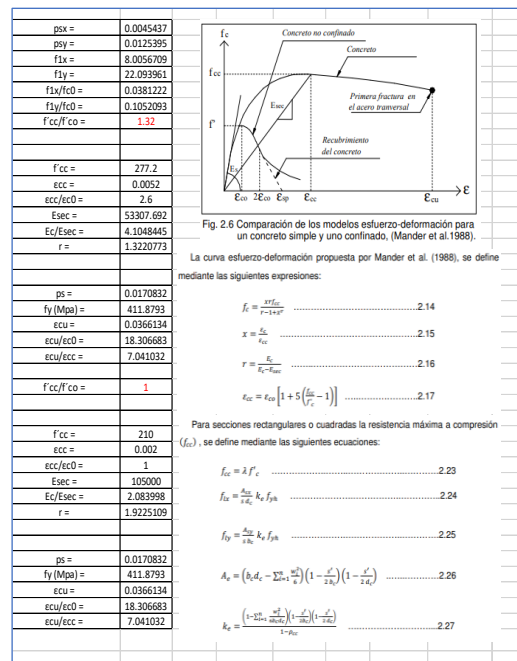
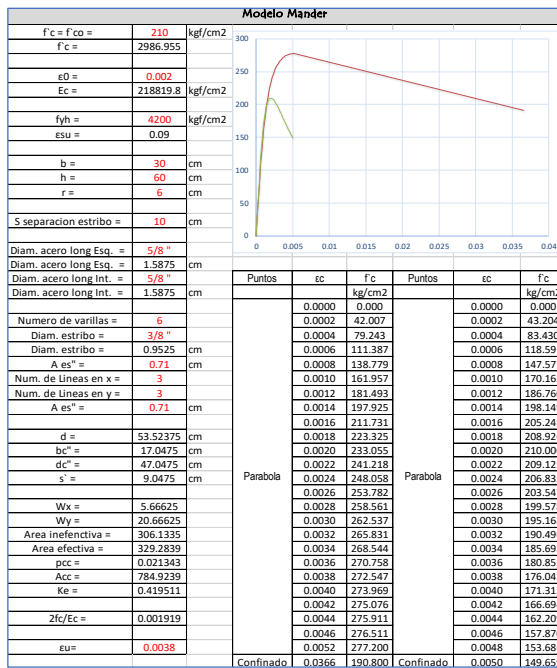
Concreto Confinado- Modelo de Kent y Park



Concreto Confinado Modelo de Mander

Figura 82

Concreto Confinado Modelo de Mander

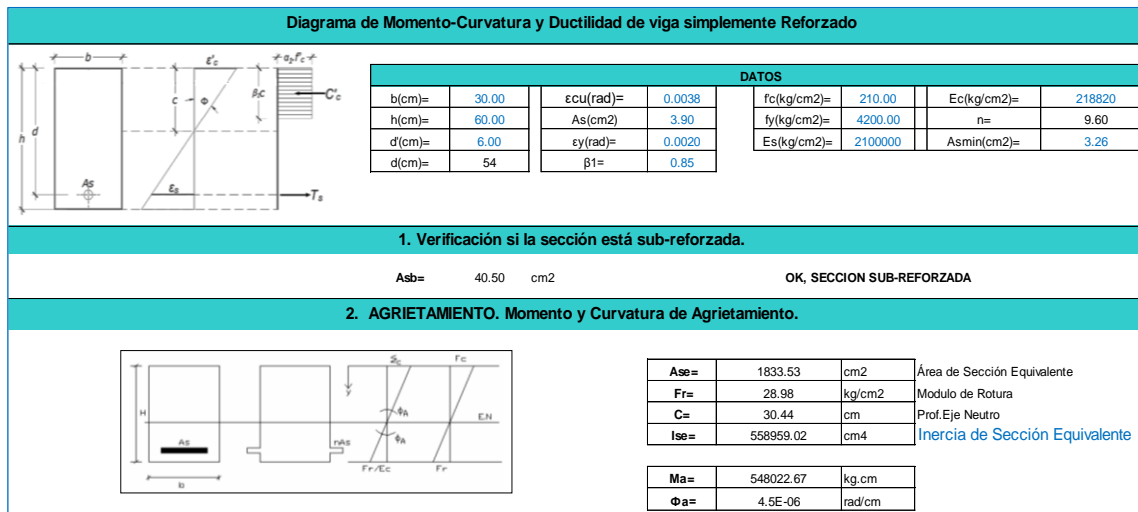


4.2.15 MNL para secciones y elementos del C.S. Conchopata

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

Figura 83

Momento Curvatura y Ductilidad-Viga simplemente Reforzado

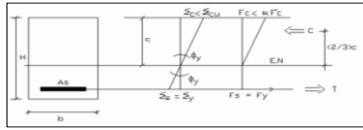


3. CEDENCIA. Momento y Curvatura Cedente.

Aplica Hipotesis A

HIPÓTESIS A:

Comportamiento elástico lineal del Concreto
El acero está en Cedencia
Comportamiento perfectamente plástico del acero
El Concreto no ha alcanzado el agotamiento



3.1. Determinación del EJE NEUTRO.

T=C=	16380	kg
------	-------	----

$(E_c \cdot \epsilon_y \cdot b) c^2 + (2 \cdot A_s F_y) c - 2 \cdot A_s F_y d = 0$

c ² =	13129
c=	32760
t.i.=	-1769040

Prof. Del eje neutro c= 10.43 cm

3.2. Verificación de hipótesis.

εc=	0.000	rad	OK OK
Fc=	104.728	kg/cm ²	
0.85·F'c=	178.500	kg/cm ²	

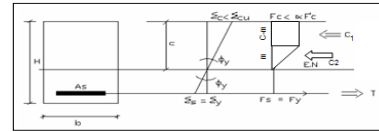
My=	827588	kg.cm
Φy=	4.59E-05	rad/cm

Cálculo de Momento Cedente y Curvatura Cedente.

My=	827588	kg.cm
Φy=	4.59E-05	rad/cm

HIPÓTESIS B:

Comportamiento no lineal del Concreto
El acero está en Cedencia
Comportamiento perfectamente plástico del acero
0.05



3.3. Determinación del EJE NEUTRO.

εcy=	0.0008	rad
m=	17.26	cm

Prof. Del eje neutro c= 11.69 cm

3.4. Verificación de hipótesis.

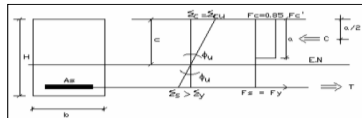
εcdef=	0.000552	rad	OK NO CUMPLE
Fc=	120.89	kg/cm ²	
0.85·F'c=	178.50	kg/cm ²	

My=	795672	kg.cm
Φy=	4.73E-05	rad/cm

4. AGOTAMIENTO. Momento y Curvatura Última.

HIPÓTESIS:

El acero está cediendo o ya cedió
Comportamiento perfectamente plástico del acero
El Concreto está en condición de agotamiento



T=C= 16380 kg

4.1. Determinación del EJE NEUTRO.

Prof. Del eje neutro c= 3.60 cm
a= 3.06 cm

4.2. Cálculo de Momento Última y Curvatura Última.

Mu=	859468	kg.cm
Φu=	1.06E-03	rad/cm

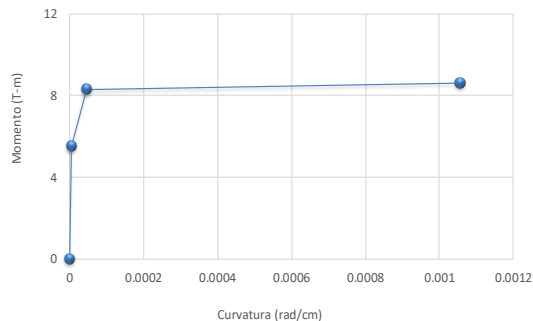
TABLA DE MOMENTO CURVATURA

Condición	Curvatura (Rad/cm)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Agrietamiento	0.000004	5.48022668
Cedencia	0.000046	8.275883012
Última	0.001056	8.594682353

DUCTILIDAD

μ=	23.01
----	-------

Diagrama de Momento-Curvatura



DUCTILIDAD ESTIMADA DEL SISTEMA (SECCION SIMPLEMENTE REFORZADA)

Lc = 265 (Longitud Libre de la Columna)
hv = 60 (Altura total de la Sección de la Viga)

Lp = hv/2 = 30 (Long Plastica Aprox)

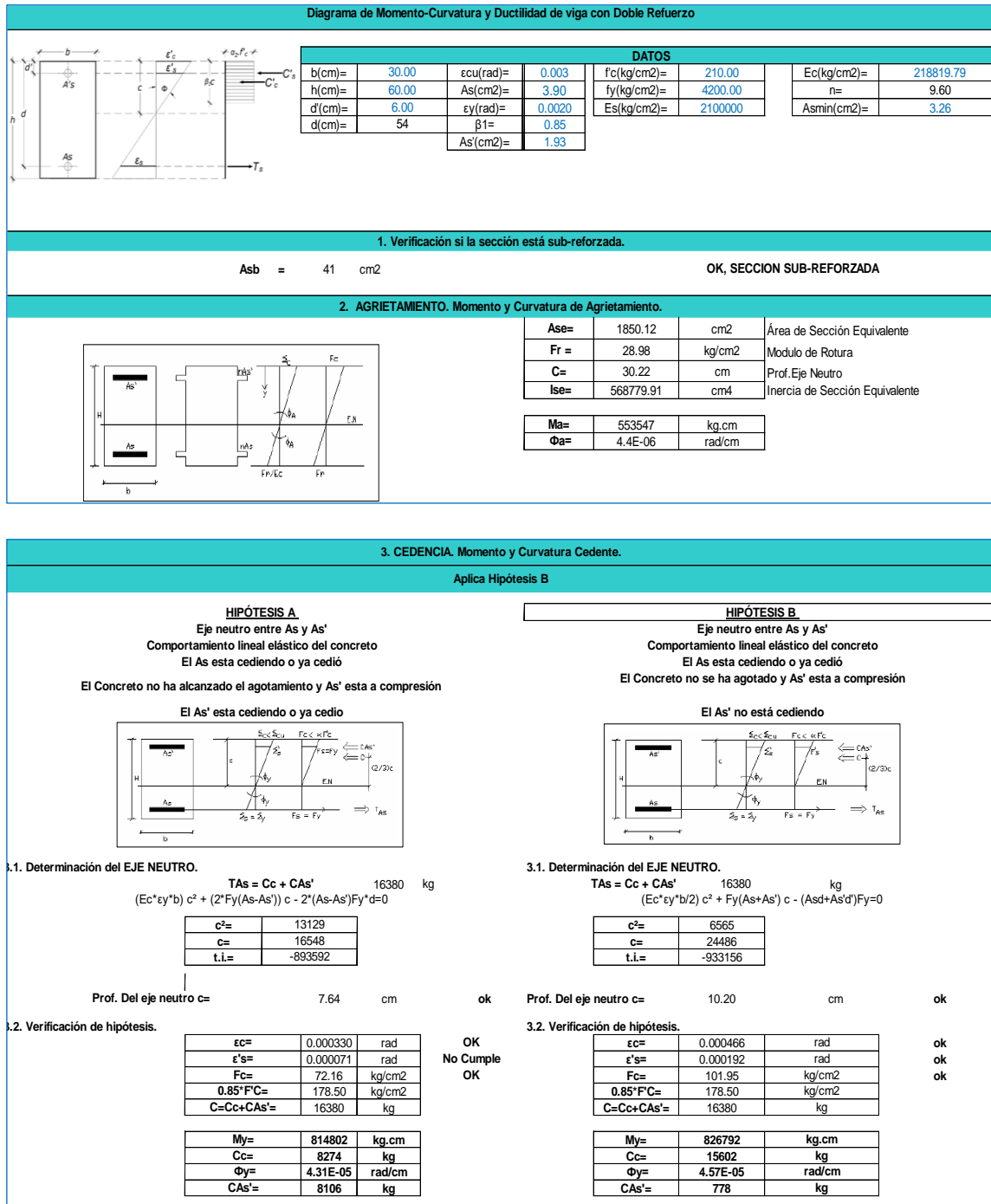
Ductilidad Estimada del Sistema

$ud = 1 + 3 \cdot (Lp / Lc) \cdot (m_1 - 1) = 8.47$

ud/μ = 0.37 c (Relación de Ductilidades)

Figura 84

Momento Curvatura y Ductilidad-Viga con Doble Refuerzo



4. AGOTAMIENTO. Momento y Curvatura Última.

Aplica hipótesis B

HIPÓTESIS A
El As y el As' está cediendo o ya cedió
Comportamiento elástico perfectamente plástico del acero
El Concreto alcanzó el agotamiento
Eje neutro entre As y As'; As' en compresión

4.1. Determinación del EJE NEUTRO.
 $TAs = Cc + CAs'$ 16380 kg

Prof. Del eje neutro c=	1.82	cm	No cumple
$\epsilon's'$	-0.0069	rad	No cumple
a=	1.55	cm	

Mu=	829492	kg.cm
Cc=	8274	kg
Φu =	0.0017	rad/cm
CAs's=	8106	kg

HIPÓTESIS B
As' no ha cedido
Comportamiento elástico perfectamente plástico del acero
As esta en cedencia y el Concreto no ha agotado
Eje neutro entre As y As'; As' en compresión

4.1. Determinación del EJE NEUTRO.
 $TAs = Cc + CAs'$ 16380 kg
 $(0.85f'c\beta_1b) c^2 + (As'E's'cu-AsFy) c - As'd'E's'cu=0$

c²=	4551.75		C=	-4221
Prof. Del eje neutro c=	4.49	cm	t.i.=	-72954
$\epsilon's'$	-0.001005	rad		no cumple ok

Mu=	869903	kg.cm
Cc=	20455.05	kg
Φu =	0.00067	rad/cm
CAs's=	-4075	kg

TABLA DE MOMENTO CURVATURA

Condición	Curvatura (Rad/cm)	Momento (T-m)
Inicial	0	0
Agrietamiento	4.45E-06	5.54
Cedencia	4.57E-05	8.27
Última	6.68E-04	8.70

Diagrama de Momento-Curvatura

DUCTILIDAD

μ =	14.62
---------	-------

ESTIMACION DEL FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA (SECCION DOBLEMENTE REFORZADA)

Lc = 250.00 cm (Longitud Libre de la Columna)
 hv = 60.00 cm (Altura total de la Sección de la Viga)
 Lp = hv/2 = 30.00 cm (Long Plastica Aprox)

Ductilidad Estimada del Sistema

$ud = 1 + 3*(Lp / Lc)*(m_1 - 1) = 5.90$

ud/u = 0.40 (Relación de Ductilidades)

Figura 85

Longitud Plástica - Rotación y Deflexión Máxima

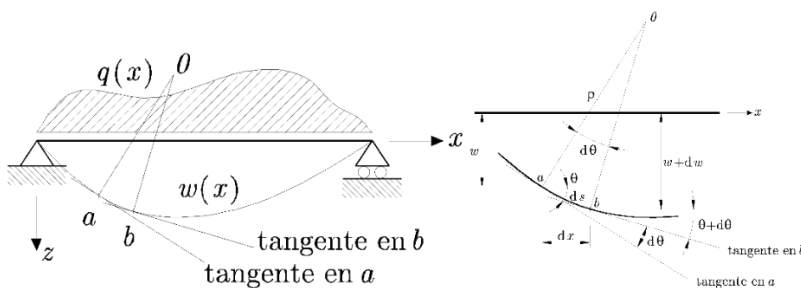
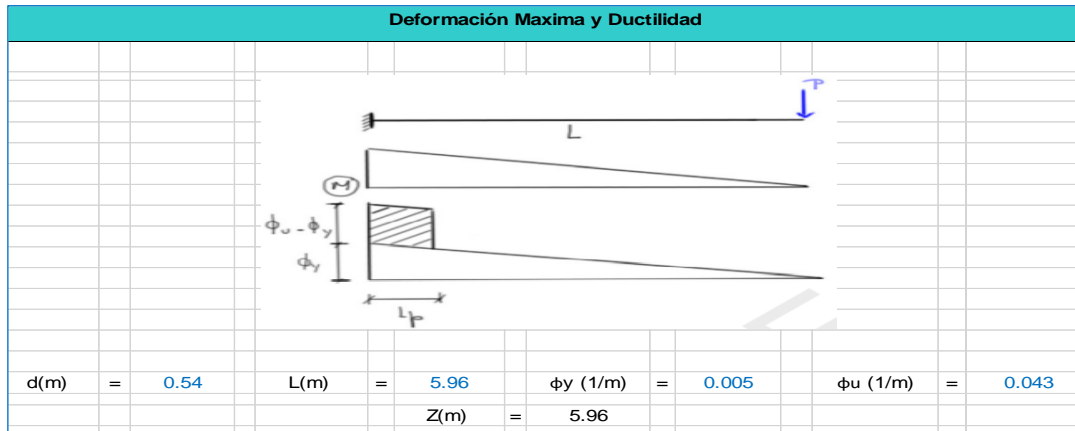


Figura 86

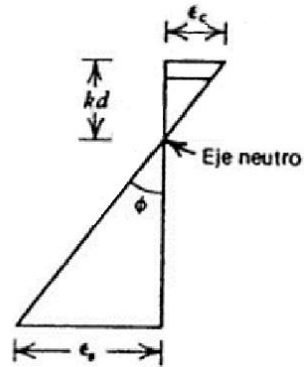
Deformación Máxima y Ductilidad - Momento Rotación



Caso 1: Propuesta Sawyer			Caso 2: Propuesta Mattock				
Consideraciones: La zona de cedencia se extiende a d/4 mas allá de la sección en que el momento flexionante se reduce a My y además My/Mu = 0.85			Consideraciones: Se ignoró el desconchamiento del recubrimiento a deformaciones elevadas y se emplearon los parámetros de tensiones de concreto a compresión del ACI				
$Lp = 0.25d + 0.075Z$			$Lp = 0.5d + 0.05Z$				
d: Altura útil de la sección			z: distancia desde la sección crítica al punto de inflexión				
Lp = 0.582			Lp = 0.568				
Rotación elástica por integración		Rotación inelástica		Deflexión elástica por integración		Deflexión inelástica	
$\theta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L}\right) dx$		$\theta_p = (\phi_u - \phi_y)Lp$		$\Delta_e = \int_0^L \phi_y \left(\frac{x}{L}\right) x dx$		$\Delta_p = (\phi_u - \phi_y)Lp \left(L - \frac{Lp}{2}\right)$	
$\theta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2}\right) = 0.0149$		$\theta_p = 0.021584$		$\Delta_e = \phi_y \left(\frac{L}{2}\right) \left(\frac{2L}{3}\right) = 5.9203$		$\Delta_p = 12.251$	
Rotación última				Deflexión última			
$\theta_u = \theta_e + \theta_p$				$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p$			
$\theta_u = 0.036484$				$\Delta_u = 18.17135$			
Condición		θ (Rad)		Condición		Δ (cm)	
Inicial		0		Inicial		0	
Cedencia		0.0149		Cedencia		5.9203	
Última		0.036484		Última		18.17135	
		Momento (T-m)				Momento (T-m)	
		0				0	
		29.9				29.9	
		31.16				31.16	
Diagrama de Momento Rotación				Diagrama de Deflexión			
Ductilidad por rotación				Ductilidad por deflexión			
$u_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e} = 2.4485906$				$u_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_e} = 3.07$			
Máxima carga aplicada P en condición de agotamiento							
$P = Mu/L$				$P = 5.22818792$			

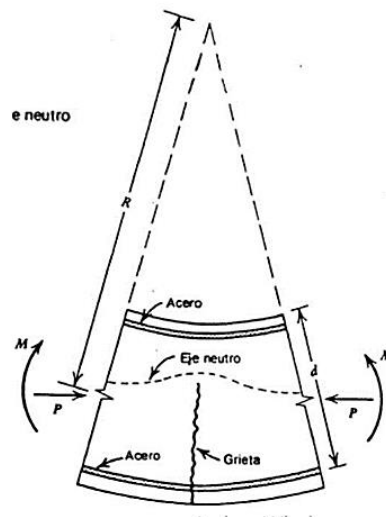
La curvatura de una sección. Se define como la rotación por longitud unitaria del miembro, la cual se relaciona con las deformaciones en sus fibras extremas y el eje neutro.

$$\phi = \frac{1}{R} = \frac{\varepsilon_c}{c} = \frac{\varepsilon_s}{(d-c)}$$



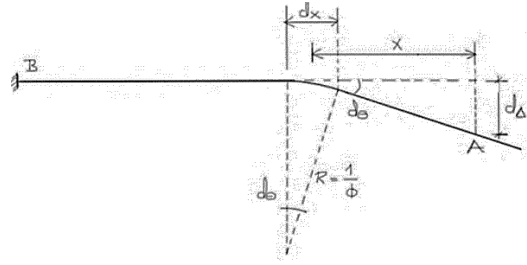
Por definición, se puede calcular la rotación de un miembro, integrando las curvaturas a lo largo del mismo.

$$\theta = \int \phi \, dx$$



Al ocurrir una deformación por rotación en un elemento estructural, se tiene lo siguiente:

$$d\theta = \frac{dx}{R} = \phi \cdot dx \quad d\Delta = x \cdot d\theta$$



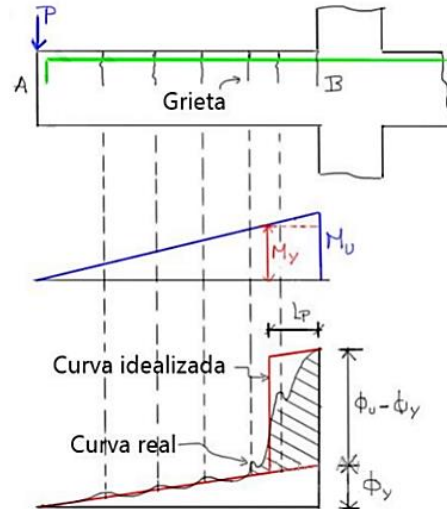
La rotación entre los puntos A y B del miembro se define de la siguiente manera:

$$\theta_{AB} = \int_A^B \phi \, dx$$

La deflexión del punto A respecto al punto B del miembro se define de la siguiente manera:

$$\Delta_{AB} = \int_A^B x \, d\theta = \int_A^B x \cdot \phi \, dx$$

Considerando una viga en voladizo. La cual se deforma por flexión debido a una carga puntual en su extremo, se obtiene que, la región de curvatura inelástica se extiende sobre una parte de la longitud de la misma que se idealiza de forma práctica como l_p , donde el momento actuante es superior al cedente de la sección. En las regiones donde se presentan grietas, aumenta la curvatura de la sección debido a la pérdida de rigidez. El área sombreada representa la rotación inelástica que puede ocurrir en la articulación plástica, en la cercanía de la sección crítica. Se puede reemplazar por un rectángulo equivalente, que tenga la misma área que la distribución real de curvatura inelástica.



$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) \cdot l_p$$

Análogamente, para el caso de las deflexiones se tiene:

Por otra parte, la contribución elástica a la rotación en toda la longitud del miembro, se determina integrando la curvatura en condición elástica (ϕ_e), que presenta el área no sombreada del diagrama de curvatura

$$\theta_e = \int_A^B \phi_e dx = \int_A^B \phi_y \cdot \left(\frac{x}{L}\right) dx$$

La distancia \$x\$ se mide desde \$A\$ hasta \$B\$

$$\theta_u = \theta_e + \theta_p = \int_A^B \phi_e dx + (\phi_u - \phi_y) \cdot l_p = \phi_y \cdot \frac{L}{2} + (\phi_u - \phi_y) \cdot l_p$$

Análogamente, para el caso de las deflexiones se tiene:

$$\Delta_p = \theta_p \cdot x = (\phi_u - \phi_y) \cdot l_p \cdot \left(L - \frac{l_p}{2} \right)$$

$$\Delta_e = \int_A^B \phi_e \cdot x \, dx = \int_A^B \phi_y \cdot \left(\frac{x}{L} \right) \cdot x \, dx$$

Deflexión última

$$\Delta_u = \Delta_e + \Delta_p = \int_A^B \phi_e \cdot x \, dx + (\phi_u - \phi_y) \cdot l_p \cdot \left(L - \frac{l_p}{2} \right) = \phi_y \cdot \frac{L}{2} \cdot \left(\frac{2L}{3} \right) + (\phi_u - \phi_y) \cdot l_p \cdot \left(L - \frac{l_p}{2} \right)$$

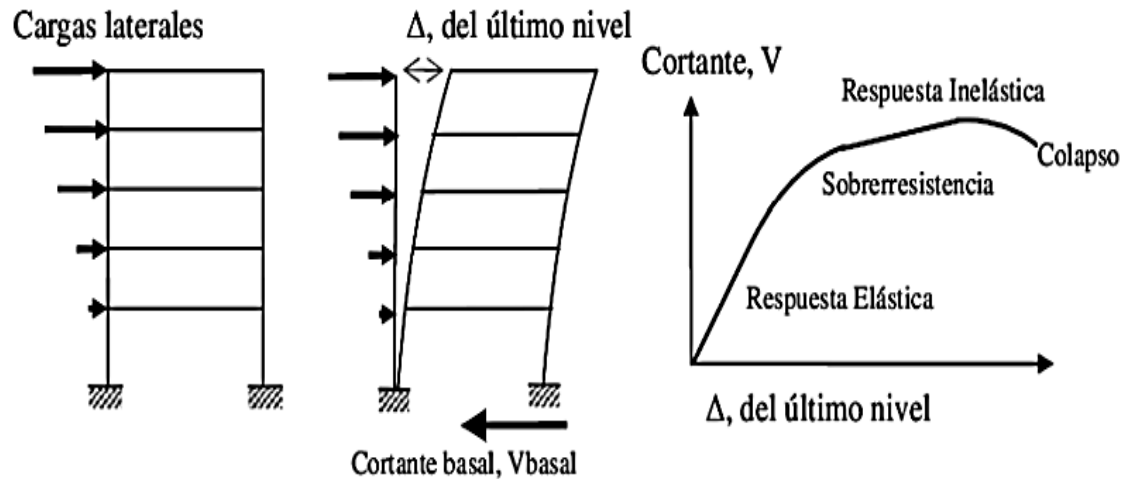
4.2.16 La Curva Capacidad del Análisis Pushover

La curva de capacidad (desplazamiento del último nivel en comparación con la fuerza cortante basal) de una estructura o elemento se determina mediante este tipo de análisis estático incremental. Se fundamenta en la implementación de un patrón de cargas laterales que se van incrementando hasta que se llega a una condición de falla o a un punto de desempeño.

Cada componente estructural recibe rótulas plásticas según su tipo de falla. El patrón de cargas laterales debe comenzar con una condición de carga gravitacional no lineal (se mantiene durante el análisis). A partir de una rigidez inicial, la estructura comienza con una respuesta elástica. Con el aumento de las fuerzas, los elementos superan su fluencia y se produce una reducción de la rigidez y resistencia, la estructura logra ingresar al rango inelástico en relación con su ductilidad.

Figura 87

Gráfica de deformación última análisis Pushover



Nota. Representación de la deformación última con el análisis Pushover

4.2.17 Características del Análisis Pushover

- Convierte un sistema con varios grados de libertad en un sistema equivalente a uno.
- Permite determinar la Curva de Capacidad.
- Permite calcular y evaluar la ductilidad de una estructura.
- Identifica la secuencia de agrietamiento, los mecanismos de falla, la fluencia y la falla de los elementos estructurales, los estados límites de servicios, la historia de deformaciones y cortantes en la estructura y la curva de capacidad.
- Limitaciones de Pushover.

La tasa de resistencia μ_{strength} debe ser inferior al valor máximo $\mu_{\text{máx}}$. Para confirmar su estabilidad dinámica, se debe realizar un proceso de análisis dinámico no lineal si esta relación no se cumple. La tasa de resistencia μ_{strength} es un indicador de la extensión de la no linealidad, mientras que la tasa máxima es un indicador de la degradación del sistema. La degradación es significativa para las estructuras con una demanda no lineal superior a $\mu_{\text{máx}}$. El método de coeficientes define U_{strength} y $P_{\text{máx}}$. La respuesta global de la estructura no debe verse afectada por los modos de vibración superiores. Un

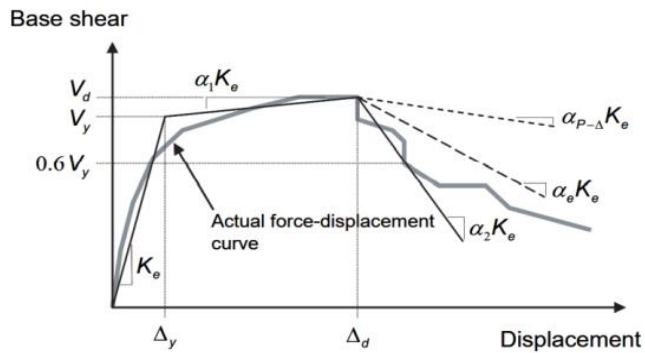
primer análisis modal que tenga en cuenta suficientes modos para sumar el 90% de la masa participativa y un segundo análisis modal para verificarlo. Si el cortante en cualquier nivel obtenido a partir del primer análisis excede en un 130% al cortante obtenido en el segundo análisis, deben considerarse significativos los modos superiores. Si fuera el caso, debe llevarse a cabo, además del Análisis Estático No Lineal (NSP), un Análisis Dinámico Lineal (LDP).

4.2.18 Procedimiento de Análisis de Pushover

1. Definir el modelo matemático de la estructura que incorpore las características fuerza- deformación no lineal de los elementos según las Tablas del ASCE/SEI 41-13.
2. Definir el nodo de control, será ubicado en el centro de masa del último nivel del edificio
3. Aplicar el patrón de carga lateral; será proporcional a la forma del modo fundamental de la estructura e incrementada monotónicamente.
4. Obtener la curva de capacidad registrando la fuerza de corte basal y el desplazamiento del nodo de control, así como las fuerzas y deformaciones de cada elemento para luego compararlas con sus respectivos diagramas ($M - \theta$). Cada incremento de carga lateral es un análisis separado que parte del fin de la última aplicación de carga, por ello a los resultados del último análisis se debe agregar los valores de carga lateral, rotaciones, desplazamientos correspondientes al análisis previo.
5. Obtener la curva de capacidad idealizada.

Figura 88

Gráfica de Curva de capacidad (ASCE/SEI 41-13)



Nota. La curva de capacidad (ASCE/SEI 41-13)

4.2.19 Método de los coeficientes de desplazamiento, FEMA 356

Deben ser aplicados al menos dos distribuciones verticales de carga lateral, seleccionando un patrón de cada grupo a continuación:

Grupo 1: a) Distribución vertical de carga proporcional a los valores de

C_{vx} .

$$C_{vx} = \frac{W_X h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_{Xi} h_{xi}^k}$$

C_{vx} = factor de distribución vertical de carga.

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

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

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

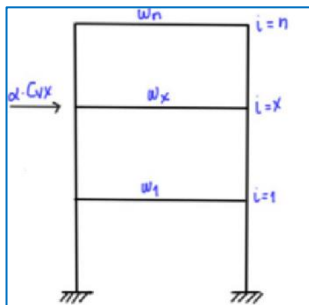
wxi = Porción del peso total de la estructura en el nivel i

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

Nota. Válido cuando la masa participativa en modo fundamental $\beta_1 \geq 75\%$.

Figura 89

Grupo 1: a) Fuerzas proporcional a CV

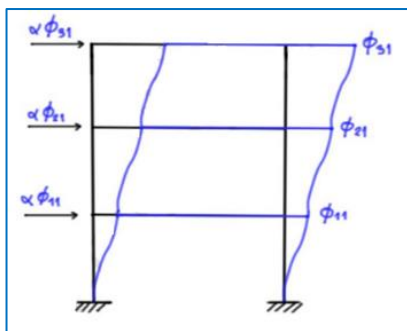


Nota. Gráfica de las Fuerzas proporcional al factor de distribución vertical de carga.

Grupo 1: b) Distribución vertical proporcional a la forma del modo fundamental de vibración en la dirección bajo consideración.

Figura 90

Grupo 1: b) Fuerzas proporcional al modo fundamental

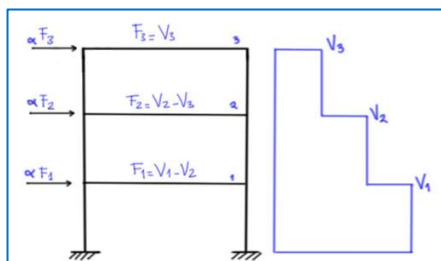


Nota. Gráfica de las fuerzas proporcionales al modo fundamental de vibración

Grupo 1: c) Distribución vertical proporcional a la distribución de fuerzas de piso, calculadas al combinar respuestas modales de un análisis espectral del edificio, incluyendo suficientes modos que sumen al menos el 90% de la masa total del edificio, y utilizando el espectro apropiado.

Figura 91

Grupo 1: c) Fuerzas proporcional de fuerzas de piso

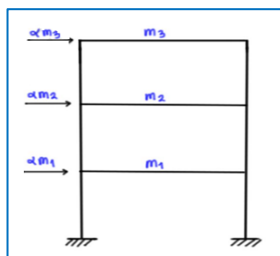


Nota. Gráfica de las fuerzas proporcionales a las fuerzas de piso

Grupo 2: d) Distribución de fuerzas laterales en cada nivel, proporcional a la masa total de cada nivel.

Figura 92

Grupo 2: d) Fuerzas proporcional a la masa total por nivel



Nota. Gráfica de las fuerzas proporcionales a la masa total por nivel

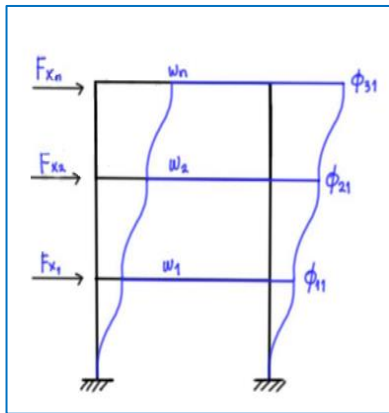
4.2.20 Método del espectro de capacidad, ATC-40

Partiendo del modelo de cálculo de la estructura y tomando en cuenta cargas gravitacionales, debe aplicarse un patrón de cargas laterales, proporcionales al producto entre la masa y la forma modal 1 (modo fundamental).

$$F_x = \frac{W_x \phi_x}{\sum W_x \phi_x} V$$

Figura 93

Fuerzas al producto entre la masa y f. modal 1



Nota. Gráfica de las Fuerzas producto a la masa y forma modal 1

4.2.21 Método De Coeficientes de desplazamientos, FEMA 356

Método De Coef. de desplazamientos FEMA 356 con distribución vertical de carga proporcional a los valores de Cv.

4.2.22 Cálculo del peso sísmico del C.S. Conchopata

Figura 94

Peso sísmico

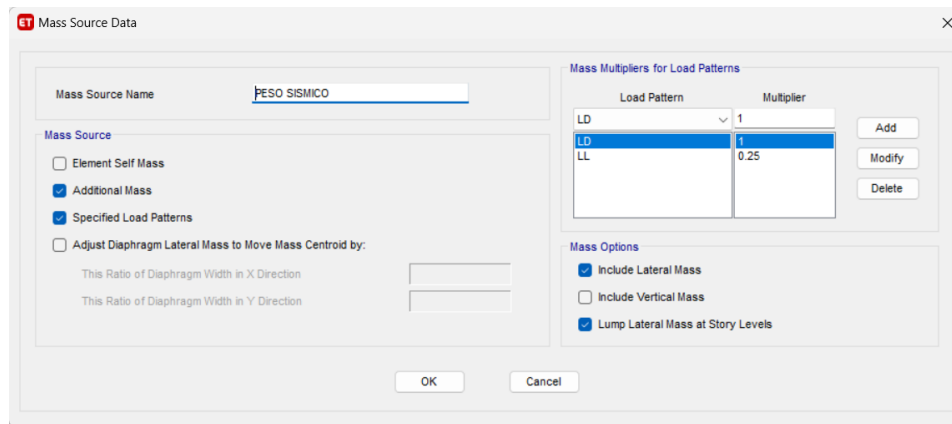
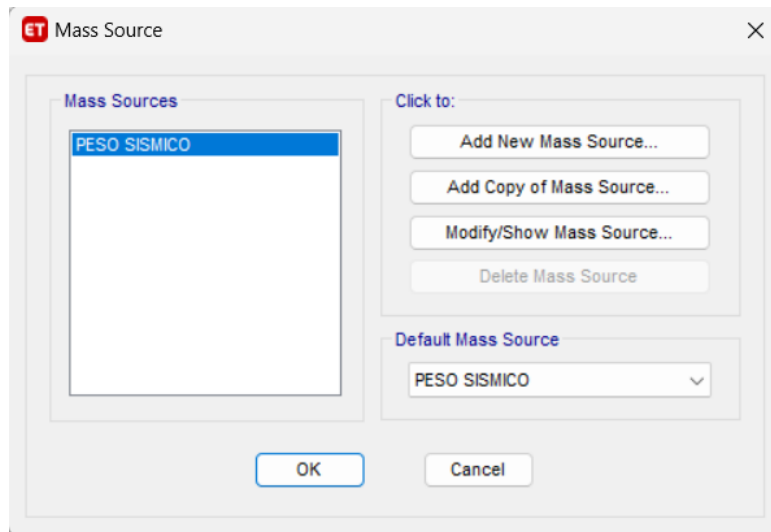


Figura 95

Peso sísmico por niveles del ETABS

Story Forces

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None

Filter: ([Output Case] = 'PESO SISMICO') AND ([Location] = 'Bottom')

	Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Location	P kgf	VX kgf	VY kgf	T kgf-m	MX kgf-m	MY kgf-m
	T.TECHO	PESO SISMICO	Combination			Bottom	98484.55	0	0	0	1068594.23	-804366.39
	STORY4	PESO SISMICO	Combination			Bottom	482379.68	5.931E-05	-7.645E-05	-0.001882	6902624.36	-3973897.83
	STORY3	PESO SISMICO	Combination			Bottom	866276.72	0.0001091	-0.000126	-0.003316	12736704.61	-7143463.14
	STORY2	PESO SISMICO	Combination			Bottom	1250173.76	0.0001454	-0.0001415	-0.004124	18570784.87	-10313028.45
	STORY1	PESO SISMICO	Combination			Bottom	1634070.79	0.0001601	-0.0001372	-0.004293	24404865.12	-13482593.76
▶	SEMISOTANO	PESO SISMICO	Combination			Bottom	245402.86	-4892.27	519.97	136312.6	5603277.42	-2192264.99

Record: << < 6 > >> of 6

Add Tables... Done

Figura 96

Peso sísmico por nivel y peso acumulado



4.2.23 Cálculo de la distribución de fuerzas del C.S. de Conchopata

Figura 97

Fuerzas por piso del sismo dinámico en X

The screenshot shows the 'Story Forces' window with the following data table:

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Location	P kgf	VX kgf	VY kgf	T kgf-m	MX kgf-m	MY kgf-m
T.TECHO	SDX	LinRespSpec	Max		Bottom	0	16188.92	3022.17	219772.02	7555.43	40472.31
STORY4	SDX	LinRespSpec	Max		Bottom	0	68619.1	14087.38	1093155.66	52680.19	260213.07
STORY3	SDX	LinRespSpec	Max		Bottom	0	110561.06	24168.46	1808670.87	130738.87	611769.97
STORY2	SDX	LinRespSpec	Max		Bottom	0	137319.41	30704.16	2259751.99	229878.09	1044968.24
STORY1	SDX	LinRespSpec	Max		Bottom	0	149232.63	33323.62	2454353.35	337525.65	1516533.89
SEMISOTANO	SDX	LinRespSpec	Max		Bottom	1332.65	6271.97	1765.3	138010.24	30735.17	12164.82

Figura 98

Fuerzas por piso del sismo dinámico en Y

The screenshot shows the 'Story Forces' window with the following data table:

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Location	P kgf	VX kgf	VY kgf	T kgf-m	MX kgf-m	MY kgf-m
T.TECHO	SDY	LinRespSpec	Max		Bottom	0	3139.21	16298.7	164708.99	40746.75	7848.04
STORY4	SDY	LinRespSpec	Max		Bottom	0	15065.27	68732.65	732523.06	259912.25	56326.15
STORY3	SDY	LinRespSpec	Max		Bottom	0	25245.82	114079.28	1226107.43	623825.3	137913.2
STORY2	SDY	LinRespSpec	Max		Bottom	0	31195.9	144235.34	1544985.17	1081884.87	238828.92
STORY1	SDY	LinRespSpec	Max		Bottom	0	33322.53	157921.28	1683415.04	1583604.87	3463711.8
SEMISOTANO	SDY	LinRespSpec	Max		Bottom	6485.91	1751.26	8448.91	85288.93	149574.64	48092.56

Figura 99

Fuerzas por piso por el caso participación modal

The screenshot shows the 'Story Forces' window with the following data table:

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Location	P kgf	VX kgf	VY kgf	T kgf-m	MX kgf-m	MY kgf-m
T.TECHO	MODAL	LinModEigen	Mode	2	Bottom	0	15227.66	4552.13	-159468.27	-11380.32	38069.15
STORY4	MODAL	LinModEigen	Mode	2	Bottom	0	75845.64	22600.38	-1017324.18	-84364.86	282893.15
STORY3	MODAL	LinModEigen	Mode	2	Bottom	0	128058.76	39450.06	-1770956.93	-212225.19	697986.39
STORY2	MODAL	LinModEigen	Mode	2	Bottom	0	158417.66	50424.37	-2197527.98	-375905.15	1212324.64
STORY1	MODAL	LinModEigen	Mode	2	Bottom	0	168960.64	54663.08	-2339420.27	-553500.3	1761330.38
SEMISOTANO	MODAL	LinModEigen	Mode	2	Bottom	1800.48	-7002.84	-2718.59	137739.84	41753.24	-20950.58

Figura 100

Fuerzas por piso por carga muerta

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Location	P kgf	VX kgf	VY kgf	T kgf-m	MX kgf-m	MY kgf-m
T.TECHO	CM	LinStatic			Bottom	94127.58	0	0	0	1023493.23	-768607.04
STORY4	CM	LinStatic			Bottom	458333.01	5.601E-05	-7.127E-05	-0.001734	6581760.4	-3780850.97
STORY3	CM	LinStatic			Bottom	822540.33	0.000103	-0.0001172	-0.00302	12140077.69	-6793128.77
STORY2	CM	LinStatic			Bottom	1186747.65	0.000137	-0.0001309	-0.003739	17698394.99	-9805406.57
STORY1	CM	LinStatic			Bottom	1550954.97	0.0001505	-0.0001269	-0.003886	23256712.28	-12817684.37
SEMISOTANO	CM	LinStatic			Bottom	231295.55	-4835.35	482.61	134707.46	5288712.52	-2062981.86

Grupo 1: a) Distribución vertical de carga proporcional a los valores de CV.

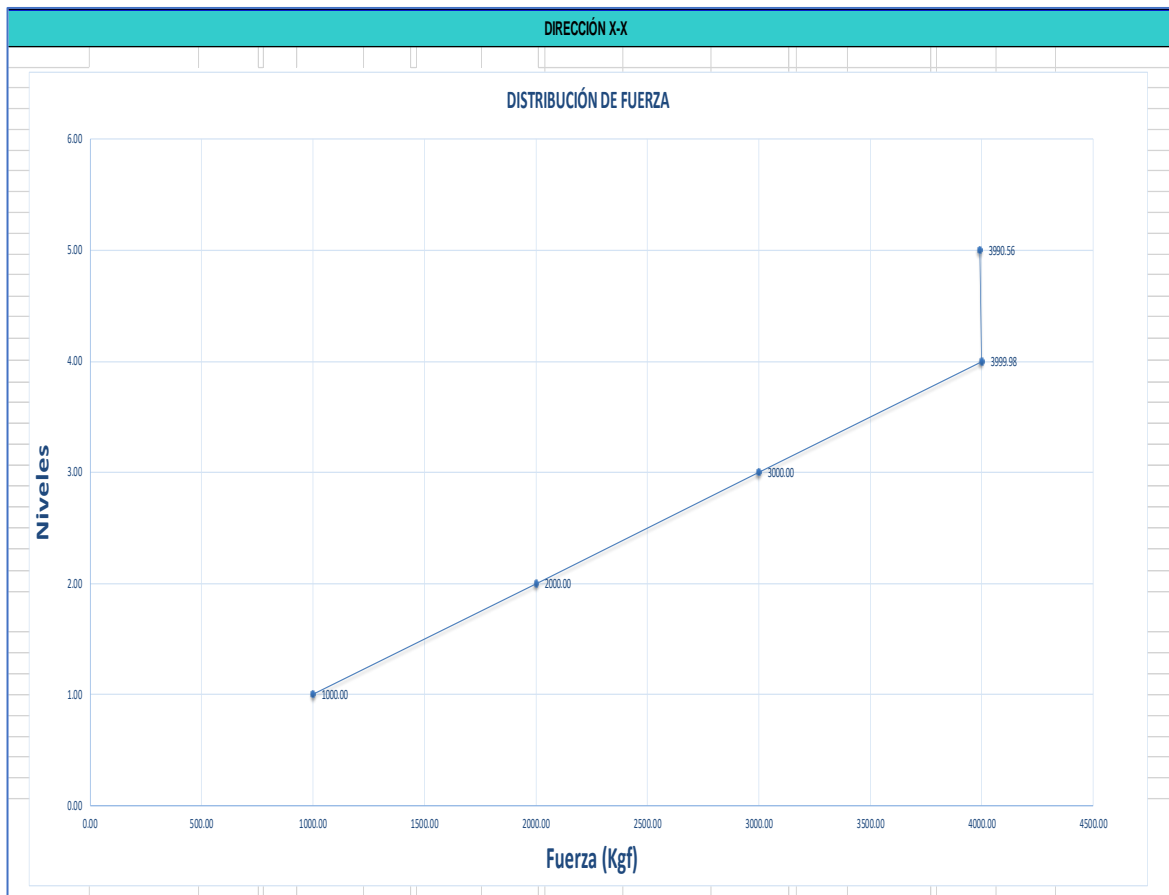


Figura 101

Grupo 1: a) Distribución F. proporcional a CV en el eje X

MÉTODO DE LOS COEFICIENTES DE DESPLAZAMIENTO (FEMA 356)															
G1:Distribución vertical de carga proporcional a los valores de Cv															
Válido cuando la masa participativa en modo fundamental $\beta_1 \geq 75\%$.															
Deben ser aplicados al menos dos distribuciones verticales de carga lateral, seleccionando un patrón de cada grupo a continuación:															
FACTOR (α)*										0.08909897	=	1000.00 Kgf			
fuerza Cortante del Edificio V											=	149232.63 Kgf			
DISTRIBUCIÓN DE FUERZA DIRECCIÓN X - X															
Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	ψ	m	PESO	124544001435	$(W_x \psi_x / \sum W_x \psi_x)$	Cv	Fn = Vn - Vn+1	Cv	Story	α -Cv
									Wx- ψ_x						FUERZA LATERAL PARA LA DIRECCIÓN X-X
			kgf	kgf	kgf		Kg (acum)	Kg			kgf-m	kgf-m	0.089099		Kgf
T.TECHO	SD X-X	Bottom	0	16188.92	3022.17	15227.66	94127.58	94127.58	1433342785	0.01	0.1090	16188.92	0.355555	5.00	3990.56
STORY4	SD X-X	Bottom	0	68619.1	14087.4	75845.64	458219.52	458333.01	27783221234	0.22	0.3564	52430.18	0.3563941	4.00	3999.98
STORY3	SD X-X	Bottom	0	110561.06	24168.5	128058.76	822313.36	822540.33	42947396955	0.34	0.2673	41941.96	0.2672969	3.00	3000.00
STORY2	SD X-X	Bottom	0	137319.41	30704.2	158417.66	1186407.2	1186747.65	36028353232	0.29	0.1782	26758.35	0.178198	2.00	2000.00
STORY1	SD X-X	Bottom	0	149232.63	33323.6	168960.64	1550501	1550954.97	16351687230	0.13	0.0891	11913.22	0.089099	1.00	1000.00

Grupo 1: b) Distribución vertical proporcional a la f. del modo fundamental (F.M.F)

de vibración.

Figura 102

Grupo 1: b) Distrib. F. proporcional a F.M.F eje X

MÉTODO DE LOS COEFICIENTES DE DESPLAZAMIENTO (FEMA 356)															
G1:Distribución vertical proporcional a la forma del modo fundamental de vibración en la dirección bajo consideración.															
Deben ser aplicados al menos dos distribuciones verticales de carga lateral, seleccionando un patrón de cada grupo a continuación:															
FACTOR (α)*										0.355555	=	1000.00 Kgf			
fuerza Cortante del Edificio V											=	149232.63 Kgf			
DISTRIBUCIÓN DE FUERZA DIRECCIÓN X - X															
Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	ψ	m	PESO	124544001435	$(W_x \psi_x / \sum W_x \psi_x)$	Cv	Fn = Vn - Vn+1	ψ	Story	α - ψ
									Wx- ψ_x						FUERZA LATERAL PARA LA DIRECCIÓN X-X
			kgf	kgf	kgf		Kg (acum)	Kg			kgf-m	kgf-m	0.355555		Kgf
T.TECHO	SD X-X	Bottom	0	16188.92	3022.17	15227.66	94127.58	94127.58	1433342785	0.01	0.1090	16188.92	0.355555	5.00	1000.00
STORY4	SD X-X	Bottom	0	68619.1	14087.4	75845.64	458219.52	458333.01	27783221234	0.22	0.3564	52430.18	0.3561798	4.00	170488335.14
STORY3	SD X-X	Bottom	0	110561.06	24168.5	128058.76	822313.36	822540.33	42947396955	0.34	0.2673	41941.96	0.2671312	3.00	146849629.45
STORY2	SD X-X	Bottom	0	137319.41	30704.2	158417.66	1186407.2	1186747.65	36028353232	0.29	0.1782	26758.35	0.1780589	2.00	85384539.66
STORY1	SD X-X	Bottom	0	149232.63	33323.6	168960.64	1550501	1550954.97	16351687230	0.13	0.0891	11913.22	0.089099	1.00	29652177.58

Grupo 1: c) Distribución vertical proporcional a la distribución de fuerzas de piso en el eje X

Figura 103

Grupo 1: c) Distrib. Proporcional a la Distr. F de piso eje X

MÉTODO DE LOS COEFICIENTES DE DESPLAZAMIENTO (FEMA 356)															
G1:Distribución vertical proporcional a la distribución de fuerzas de piso.															
Esta distribución debe ser utilizada cuando el periodo del modo fundamental excede 1.0 segundo															
Combinar respuestas modales de un análisis espectral del edificio, incluyendo suficientes modos que sumen al menos el 90% de la masa total del edificio, y utilizando el espe															
FACTOR (a)*										0.355555	=	1000.00 Kgf			
fuerza Cortante del Edificio V										=	149232.63 Kgf				
DISTRIBUCIÓN DE FUERZA DIRECCIÓN X - X															
Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	φ	m	PESO	124544001435	(Wxφx/ΣWxφx)	Cv	Fn = Vn - Vn+1	Fn = Vn - Vn+1	Story	α-Fn
									Wx-φx						FUERZA LATERAL PARA LA DIRECCIÓN X-X
			kgf	kgf	kgf		Kg (acum)	Kg			kgf-m	kgf-m	0.355555		Kgf
T.TECHO	SD X-X	Bottom	0	16188.92	3022.17	15227.66	94127.58	94127.58	1433342785	0.01	0.1090	16188.92	0.355555	5.00	1000.00
STORY4	SD X-X	Bottom	0	68619.1	14087.4	75845.64	458219.52	458333.01	27783221234	0.22	0.3564	52430.18	0.355555	4.00	147460111.66
STORY3	SD X-X	Bottom	0	110561.06	24168.5	128058.76	822313.36	822540.33	42947396955	0.34	0.2673	41941.96	0.355555	3.00	117961946.82
STORY2	SD X-X	Bottom	0	137319.41	30704.2	158417.66	1186407.2	1186747.65	36028353232	0.29	0.1782	26758.35	0.355555	2.00	75257976.97
STORY1	SD X-X	Bottom	0	149232.63	33323.6	168960.64	1550501	1550954.97	16351687230	0.13	0.0891	11913.22	0.355555	1.00	33509983.60

Grupo 2: d) Distribución de fuerzas laterales en cada nivel, proporcional a la masa total de cada nivel.

Figura 104

Grupo 2: d) Distrib. de F. proporcional a la masa eje X

MÉTODO DE LOS COEFICIENTES DE DESPLAZAMIENTO (FEMA 356)															
G2:Distribución de fuerzas laterales en cada nivel, proporcional a la masa total de cada nivel.															
-															
Deben ser aplicados al menos dos distribuciones verticales de carga lateral, seleccionando un patrón de cada grupo a continuación:															
FACTOR (a)*										0.355555	=	1000.00 Kgf			
fuerza Cortante del Edificio V										=	149232.63 Kgf				
DISTRIBUCIÓN DE FUERZA DIRECCIÓN X - X															
Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	φ	m	PESO	124544001435	(Wxφx/ΣWxφx)	Cv	Fn = Vn - Vn+1	m	Story	α-m
									Wx-φx						FUERZA LATERAL PARA LA DIRECCIÓN X-X
			kgf	kgf	kgf		Kg (acum)	Kg			kgf-m	kgf-m	0.355555		Kgf
T.TECHO	SD X-X	Bottom	0	16188.92	3022.17	15227.66	94127.58	94127.58	1433342785	0.01	0.1090	16188.92	0.355555	5.00	1000.00
STORY4	SD X-X	Bottom	0	68619.1	14087.4	75845.64	458219.52	458333.01	27783221234	0.22	0.3564	52430.18	0.355555	4.00	1024010181.27
STORY3	SD X-X	Bottom	0	110561.06	24168.5	128058.76	822313.36	822540.33	42947396955	0.34	0.2673	41941.96	0.355555	3.00	1024015525.02
STORY2	SD X-X	Bottom	0	137319.41	30704.2	158417.66	1186407.2	1186747.65	36028353232	0.29	0.1782	26758.35	0.355555	2.00	1024015525.02
STORY1	SD X-X	Bottom	0	149232.63	33323.6	168960.64	1550501	1550954.97	16351687230	0.13	0.0891	11913.22	0.355555	1.00	1024015525.02

Patrón de cargas laterales, proporcionales al producto entre la masa y la forma modal

1 (modo fundamental).

Figura 105

Cargas laterales, entre la masa y forma modal 1 en el eje X

MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD (ATC-40)																
Partiendo del modelo de cálculo de la estructura y tomando en cuenta cargas gravitacionales, debe aplicarse un patrón de cargas laterales, proporcionales al producto entre la masa y la forma modal 1 (modo fundamental).																
-																
FACTOR (α)*										0.13129245	=	1000.00 Kgf				
fuerza Cortante del Edificio V											=	149232.63 Kgf				
DISTRIBUCIÓN DE FUERZA DIRECCIÓN X - X																
Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	φ	m	PESO	124544001435	Wx-φx	(Wxφx)/ΣWxφx	Cv	Fn = Vn - Vn+1	((w-φ)/(Σw-φ))	Story	((w-φ)/(Σw-φ))·V
			kgf	kgf	kgf		Kg (acum)	Kg				kgf-m	kgf-m	0.1312925		Kgf
T.TECHO	SD X-X	Bottom	0	16188.92	3022.17	15227.66	94127.58	94127.58	1433342785		0.01	0.1090	16188.92	0.355555	5.00	53060.41
STORY4	SD X-X	Bottom	0	68619.1	14087.4	75845.64	458219.52	458333.01	27783221234	0.22	0.3564	52430.18	0.2230796	4.00	33290.75	
STORY3	SD X-X	Bottom	0	110561.06	24168.5	128058.76	822313.36	822540.33	42947396955	0.34	0.2673	41941.96	0.3448371	3.00	51460.95	
STORY2	SD X-X	Bottom	0	137319.41	30704.2	158417.66	1186407.2	1186747.65	36028353232	0.29	0.1782	26758.35	0.2892821	2.00	43170.33	
STORY1	SD X-X	Bottom	0	149232.63	33323.6	168960.64	1550501	1550954.97	16351687230	0.13	0.0891	11913.22	0.1312925	1.00	19593.12	

Figura 106

Patrón de fuerzas laterales en la dirección X-AENL

AENL																
AENL																
-																
FACTOR (α)*										0.08909897	=	1000.00 Kgf				
fuerza Cortante del Edificio V											=	149232.63 Kgf				
DISTRIBUCIÓN DE FUERZA DIRECCIÓN X - X																
Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	φ	m	PESO	124544001435	Wx-φx	(Wxφx)/ΣWxφx	Cv	Fn = Vn - Vn+1	Cv	Story	Cv·V
			kgf	kgf	kgf		Kg (acum)	Kg				kgf-m	kgf-m	0.089099		Kgf
T.TECHO	SD X-X	Bottom	0	16188.92	3022.17	15227.66	94127.58	94127.58	1433342785		0.01	0.1090	16188.92	0.355555	5.00	53060.41
STORY4	SD X-X	Bottom	0	68619.1	14087.4	75845.64	458219.52	458333.01	27783221234	0.22	0.3564	52430.18	0.3563941	4.00	53185.63	
STORY3	SD X-X	Bottom	0	110561.06	24168.5	128058.76	822313.36	822540.33	42947396955	0.34	0.2673	41941.96	0.2672969	3.00	39889.42	
STORY2	SD X-X	Bottom	0	137319.41	30704.2	158417.66	1186407.2	1186747.65	36028353232	0.29	0.1782	26758.35	0.178198	2.00	26592.95	
STORY1	SD X-X	Bottom	0	149232.63	33323.6	168960.64	1550501	1550954.97	16351687230	0.13	0.0891	11913.22	0.089099	1.00	13296.47	

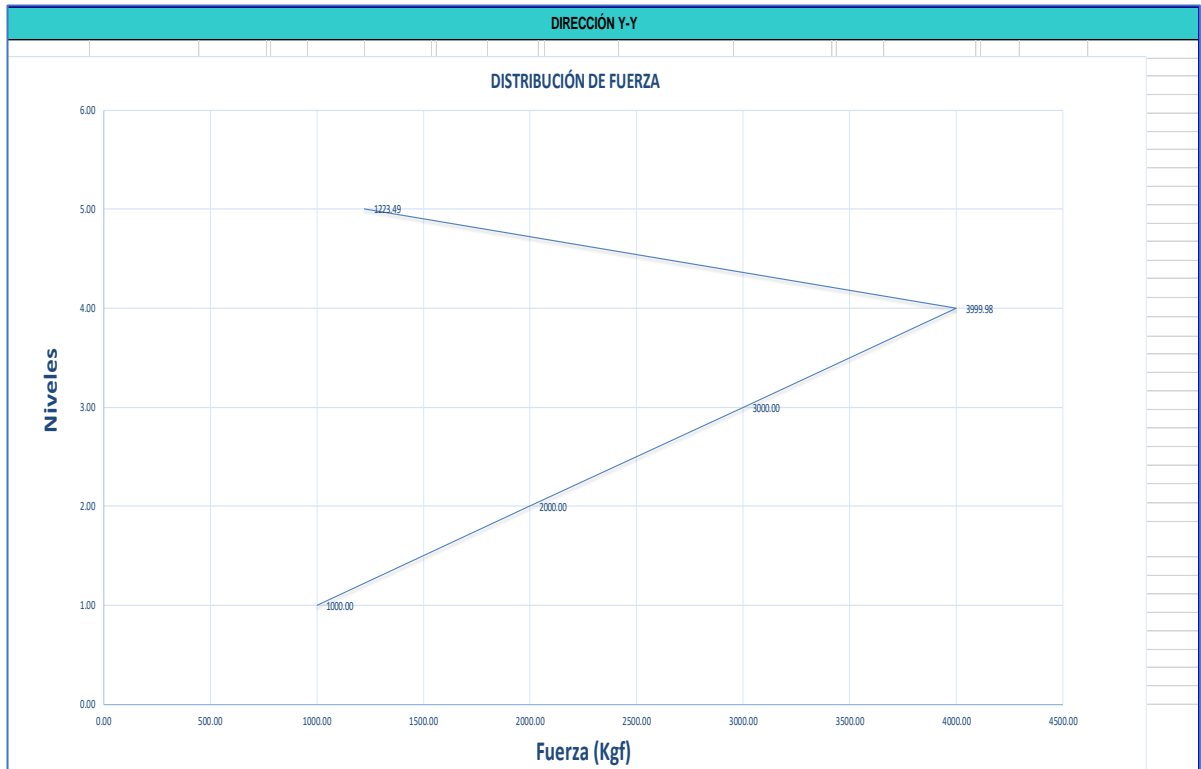


Figura 107

Grupo 1: a) Distrib. F. proporcional a CV en el eje Y

MÉTODO DE LOS COEFICIENTES DE DESPLAZAMIENTO (FEMA 356)																			
G1: Distribución vertical de carga proporcional a los valores de Cv																			
Válido cuando la masa participativa en modo fundamental $\beta_1 \geq 75\%$.																			
Deben ser aplicados al menos dos distribuciones verticales de carga lateral, seleccionando un patrón de cada grupo a continuación:																			
FACTOR (α)*										0.089099	=	=	1000.00 Kgf						
PESO TOTAL DEL EDIFICIO										=	=	157921.28 Kgf							
DISTRIBUCIÓN DE FUERZA DIRECCIÓN Y - Y																			
Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	ϕ	m	PESO	52670306459.07	$(W_x \phi_x / \sum W_x \phi_x)$	Cv	$F_n = V_n - V_{n+1}$	Cv	Story	$\alpha \cdot Cv$				
			tonf	tonf	tonf				Kg						Kg	Kg	kgf-m	kgf-m	tonf
			0	3139.21	16298.7				12731.32						94127.58	98484.55	1253838321	0.01	0.10901
STORY4	S Y-Y	Bottom	0	15065.27	68732.65	62276.16	458333	383895.13	19020022793	0.15	0.35639	52433.95	0.356	4.00	3999.98				
STORY3	S Y-Y	Bottom	0	25245.82	114079.28	107458.4	822540.3	383897.04	17345309002	0.14	0.2673	45346.63	0.267	3.00	3000.00				
STORY2	S Y-Y	Bottom	0	31195.9	144235.34	135855.1	1186748	383897.04	10901443627	0.09	0.1782	30156.06	0.178	2.00	2000.00				
STORY1	S Y-Y	Bottom	0	33322.53	157921.28	146664.5	1550955	383897.03	4149692717	0.03	0.0891	13685.94	0.089	1.00	1000.00				

Figura 108

Grupo 1: b) Distrib. F. proporcional a F.M.F en el eje Y

MÉTODO DE LOS COEFICIENTES DE DESPLAZAMIENTO (FEMA 356)																				
G1:Distribución vertical proporcional a la forma del modo fundamental de vibración en la dirección bajo consideración.																				
Deben ser aplicados al menos dos distribuciones verticales de carga lateral, seleccionando un patrón de cada grupo a continuación:																				
FACTOR (α)*										10809.39	=	=	1000.00 Kgf							
PESO TOTAL DEL EDIFICIO											=	=	157921.28 Kgf							
DISTRIBUCIÓN DE FUERZA DIRECCIÓN Y - Y																				
Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	φ	m	PESO	52670306459.07	(Wxφx/ZWxφx)	Cv	Fn = Vn - Vn+1	φ	Story	α·φ					
			tonf	tonf	tonf				kgf						Kg	Kg	kgf-m	kgf-m	10809.4	FUERZA LATERAL PARA LA DIRECCIÓN Y-Y
			tonf	tonf	tonf				kgf						Kg	Kg	kgf-m	kgf-m	tonf	
T.TECHO	S Y-Y	Bottom	0	3139.21	16298.7	12731.32	94127.58	98484.55	1253838321	0.01	0.10901	16298.7	12731.3	5.00	1177.80					
STORY4	S Y-Y	Bottom	0	15065.27	68732.65	62276.16	458333	383895.13	19020022793	0.15	0.35639	52433.95	49544.8	4.00	4583.50					
STORY3	S Y-Y	Bottom	0	25245.82	114079.28	107458.4	822540.3	383897.04	17345309002	0.14	0.2673	45346.63	45182.2	3.00	4179.90					
STORY2	S Y-Y	Bottom	0	31195.9	144235.34	135855.1	1186748	383897.04	10901443627	0.09	0.1782	30156.06	28396.8	2.00	2627.05					
STORY1	S Y-Y	Bottom	0	33322.53	157921.28	146664.5	1550955	383897.03	4149692717	0.03	0.0891	13685.94	10809.4	1.00	1000.00					

Figura 109

Grupo 1: c) Distrib. Proporcional a fuerzas de piso en el eje Y

MÉTODO DE LOS COEFICIENTES DE DESPLAZAMIENTO (FEMA 356)																				
G1:Distribución vertical proporcional a la distribución de fuerzas de piso.																				
Esta distribución debe ser utilizada cuando el período del modo fundamental excede 1.0 segundo																				
combinar respuestas modales de un análisis espectral del edificio, incluyendo suficientes modos que sumen al menos el 90% de la masa total del edificio, y utilizando el es																				
FACTOR (α)*										13685.94	=	=	1000.00 Kgf							
PESO TOTAL DEL EDIFICIO											=	=	157921.28 Kgf							
DISTRIBUCIÓN DE FUERZA DIRECCIÓN Y - Y																				
Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	φ	m	PESO	52670306459.07	(Wxφx/ZWxφx)	Cv	Fn = Vn - Vn+1	Fn = Vn - Vn+1	Story	α·Fn					
			tonf	tonf	tonf				kgf						Kg	Kg	kgf-m	kgf-m	13685.9	FUERZA LATERAL PARA LA DIRECCIÓN Y-Y
			tonf	tonf	tonf				kgf						Kg	Kg	kgf-m	kgf-m	tonf	
T.TECHO	S Y-Y	Bottom	0	3139.21	16298.7	12731.32	94127.58	98484.55	1253838321	0.01	0.10901	16298.7	16298.7	5.00	1190.91					
STORY4	S Y-Y	Bottom	0	15065.27	68732.65	62276.16	458333	383895.13	19020022793	0.15	0.35639	52433.95	52434	4.00	3831.23					
STORY3	S Y-Y	Bottom	0	25245.82	114079.28	107458.4	822540.3	383897.04	17345309002	0.14	0.2673	45346.63	45346.6	3.00	3313.37					
STORY2	S Y-Y	Bottom	0	31195.9	144235.34	135855.1	1186748	383897.04	10901443627	0.09	0.1782	30156.06	30156.1	2.00	2203.43					
STORY1	S Y-Y	Bottom	0	33322.53	157921.28	146664.5	1550955	383897.03	4149692717	0.03	0.0891	13685.94	13685.9	1.00	1000.00					

Figura 110

Grupo 2: d) Distrib. de F. proporcional a la masa del eje Y

MÉTODO DE LOS COEFICIENTES DE DESPLAZAMIENTO (FEMA 356)															
G2:Distribución de fuerzas laterales en cada nivel, proporcional a la masa total de cada nivel.															
-															
Deben ser aplicados al menos dos distribuciones verticales de carga lateral, seleccionando un patrón de cada grupo a continuación:															
FACTOR (α)*										94127.58	=	=	1000.00 Kgf		
PESO TOTAL DEL EDIFICIO											=	=	157921.28 Kgf		
DISTRIBUCIÓN DE FUERZA DIRECCIÓN Y - Y															
Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	φ	m	PESO	52670306459.07	(Wxφx)/ΣWxφx	Cv	Fn = Vn - Vn+1	m	Story	α·m
			tonf	tonf	tonf				kgf						Kg
T.TECHO	S Y-Y	Bottom	0	3139.21	16298.7	12731.32	94127.58	98484.55	1253838321	0.01	0.10901	16298.7	94127.6	5.00	1000.00
STORY4	S Y-Y	Bottom	0	15065.27	68732.65	62276.16	458333	383895.13	19020022793	0.15	0.35639	52433.95	364205	4.00	3869.27
STORY3	S Y-Y	Bottom	0	25245.82	114079.28	107458.4	822540.3	383897.04	17345309002	0.14	0.2673	45346.63	364207	3.00	3869.29
STORY2	S Y-Y	Bottom	0	31195.9	144235.34	135855.1	1186748	383897.04	10901443627	0.09	0.1782	30156.06	364207	2.00	3869.29
STORY1	S Y-Y	Bottom	0	33322.53	157921.28	146664.5	1550955	383897.03	4149692717	0.03	0.0891	13685.94	364207	1.00	3869.29

Figura 111

Cargas laterales, entre la masa y forma modal 1 en el eje Y

MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD (ATC-40)															
Partiendo del modelo de cálculo de la estructura y tomando en cuenta cargas gravitacionales, debe aplicarse un patrón de cargas laterales, proporcionales al producto entre la masa y la forma modal 1 (modo fundamental).															
-															
FACTOR (α)*										0.0100674	=	=	1000.00 Kgf		
PESO TOTAL DEL EDIFICIO											=	=	157921.28 Kgf		
DISTRIBUCIÓN DE FUERZA DIRECCIÓN Y - Y															
Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	φ	m	PESO	52670306459.07	(Wxφx)/ΣWxφx	Cv	Fn = Vn - Vn+1	(w·φ)/(Σw·φ)	Story	(w·φ)/(Σw·φ)·V
			tonf	tonf	tonf				kgf						Kg
T.TECHO	S Y-Y	Bottom	0	3139.21	16298.7	12731.32	94127.58	98484.55	1253838321	0.01	0.10901	16298.7	0.01007	5.00	1589.86
STORY4	S Y-Y	Bottom	0	15065.27	68732.65	62276.16	458333	383895.13	19020022793	0.15	0.35639	52433.95	0.15272	4.00	24117.31
STORY3	S Y-Y	Bottom	0	25245.82	114079.28	107458.4	822540.3	383897.04	17345309002	0.14	0.2673	45346.63	0.13927	3.00	21993.78
STORY2	S Y-Y	Bottom	0	31195.9	144235.34	135855.1	1186748	383897.04	10901443627	0.09	0.1782	30156.06	0.08753	2.00	13822.99
STORY1	S Y-Y	Bottom	0	33322.53	157921.28	146664.5	1550955	383897.03	4149692717	0.03	0.0891	13685.94	0.03332	1.00	5261.79

Figura 112

Patrón de fuerzas laterales en la dirección Y-AENL

AENL																					
AENL																					
-																					
FACTOR (α)*										0.089099	=	=	1000.00 Kgf								
PESO TOTAL DEL EDIFICIO											=	=	157921.28 Kgf								
DISTRIBUCIÓN DE FUERZA DIRECCIÓN Y - Y																					
Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	φ	m	PESO	52670306459.07	$(Wx\phi x/ZWx\phi x)$	Cv	$F_n = V_n - V_{n+1}$	Cv	Story	Cv-V						
																					FUERZA LATERAL PARA LA DIRECCIÓN Y-Y
			tonf	tonf	tonf				kgf						Kg	Kg	$Wx\phi x$	kgf-m	kgf-m	0.0891	tonf
T.TECHO	S Y-Y	Bottom	0	3139.21	16298.7	12731.32	94127.58	98484.55	1253838321	0.01	0.10901	16298.7	0.10901	5.00	17215.32						
STORY4	S Y-Y	Bottom	0	15065.27	88732.65	62276.16	458333	383895.13	19020022793	0.15	0.35639	52433.95	0.35639	4.00	56282.22						
STORY3	S Y-Y	Bottom	0	25245.82	114079.28	107458.4	822540.3	383897.04	17345309002	0.14	0.2673	45346.63	0.2673	3.00	42211.87						
STORY2	S Y-Y	Bottom	0	31195.9	144235.34	135855.1	1186748	383897.04	10901443627	0.09	0.1782	30156.06	0.1782	2.00	28141.25						
STORY1	S Y-Y	Bottom	0	33322.53	157921.28	146664.5	1550955	383897.03	4149682717	0.03	0.0891	13685.94	0.0891	1.00	14070.62						

4.2.24 M. Coef. de desplazamiento (FEMA 356) del C.S. Conchopata

Figura 113

Método el G1 e ingreso de las fuerzas laterales en X y Y

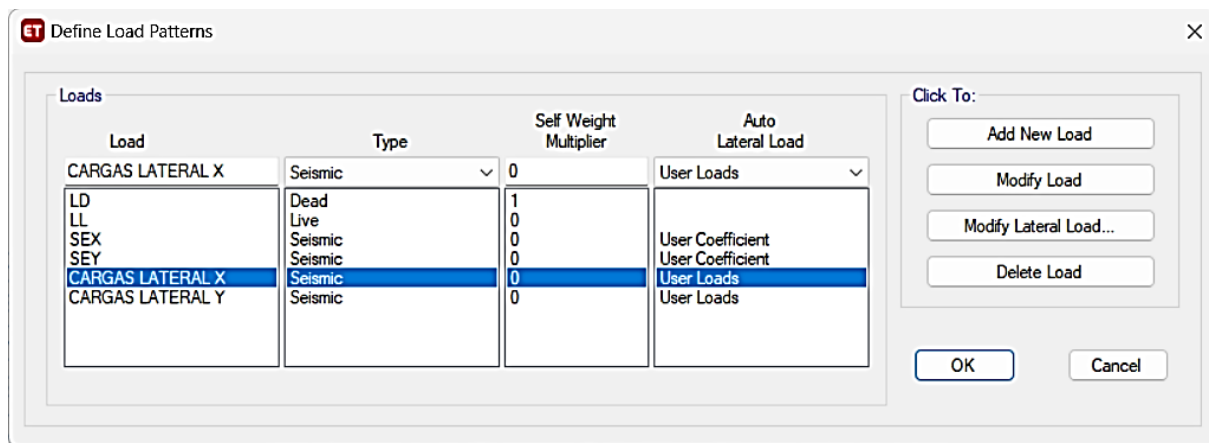


Figura 114

Método el G1 e ingreso de las fuerzas laterales en X

Number of Load Sets

Load Set 1 of 1

Story	Diaphragm	Fx kgf	Fy kgf	Mz kgf.m
T.TECHO	D5	3990.56	0	0
STORY4	D4	3999.98	0	0
STORY3	D3	3000.00	0	0
STORY2	D2	2000.00	0	0
STORY1	D1	1000.00	0	0
SEMISOTANO	D0	0	0	0

1

Apply Load at Diaphragm Center of Mass Additional Eccentricity Ratio (all Diaphragms)

Figura 115

Método el G1 e ingreso de las fuerzas laterales en Y

Number of Load Sets

Load Set 1 of 1

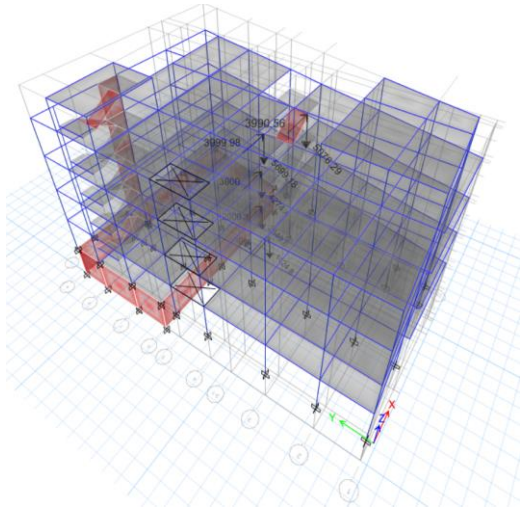
Story	Diaphragm	Fx kgf	Fy kgf	Mz kgf.m
T.TECHO	D5	0	1223.49	0
STORY4	D4	0	3999.98	0
STORY3	D3	0	3000.00	0
STORY2	D2	0	2000.00	0
STORY1	D1	0	1000.00	0
SEMISOTANO	D0	0	0	0

1

Apply Load at Diaphragm Center of Mass Additional Eccentricity Ratio (all Diaphragms)

Figura 116

Fuerzas laterales en la estructura en el eje X

**Figura 117**

Fuerzas laterales en la estructura en el eje Y

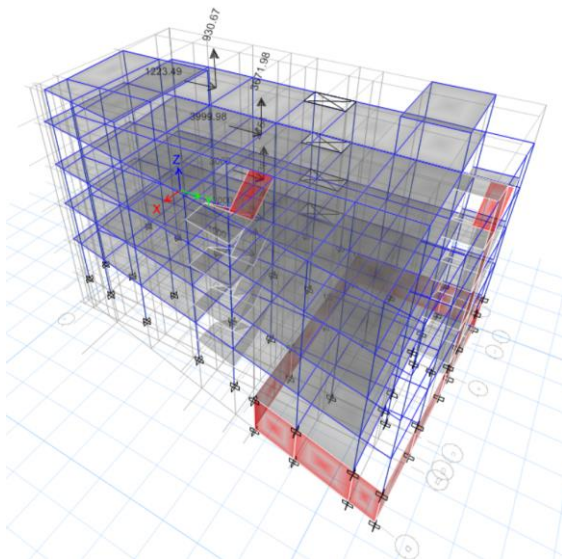
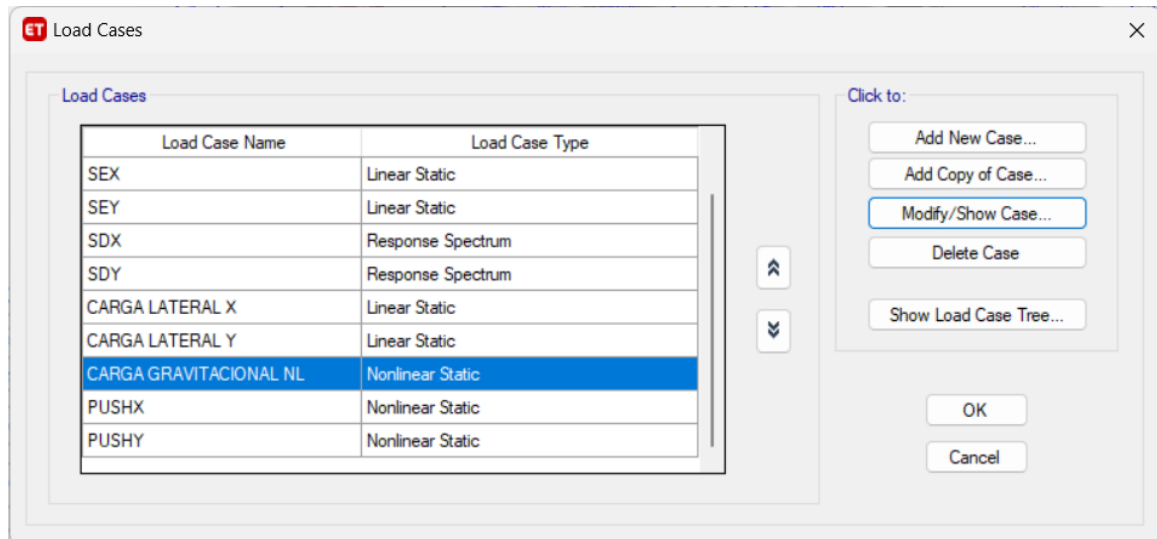


Figura 118

Caso de Carga Gravitacional No lineales de la estructura

**Figura 119**

Caso de Carga Gravitacional No lineales de la estructura

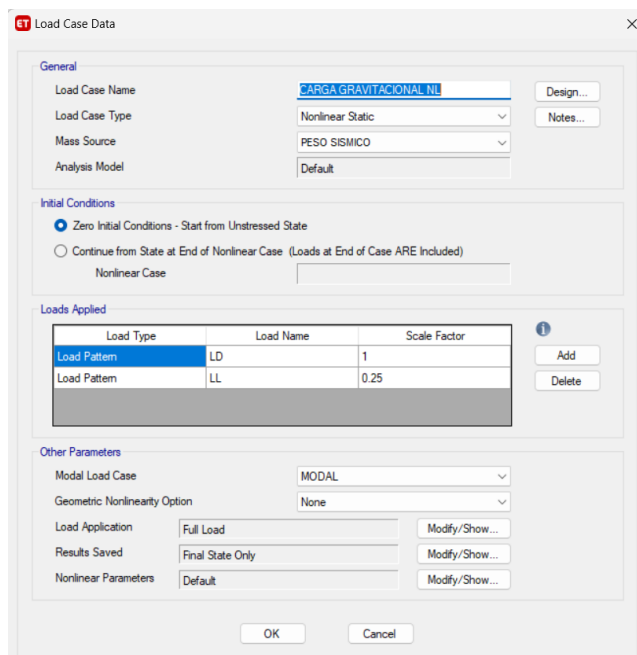


Figura 120

Datos del caso de carga PUSH X

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box for a case named 'PUSH X'. The 'General' section includes:

- Load Case Name: PUSH X
- Load Case Type: Nonlinear Static
- Mass Source: PESO SISMICO
- Analysis Model: Default

 The 'Initial Conditions' section has:

- Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)
- Nonlinear Case: CARGA GRAVITACIONAL NL

 The 'Loads Applied' table contains one entry:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	CARGAS LATERAL X	1

 The 'Other Parameters' section includes:

- Modal Load Case: MODAL
- Geometric Nonlinearity Option: None
- Load Application: Displacement Control
- Results Saved: Multiple States
- Nonlinear Parameters: User Defined

 Buttons for 'Design...', 'Notes...', 'Add', 'Delete', 'Modify/Show...', and 'OK/Cancel' are also visible.

Figura 121

Datos del caso de carga PUSH Y

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box for a case named 'PUSH Y'. The 'General' section includes:

- Load Case Name: PUSH Y
- Load Case Type: Nonlinear Static
- Mass Source: PESO SISMICO
- Analysis Model: Default

 The 'Initial Conditions' section has:

- Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)
- Nonlinear Case: CARGA GRAVITACIONAL NL

 The 'Loads Applied' table contains one entry:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	CARGAS LATERAL Y	1

 The 'Other Parameters' section includes:

- Modal Load Case: MODAL
- Geometric Nonlinearity Option: None
- Load Application: Displacement Control
- Results Saved: Multiple States
- Nonlinear Parameters: User Defined

 Buttons for 'Design...', 'Notes...', 'Add', 'Delete', 'Modify/Show...', and 'OK/Cancel' are also visible.

Figura 122

Aplicación de control de cargas del AENL dirección X

The dialog box is titled "Load Application Control for Nonlinear Static Analysis". It contains several sections for configuring the analysis control:

- Load Application Control:** Three radio buttons are present: "Full Load" (unselected), "Displacement Control" (selected), and "Quasi-Static (run as time history)" (unselected).
- Control Displacement:** Two radio buttons: "Use Conjugate Displacement" (unselected) and "Use Monitored Displacement" (selected). Below this, a text field is labeled "Load to a Monitored Displacement Magnitude of" with the value "0.65" and the unit "m".
- Monitored Displacement:** Two radio buttons: "DOF/Joint" (selected) and "Generalized Displacement" (unselected). Under "DOF/Joint", there are three dropdown menus: "U1", "T.TECHO", and "4078".
- Additional Controlled Displacements:** A text field contains the word "None", and a "Modify/Show..." button is to its right.
- Quasi-static Parameters:** A section with four rows of parameters and their values:
 - Time History Type: Nonlinear Direct Integration History
 - Output Time Step Size: 1 sec
 - Mass Proportional Damping: 0 1/sec
 - Hilber-Hughes-Taylor Time Integration Parameter, Alpha: 0

At the bottom of the dialog are "OK" and "Cancel" buttons.

The dialog box is titled "Results Saved for Nonlinear Static Case". It contains the following settings:

- Results Saved:** Two radio buttons: "Final State Only" (unselected) and "Multiple States" (selected).
- For Each Stage:** Two text input fields:
 - "Minimum Number of Saved States" with the value "10".
 - "Maximum Number of Saved States" with the value "100".
- A checked checkbox labeled "Save positive Displacement Increments Only".

At the bottom are "OK" and "Cancel" buttons.

Figura 123

Aplicación de control de cargas del AENL dirección Y

The dialog box is titled "Load Application Control for Nonlinear Static Analysis". It contains several sections for configuring the analysis:

- Load Application Control:** Three radio buttons are present: "Full Load" (unselected), "Displacement Control" (selected), and "Quasi-Static (run as time history)" (unselected).
- Control Displacement:** Two radio buttons: "Use Conjugate Displacement" (unselected) and "Use Monitored Displacement" (selected). Below this, a text field is labeled "Load to a Monitored Displacement Magnitude of" with the value "0.65" and the unit "m".
- Monitored Displacement:** Two radio buttons: "DOF/Joint" (selected) and "Generalized Displacement" (unselected). The "DOF/Joint" option has three dropdown menus: "U2", "T.TECHO", and "4078".
- Additional Controlled Displacements:** A text field contains "None" and a "Modify/Show..." button.
- Quasi-static Parameters:** A section with four rows of parameters:
 - Time History Type: Nonlinear Direct Integration History
 - Output Time Step Size: 1 sec
 - Mass Proportional Damping: 0 1/sec
 - Hilber-Hughes-Taylor Time Integration Parameter, Alpha: 0

At the bottom of the dialog are "OK" and "Cancel" buttons.

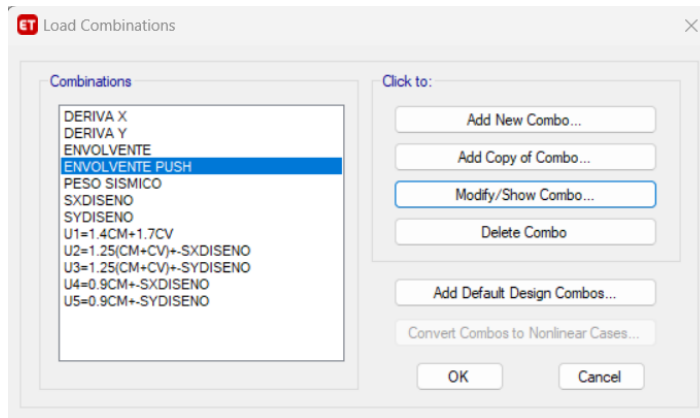
The dialog box is titled "Results Saved for Nonlinear Static Case". It contains the following settings:

- Results Saved:** Two radio buttons: "Final State Only" (unselected) and "Multiple States" (selected).
- For Each Stage:** Two text input fields:
 - Minimum Number of Saved States: 10
 - Maximum Number of Saved States: 100
- Save positive Displacement Increments Only:** A checked checkbox.

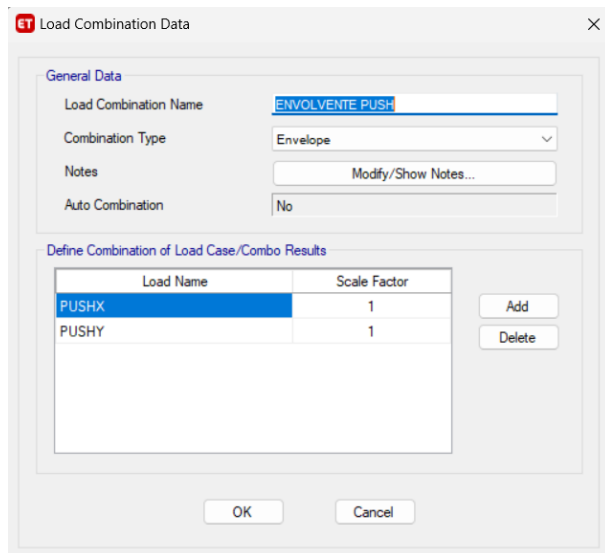
At the bottom of the dialog are "OK" and "Cancel" buttons.

Figura 124

Definiendo la combinación de carga y el envolvente PUSH

**Figura 125**

Definiendo los datos de combinación de carga ENVOL.PUSH



4.2.25 D. Simplificado Momento Rotación del C.S. Conchopata

Asignación y definición rótulas Plásticas en vigas

Figura 126

Def. de las rótulas en vigas parte 1

DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS-TECHO					DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS				
VIGA30X60 P EJE1/EJE B-C T.TECHO					VIGA30X60 S EJE/EJE 2-3 T.TECHO				
LONGITUD DE LA VIGA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA IZQUIERDA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA DERECHA	% ROTULA IZQUIERDA	% ROTULA DERECHA	LONGITUD DE LA VIGA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA IZQUIERDA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA DERECHA	% ROTULA IZQUIERDA	% ROTULA DERECHA
m	m	m	%	%	m	m	m	%	%
6.03	1.50	1.50	17.43%	82.57%	4.25	0.50	0.50	12.94%	87.06%
DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS					DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS				
VIGA30X60 P EJE1/EJE C-D T.TECHO					VIGA30X60 S EJE/EJE 1-2 T.TECHO				
m	m	m	%	%	m	m	m	%	%
2.01	1.50	1.50	52.24%	47.76%	2.81	0.50	0.50	19.57%	80.43%
DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS					DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS				
VIGA30X60 P EJE2/EJE B-C T.TECHO					VIGA30X60 S EJE/EJE 2-3 T.TECHO				
m	m	m	%	%	m	m	m	%	%
6.01	1.50	1.50	17.47%	82.53%	4.32	0.50	0.50	12.73%	87.27%
DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS					DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS				
VIGA30X60 P EJE2/EJE C-D T.TECHO					VIGA30X60 S EJE/EJE 7-4 T.TECHO				
m	m	m	%	%	m	m	m	%	%
2.49	1.50	1.50	42.17%	57.83%	4.07	0.50	1.50	13.51%	74.20%
DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS					DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS				
VIGA30X60 P EJE3/EJE B-C T.TECHO					VIGA30X60 S EJE/EJE 7-4 T.TECHO				
m	m	m	%	%	m	m	m	%	%
6.01	1.50	1.50	17.47%	82.53%	4.07	1.50	0.50	25.80%	86.49%
DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS					DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS-PISO TÍPICO				
VIGA30X60 EJE3/EJE C-D T.TECHO					VIGA35X25 CH EJE/EJE B-D STORY4				
m	m	m	%	%	m	m	m	%	%
3.24	1.50	1.50	32.41%	67.59%	7.83	0.30	0.30	5.75%	94.25%
DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS					DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS-PISO TÍPICO				
VIGA30X60 P EJE7/EJE A-B T.TECHO					VIGA30X60 P EJE/EJE A-B STORY4				
m	m	m	%	%	m	m	m	%	%
5.96	1.50	0.50	17.62%	90.77%	5.98	1.50	1.50	17.56%	82.44%
DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS					DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS-PISO TÍPICO				
VIGA30X60 P EJE8/EJE A-B T.TECHO					VIGA30X60 P EJE1/EJE B-C STORY4				
m	m	m	%	%	m	m	m	%	%
5.96	1.50	1.50	17.62%	82.38%	6.03	1.50	1.50	17.41%	82.59%
DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS					DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS-PISO TÍPICO				
VIGA30X60 S EJE/EJE 1-2 T.TECHO					VIGA30X60 P EJE1/EJE C-D STORY4				
m	m	m	%	%	m	m	m	%	%
3.34	0.50	0.50	16.47%	83.53%	2.01	1.50	1.50	52.24%	47.76%
DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS					DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS-PISO TÍPICO				
VIGA30X60 S EJE/EJE 2-3 T.TECHO					VIGA30X60 P EJE2/EJE A-B STORY4				
m	m	m	%	%	m	m	m	%	%
4.25	0.50	0.50	12.94%	87.06%	5.96	0.50	1.50	9.23%	82.38%
DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS					DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS-PISO TÍPICO				
VIGA30X60 S EJE/EJE 1-2 T.TECHO					VIGA30X60 P EJE2/EJE B-C STORY4				
m	m	m	%	%	m	m	m	%	%
2.90	0.50	0.50	18.97%	81.03%	6.01	1.50	1.50	17.47%	82.53%

Figura 128

Def. de las rótulas en vigas parte 3

DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS-PISO TÍPICO				
VIGA30X60 S EJE/EJE 2-3 STORY4				
LONGITUD DE LA VIGA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA IZQUIERDA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA DERECHA	% ROTULA IZQUIERDA	% ROTULA DERECHA
m	m	m	%	%
4.25	1.50	1.50	24.71%	75.29%
DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS-PISO TÍPICO				
VIGA30X60 S EJE/EJE 3-4 STORY4				
LONGITUD DE LA VIGA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA IZQUIERDA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA DERECHA	% ROTULA IZQUIERDA	% ROTULA DERECHA
m	m	m	%	%
5.45	1.50	0.50	19.27%	89.91%
DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS-PISO TÍPICO				
VIGA30X60 S EJE/EJE 4-5 STORY4				
LONGITUD DE LA VIGA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA IZQUIERDA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA DERECHA	% ROTULA IZQUIERDA	% ROTULA DERECHA
m	m	m	%	%
3.29	0.50	0.50	16.72%	83.28%
DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS-PISO TÍPICO				
VIGA30X60 S EJE/EJE 5-7 STORY4				
LONGITUD DE LA VIGA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA IZQUIERDA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA DERECHA	% ROTULA IZQUIERDA	% ROTULA DERECHA
m	m	m	%	%
5.04	0.50	0.50	10.91%	89.09%
DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS-PISO TÍPICO				
VIGA30X60 S EJE/EJE 7-8 STORY4				
LONGITUD DE LA VIGA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA IZQUIERDA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA DERECHA	% ROTULA IZQUIERDA	% ROTULA DERECHA
m	m	m	%	%
4.07	0.50	1.50	13.51%	74.20%
DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS-PISO TÍPICO				
VIGA30X60 S EJE/EJE 8-9 STORY4				
LONGITUD DE LA VIGA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA IZQUIERDA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA DERECHA	% ROTULA IZQUIERDA	% ROTULA DERECHA
m	m	m	%	%
2.98	1.50	1.50	35.23%	64.77%
DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS-PISO TÍPICO				
VIGA30X60 S EJE/EJE 1-2 STORY4				
LONGITUD DE LA VIGA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA IZQUIERDA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA DERECHA	% ROTULA IZQUIERDA	% ROTULA DERECHA
m	m	m	%	%
3.34	0.50	0.50	16.47%	83.53%
DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS-PISO TÍPICO				
VIGA30X60 S EJE/EJE 2-3 STORY4				
LONGITUD DE LA VIGA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA IZQUIERDA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA DERECHA	% ROTULA IZQUIERDA	% ROTULA DERECHA
m	m	m	%	%
4.25	0.50	0.50	12.94%	87.06%
DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS-PISO TÍPICO				
VIGA30X60 S EJE/EJE 3-4 STORY4				
LONGITUD DE LA VIGA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA IZQUIERDA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA DERECHA	% ROTULA IZQUIERDA	% ROTULA DERECHA
m	m	m	%	%
5.45	0.50	0.50	10.09%	89.91%
DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS-PISO TÍPICO				
VIGA30X60 S EJE/EJE 4-5 STORY4				
LONGITUD DE LA VIGA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA IZQUIERDA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA DERECHA	% ROTULA IZQUIERDA	% ROTULA DERECHA
m	m	m	%	%
3.29	0.50	0.50	16.72%	83.28%
DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS-PISO TÍPICO				
VIGA30X60 S EJE/EJE 5-7 STORY4				
LONGITUD DE LA VIGA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA IZQUIERDA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA DERECHA	% ROTULA IZQUIERDA	% ROTULA DERECHA
m	m	m	%	%
5.04	0.50	0.50	10.91%	89.09%
DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS-PISO TÍPICO				
VIGA30X60 S EJE/EJE 7-8 STORY4				
LONGITUD DE LA VIGA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA IZQUIERDA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA DERECHA	% ROTULA IZQUIERDA	% ROTULA DERECHA
m	m	m	%	%
4.07	0.50	0.50	13.51%	86.49%
DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS-PISO TÍPICO				
VIGA30X60 S EJE/EJE 1-2 STORY4				
LONGITUD DE LA VIGA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA IZQUIERDA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA DERECHA	% ROTULA IZQUIERDA	% ROTULA DERECHA
m	m	m	%	%
2.81	0.50	0.50	19.57%	80.43%
DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS-PISO TÍPICO				
VIGA30X60 S EJE/EJE 2-3 STORY4				
LONGITUD DE LA VIGA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA IZQUIERDA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA DERECHA	% ROTULA IZQUIERDA	% ROTULA DERECHA
m	m	m	%	%
4.32	0.50	0.50	12.73%	87.27%
DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS-PISO TÍPICO				
VIGA30X60 S EJE/EJE 3-4 STORY4				
LONGITUD DE LA VIGA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA IZQUIERDA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA DERECHA	% ROTULA IZQUIERDA	% ROTULA DERECHA
m	m	m	%	%
5.53	0.50	0.50	9.95%	90.05%

Figura 129

Def. de las rótulas en vigas parte 4

DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS-PISO TÍPICO				
VIGA30X60 S EJE/EJE 4-5 STORY4				
LONGITUD DE LA VIGA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA IZQUIERDA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA DERECHA	% ROTULA IZQUIERDA	% ROTULA DERECHA
m	m	m	%	%
3.34	0.50	0.50	16.47%	83.53%
DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS-PISO TÍPICO				
VIGA30X60 S EJE/EJE 5-7 STORY4				
LONGITUD DE LA VIGA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA IZQUIERDA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA DERECHA	% ROTULA IZQUIERDA	% ROTULA DERECHA
m	m	m	%	%
5.18	0.50	1.50	10.62%	79.73%
DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS-PISO TÍPICO				
VIGA30X60 S EJE/EJE 7-8 STORY4				
LONGITUD DE LA VIGA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA IZQUIERDA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA DERECHA	% ROTULA IZQUIERDA	% ROTULA DERECHA
m	m	m	%	%
4.13	1.50	1.50	25.42%	74.58%
DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS-PISO TÍPICO				
VIGA30X60 S EJE/EJE 8-9 STORY4				
LONGITUD DE LA VIGA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA IZQUIERDA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA DERECHA	% ROTULA IZQUIERDA	% ROTULA DERECHA
m	m	m	%	%
1.90	1.50	1.50	55.26%	44.74%
DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS-PISO TÍPICO				
VIGA35X25 CH EJE/EJE 4-5 STORY4				
LONGITUD DE LA VIGA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA IZQUIERDA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA DERECHA	% ROTULA IZQUIERDA	% ROTULA DERECHA
m	m	m	%	%
3.29	0.30	0.30	13.68%	86.32%
DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS-PISO TÍPICO				
VIGA35X25 CH EJE/EJE 8-9 STORY4				
LONGITUD DE LA VIGA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA IZQUIERDA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA DERECHA	% ROTULA IZQUIERDA	% ROTULA DERECHA
m	m	m	%	%
2.87	0.30	0.50	15.68%	80.84%
DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS-PISO TÍPICO				
VIGA35X25 CH EJE/EJE 31-4 STORY4				
LONGITUD DE LA VIGA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA IZQUIERDA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA DERECHA	% ROTULA IZQUIERDA	% ROTULA DERECHA
m	m	m	%	%
2.15	0.35	0.30	22.09%	79.07%
DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS-PISO TÍPICO				
VIGA30X60 S EJE/EJE 8-9 STORY4				
LONGITUD DE LA VIGA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA IZQUIERDA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA DERECHA	% ROTULA IZQUIERDA	% ROTULA DERECHA
m	m	m	%	%
2.18	0.30	0.50	20.64%	74.77%
DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS-SEMISOTANO				
VIGA30X60 P EJE/EJE A-B SEMISOTANO				
LONGITUD DE LA VIGA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA IZQUIERDA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA DERECHA	% ROTULA IZQUIERDA	% ROTULA DERECHA
m	m	m	%	%
5.96	0.25	0.50	7.13%	90.77%
DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS-SEMISOTANO				
VIGA30X60 P EJE/EJE B-C SEMISOTANO				
LONGITUD DE LA VIGA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA IZQUIERDA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA DERECHA	% ROTULA IZQUIERDA	% ROTULA DERECHA
m	m	m	%	%
6.01	0.50	1.50	9.15%	82.53%
DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS-SEMISOTANO				
VIGA30X60 P EJE/EJE C-D SEMISOTANO				
LONGITUD DE LA VIGA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA IZQUIERDA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA DERECHA	% ROTULA IZQUIERDA	% ROTULA DERECHA
m	m	m	%	%
5.67	1.50	0.25	18.52%	92.50%
DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS-SEMISOTANO				
VIGA30X60 P EJE/EJE A-B SEMISOTANO				
LONGITUD DE LA VIGA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA IZQUIERDA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA DERECHA	% ROTULA IZQUIERDA	% ROTULA DERECHA
m	m	m	%	%
5.96	0.25	1.50	7.13%	82.38%
DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS-SEMISOTANO				
VIGA30X60 P EJE/EJE B-C SEMISOTANO				
LONGITUD DE LA VIGA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA IZQUIERDA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA DERECHA	% ROTULA IZQUIERDA	% ROTULA DERECHA
m	m	m	%	%
6.01	1.50	1.50	17.47%	82.53%
DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS-SEMISOTANO				
VIGA30X60 P EJE/EJE C-D SEMISOTANO				
LONGITUD DE LA VIGA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA IZQUIERDA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA DERECHA	% ROTULA IZQUIERDA	% ROTULA DERECHA
m	m	m	%	%
6.39	1.50	0.25	16.43%	93.35%
DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS-SEMISOTANO				
VIGA30X60 S EJE/EJE 6-7 SEMISOTANO				
LONGITUD DE LA VIGA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA IZQUIERDA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA DERECHA	% ROTULA IZQUIERDA	% ROTULA DERECHA
m	m	m	%	%
4.60	0.25	1.50	9.24%	77.17%
DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS-SEMISOTANO				
VIGA30X60 S EJE/EJE 7-8 SEMISOTANO				
LONGITUD DE LA VIGA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA IZQUIERDA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA DERECHA	% ROTULA IZQUIERDA	% ROTULA DERECHA
m	m	m	%	%
4.60	1.50	0.50	22.83%	88.04%
DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS-SEMISOTANO				
VIGA30X60 S EJE/EJE 6-7 SEMISOTANO				
LONGITUD DE LA VIGA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA IZQUIERDA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA DERECHA	% ROTULA IZQUIERDA	% ROTULA DERECHA
m	m	m	%	%
4.60	0.25	0.50	9.24%	88.04%
DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS-SEMISOTANO				
VIGA30X60 S EJE/EJE 7-8 SEMISOTANO				
LONGITUD DE LA VIGA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA IZQUIERDA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA DERECHA	% ROTULA IZQUIERDA	% ROTULA DERECHA
m	m	m	%	%
4.60	0.50	0.50	11.96%	88.04%
DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS-SEMISOTANO				
VIGA35X25 CH EJE/EJE 8-9 SEMISOTANO				
LONGITUD DE LA VIGA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA IZQUIERDA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA DERECHA	% ROTULA IZQUIERDA	% ROTULA DERECHA
m	m	m	%	%
3.24	0.30	0.25	13.89%	86.88%
DISPOSICIÓN ROTULAS EN VIGAS-SEMISOTANO				
VIGA35X25 CH EJE/EJE 8-9 STORY4				
LONGITUD DE LA VIGA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA IZQUIERDA	DIMENSIÓN DE LA COLUMNA DERECHA	% ROTULA IZQUIERDA	% ROTULA DERECHA
m	m	m	%	%
3.24	0.30	0.25	13.89%	86.88%

Figura 130

Rótulas P. en vigas en los niveles de la estructura.

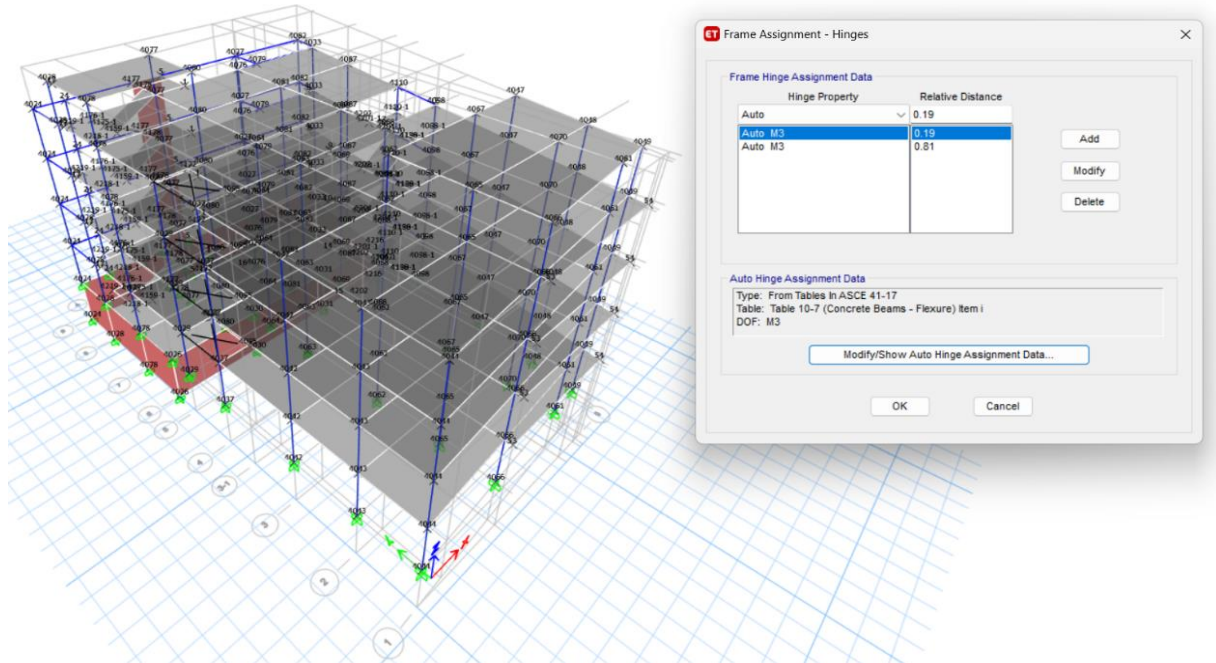


Figura 131

Asignación de datos de rótulas en vigas

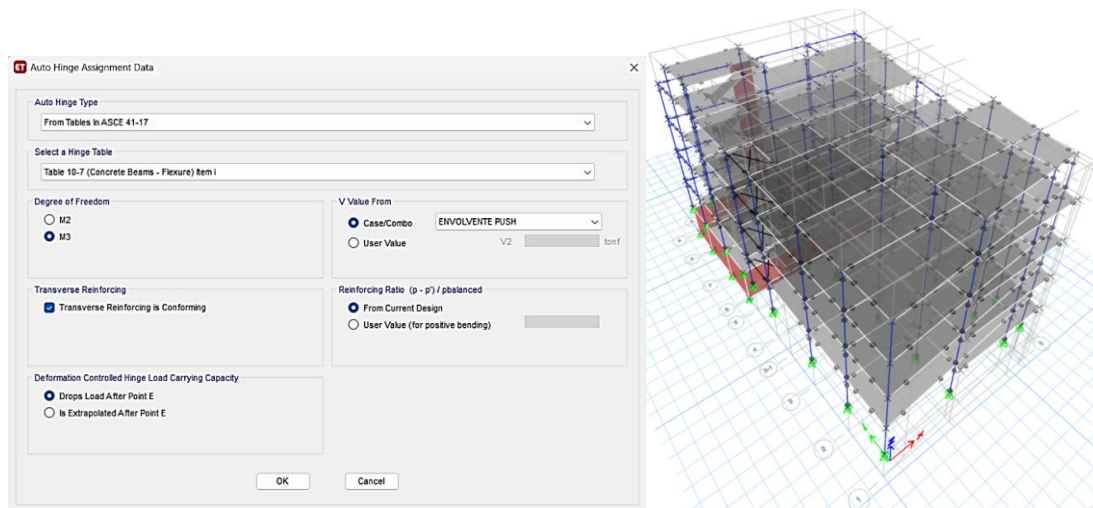


Figura 132

Crterios de aceptaci3n num3rica en vigas

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

Conditions	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a				
	Plastic Rotations Angle (radians)	Residual Strength Ratio	c	Plastic Rotations Angle (radians)				
				IO	LS	CP		
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\rho - \rho'$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$						
ρ_{bal}	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.
^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.
^bWhere 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_s) 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.

Figura 133

Datos de propiedades para r3tula B454H1-Momento M3

Hinge Property Data for B454H1 - Moment M3

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E	-0.2	-0.05
D-	-0.2	-0.02525
B-	-1.808195	-0.025
B	-1	0
A	0	0
B	1	0
D	1.808195	0.025
D	0.2	0.02525
E	0.2	0.05

Scaling for Moment and Rotation

Use Yield Moment Moment SF Positive Negative tonf-m

Use Yield Rotation (Steel Objects Only) Rotation SF Positive Negative 1

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

Immediate Occupancy Positive 0.01 Negative

Life Safety Positive 0.025 Negative

Collapse Prevention Positive 0.05 Negative

Show Acceptance Criteria on Plot

Type

Moment - Rotation

Moment - Curvature

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Hysteresis Type and Parameters

Hysteresis Isotropic

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

OK Cancel

- Disposición rótulas en COLUMNAS

Figura 134

Rótulas P. en columnas en los niveles de la estructura

DISPOSICIÓN RÓTULAS EN COLUMNAS				
COLUMNAL 50X150 T. TECHO				
LONGITUD DE LA COLUMNA	DIMENSIÓN DE LA VIGA INFERIOR	DIMENSIÓN DE LA VIGA SUPERIOR	% ROTULA INFERIOR	% ROTULA SUPERIOR
m	m	m	%	%
3.25	0.60	0.60	9.23%	90.77%
DISPOSICIÓN RÓTULAS EN COLUMNAS				
COLUMNAL 50X150 STORY 4				
LONGITUD DE LA COLUMNA	DIMENSIÓN DE LA VIGA INFERIOR	DIMENSIÓN DE LA VIGA SUPERIOR	% ROTULA INFERIOR	% ROTULA SUPERIOR
m	m	m	%	%
3.25	0.60	0.60	9.23%	90.77%
DISPOSICIÓN RÓTULAS EN COLUMNAS				
COLUMNAL 50X150 STORY 3				
LONGITUD DE LA COLUMNA	DIMENSIÓN DE LA VIGA INFERIOR	DIMENSIÓN DE LA VIGA SUPERIOR	% ROTULA INFERIOR	% ROTULA SUPERIOR
m	m	m	%	%
3.25	0.60	0.60	9.23%	90.77%
DISPOSICIÓN RÓTULAS EN COLUMNAS				
COLUMNAL 50X150 STORY 2				
LONGITUD DE LA COLUMNA	DIMENSIÓN DE LA VIGA INFERIOR	DIMENSIÓN DE LA VIGA SUPERIOR	% ROTULA INFERIOR	% ROTULA SUPERIOR
m	m	m	%	%
3.25	0.60	0.60	9.23%	90.77%
DISPOSICIÓN RÓTULAS EN COLUMNAS				
COLUMNAL 50X150 STORY 1				
LONGITUD DE LA COLUMNA	DIMENSIÓN DE LA VIGA INFERIOR	DIMENSIÓN DE LA VIGA SUPERIOR	% ROTULA INFERIOR	% ROTULA SUPERIOR
m	m	m	%	%
3.25	0.60	0.60	9.23%	90.77%
DISPOSICIÓN RÓTULAS EN COLUMNAS				
COLUMNAL 50X150 SEMISOTANO				
LONGITUD DE LA COLUMNA	DIMENSIÓN DE LA VIGA INFERIOR	DIMENSIÓN DE LA VIGA SUPERIOR	% ROTULA INFERIOR	% ROTULA SUPERIOR
m	m	m	%	%
3.25	0.60	0.60	9.23%	90.77%

Figura 135

Rótulas P. en vigas en los niveles de la estructura

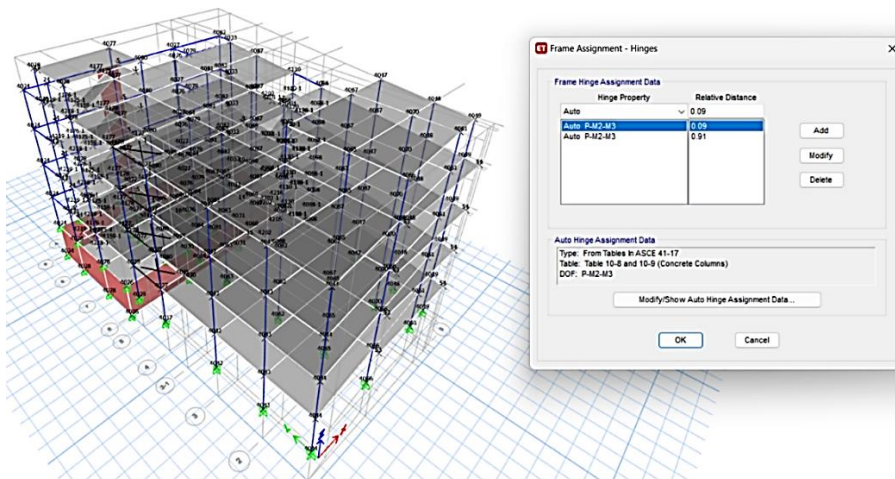


Figura 136

Datos de asignación de rótulas plásticas en columnas

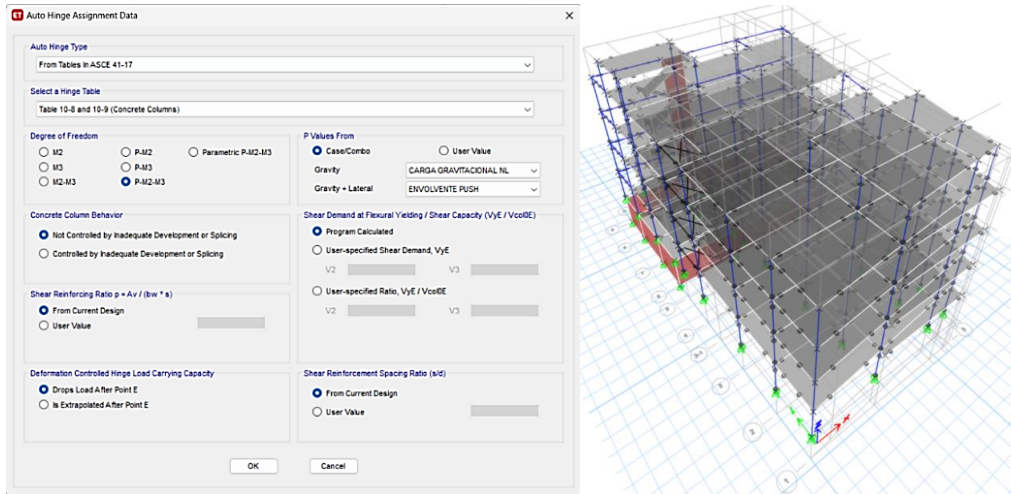


Figura 137

Crterios de aceptación numérica en columnas

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Condiciones	Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
	Plastic Rotations Angle (radians)	Residual Strength Ratio	c	Plastic Rotations Angle (radians)		
				ID	LS	CP
Condition i.^a						
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_s s}$					
≤0.1	≥0.006	0.035	0.060	0.2	0.005	0.045 0.060
≥0.6	≥0.006	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009 0.010
≤0.1	=-0.002	0.027	0.034	0.2	0.005	0.027 0.034
≥0.6	=-0.002	0.005	0.005	0.0	0.002	0.004 0.005
Condition ii.^b						
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_s s}$	$\frac{V}{b_s d \sqrt{f'_c}}$				
≤0.1	≥0.006	≤3 (0.25)	0.032	0.060	0.2	0.005 0.045 0.060
≥0.6	≥0.006	26 (0.5)	0.025	0.060	0.2	0.005 0.045 0.060
≤0.1	≥0.006	≤3 (0.25)	0.010	0.010	0.0	0.003 0.009 0.010
≥0.6	≥0.006	26 (0.5)	0.008	0.008	0.0	0.003 0.007 0.008
≤0.1	≤0.0005	≤3 (0.25)	0.012	0.012	0.2	0.005 0.010 0.012
≤0.1	≤0.0005	26 (0.5)	0.006	0.006	0.2	0.004 0.005 0.006
≥0.6	≤0.0005	≤3 (0.25)	0.004	0.004	0.0	0.002 0.003 0.004
≥0.6	≤0.0005	26 (0.5)	0.0	0.0	0.0	0.0 0.0 0.0
Condition iii.^c						
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_s s}$					
≤0.1	≥0.006		0.0	0.060	0.0	0.0 0.045 0.060
≥0.6	≥0.006		0.0	0.008	0.0	0.0 0.007 0.008
≤0.1	≤0.0005		0.0	0.006	0.0	0.0 0.005 0.006
≥0.6	≤0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0 0.0 0.0
Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^d						
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_s s}$					
≤0.1	≥0.006		0.0	0.060	0.4	0.0 0.045 0.060
≥0.6	≥0.006		0.0	0.008	0.4	0.0 0.007 0.008
≤0.1	≤0.0005		0.0	0.006	0.2	0.0 0.005 0.006
≥0.6	≤0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0 0.0 0.0

NOTE: f'_c is in lb/in.² (MPa) units.
^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.
^bRefer to Section 10.4.2.2.3 for definition of conditions i, ii, and iii. 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. (10-2). Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
^cWhere $P > 0.7A_g f'_c$, the plastic rotation angles should be taken as zero for all performance levels unless the column has transverse reinforcement consisting of hoops with 135-degree hooks spaced at ≤ d/3 and the strength provided by the hoops (V_h) is at least 3/4 of the design shear. Axial load P should be based on the maximum expected axial loads caused by gravity and earthquake loads.
^d V is the design shear force from NSP or NDP.

Consulte la Sección 10.4.2.2.2 para la definición de las condiciones i, ii y iii. Se considera que las columnas están controladas por un desarrollo inadecuado o empalmes donde la tensión de acero calculada en el empalme excede la tensión de acero especificada por la ecuación. (10-2). Cuando ocurra más de una de las condiciones i, ii, iii y iv para un componente dado, use el valor numérico mínimo apropiado de la pestaña.

Figura 138

Propiedades para rótula C1H1-interacción P-M2-M3

ET Moment Rotation Data for C1H1 - Interacting P-M2-M3

Select Curve
 Axial Force: -945 Angle: 0 Curve #1: [Navigation Icons]

Moment Rotation Data for Selected Curve

Point	Moment/Yield Mom	Rotation/SF
A	0	0
B	1	0
C	2.17551	0.035908
D	0.20528	0.036267
E	0.20528	0.068209

Note: Yield moment is defined by interaction surface

Copy Curve Data Paste Curve Data

Acceptance Criteria (Plastic Deformation / SF)

<input checked="" type="checkbox"/> Immediate Occupancy	0.005
<input checked="" type="checkbox"/> Life Safety	0.03285
<input checked="" type="checkbox"/> Collapse Prevention	0.04599

Show Acceptance Points on Current Curve

3D View
 Plan: 315 deg Axial Force: -945 tonf
 Elevation: 35 deg
 Aperture: 0 deg
 Hide Backbone Lines
 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

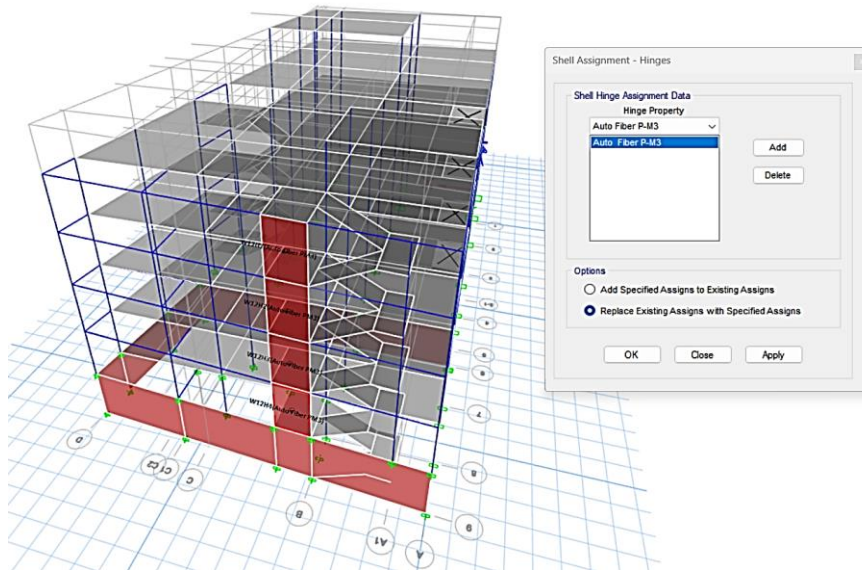
Current Curve - Curve #1
Force #1; Angle #1

3-D Surface
Axial Force= -945 tonf

OK
Cancel

Figura 139

Rótulas en muros estructurales en los niveles de la estructura

**Figura 140**

Asignación de rótulas plásticas en muros



Figura 141

Criteria de aceptación numéricos en muros estructurales

Table 10-19. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—R/C Shear Walls and Associated Components Controlled by Flexure

Conditions			Plastic Hinge Rotation (radians)		Residual Strength Ratio	Acceptable Plastic Hinge Rotation* (radians)		
			a	b		Performance Level		
					c	IO	LS	CP
i. Shear walls and wall segments								
$\frac{(A_c - A'_c)f_c + P}{t_s J_w \sqrt{f'_c}}$		$\frac{V}{t_s J_w \sqrt{f'_c}}$	Confined Boundary ^b		0.015			
≤0.1	≤4	Yes	0.010	0.020	0.75	0.005	0.015	0.020
≤0.1	≥6	Yes	0.009	0.015	0.40	0.004	0.010	0.015
≥0.25	≤4	Yes	0.005	0.012	0.60	0.003	0.009	0.012
≥0.25	≥6	Yes	0.008	0.010	0.30	0.0015	0.005	0.010
≤0.1	≤4	No	0.006	0.015	0.60	0.002	0.008	0.015
≤0.1	≥6	No	0.003	0.010	0.30	0.002	0.006	0.010
≥0.25	≤4	No	0.002	0.005	0.25	0.001	0.003	0.005
≥0.25	≥6	No	0.002	0.004	0.20	0.001	0.002	0.004
ii. Shear wall coupling beams ^c								
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement ^d		$\frac{V}{t_s J_w \sqrt{f'_c}}$	0.050					
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement		≤3	0.025	0.040	0.75	0.010	0.025	0.050
		≥6	0.020	0.035	0.50	0.005	0.020	0.040
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement		≤3	0.020	0.025	0.50	0.006	0.020	0.035
		≥6	0.010	0.050	0.25	0.005	0.010	0.025
Diagonal reinforcement		NA	0.030	0.050	0.80	0.006	0.030	0.050

*Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.
^aA boundary element shall be considered confined where transverse reinforcement exceeds 75% of the requirements given in ACI 318 and spacing of transverse reinforcement does not exceed $8d_s$. It shall be permitted to take modeling parameters and acceptance criteria as 80% of confined values where boundary elements have at least 50% of the requirements given in ACI 318 and spacing of transverse reinforcement does not exceed $8d_s$. Otherwise, boundary elements shall be considered not confined.
^bFor coupling beams spanning <8 ft 0 in., with bottom reinforcement continuous into the supporting walls, acceptance criteria values shall be permitted to be doubled for LS and CP performance.
^cConventional longitudinal reinforcement consists of top and bottom steel parallel to the longitudinal axis of the coupling beam. Conforming transverse reinforcement consists of (a) closed stirrups over the entire length of the coupling beam at a spacing $\leq d/3$, and (b) strength of closed stirrups $V_t \geq 3/4$ of required shear strength of the coupling beam.
^dFor coupling beams spanning <8 ft 0 in., with bottom reinforcement continuous into the supporting walls, acceptance criteria values shall be permitted to be doubled for LS and CP performance.

Table 10-20. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—R/C Shear Walls and Associated Components Controlled by Shear

Conditions			Total Drift Ratio (%), or Chord Rotation (radians) ^a			Strength Ratio	Acceptable Total Drift (%) or Chord Rotation (radians) ^a			
			d	e	g		c	f	Performance Level	
								IO	LS	CP
i. Shear walls and wall segments ^b										
$\frac{(A_c - A'_c)f_c + P}{t_s J_w \sqrt{f'_c}} \leq 0.05$			1.0	2.0	0.4	0.20	0.6	0.40	1.5	2.0
$\frac{(A_c - A'_c)f_c + P}{t_s J_w \sqrt{f'_c}} > 0.05$			0.75	1.0	0.4	0.0	0.6	0.40	0.75	1.0
ii. Shear wall coupling beams ^c										
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement ^d		$\frac{V}{t_s J_w \sqrt{f'_c}}$								
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement		≤3	0.02	0.030		0.60		0.006	0.020	0.030
		≥6	0.016	0.024		0.30		0.005	0.016	0.024
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement		≤3	0.012	0.025		0.40		0.006	0.010	0.020
		≥6	0.008	0.014		0.20		0.004	0.007	0.012

^aFor shear walls and wall segments, use drift; for coupling beams, use chord rotation; refer to Figures 10-5 and 10-6.
^bFor shear walls and wall segments where inelastic behavior is governed by shear, the axial load on the member must be $\leq 0.15A_c f'_c$; otherwise, the member must be treated as a force-controlled component.
^cConventional longitudinal reinforcement consists of top and bottom steel parallel to the longitudinal axis of the coupling beam. Conforming transverse reinforcement consists of (a) closed stirrups over the entire length of the coupling beam at a spacing $\leq d/3$ and (b) strength of closed stirrups $V_t \geq 3/4$ of required shear strength of the coupling beam.
^dFor coupling beams spanning <8 ft 0 in., with bottom reinforcement continuous into the supporting walls, acceptance criteria values shall be permitted to be doubled for LS and CP performance.

Figura 142

Gráfica de momento rotación de vigas

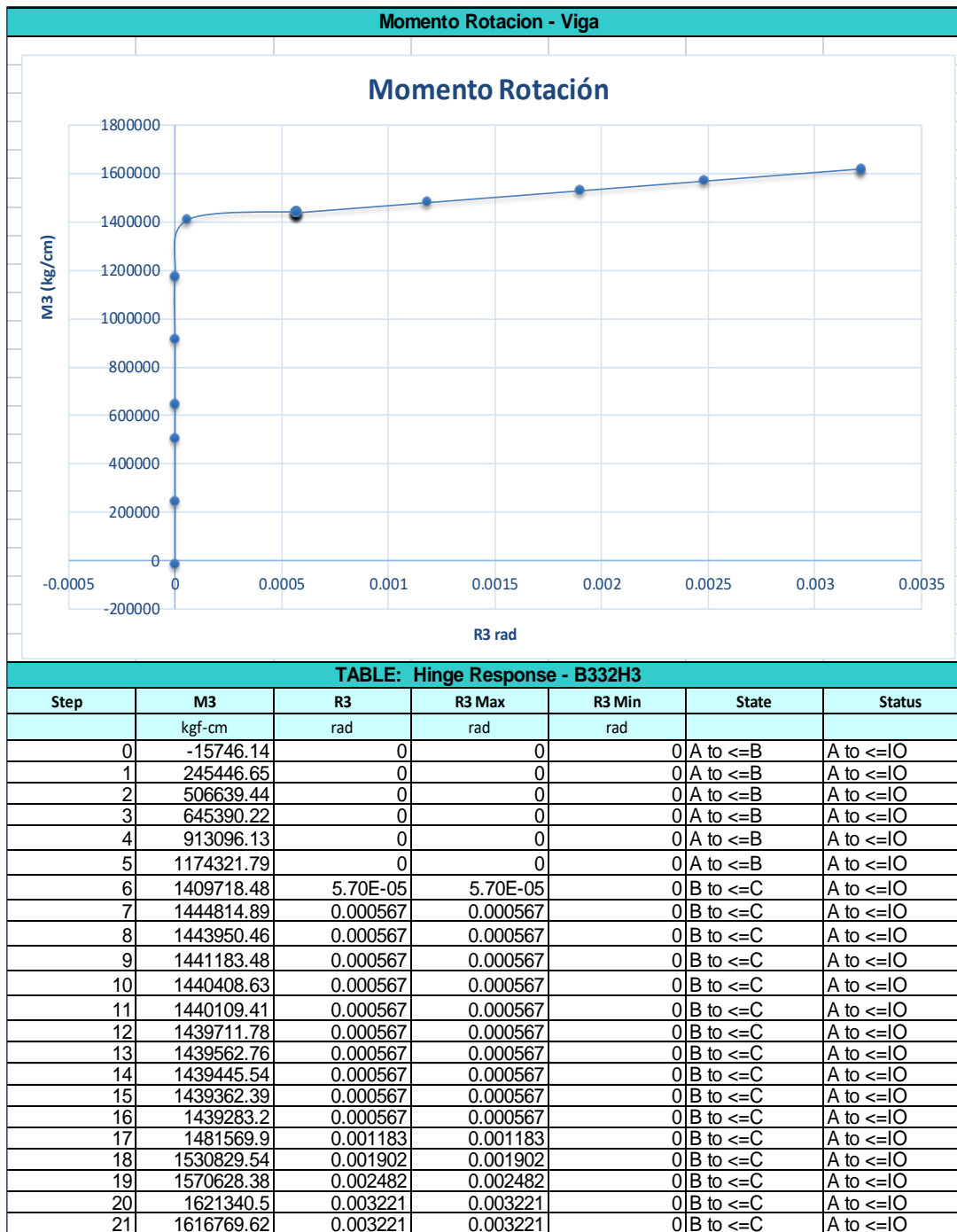


TABLE: Hinge Response - B332H3

Step	M3	R3	R3 Max	R3 Min	State	Status
	kgf-cm	rad	rad	rad		
0	-15746.14	0	0	0	A to <=B	A to <=I0
1	245446.65	0	0	0	A to <=B	A to <=I0
2	506639.44	0	0	0	A to <=B	A to <=I0
3	645390.22	0	0	0	A to <=B	A to <=I0
4	913096.13	0	0	0	A to <=B	A to <=I0
5	1174321.79	0	0	0	A to <=B	A to <=I0
6	1409718.48	5.70E-05	5.70E-05	0	B to <=C	A to <=I0
7	1444814.89	0.000567	0.000567	0	B to <=C	A to <=I0
8	1443950.46	0.000567	0.000567	0	B to <=C	A to <=I0
9	1441183.48	0.000567	0.000567	0	B to <=C	A to <=I0
10	1440408.63	0.000567	0.000567	0	B to <=C	A to <=I0
11	1440109.41	0.000567	0.000567	0	B to <=C	A to <=I0
12	1439711.78	0.000567	0.000567	0	B to <=C	A to <=I0
13	1439562.76	0.000567	0.000567	0	B to <=C	A to <=I0
14	1439445.54	0.000567	0.000567	0	B to <=C	A to <=I0
15	1439362.39	0.000567	0.000567	0	B to <=C	A to <=I0
16	1439283.2	0.000567	0.000567	0	B to <=C	A to <=I0
17	1481569.9	0.001183	0.001183	0	B to <=C	A to <=I0
18	1530829.54	0.001902	0.001902	0	B to <=C	A to <=I0
19	1570628.38	0.002482	0.002482	0	B to <=C	A to <=I0
20	1621340.5	0.003221	0.003221	0	B to <=C	A to <=I0
21	1616769.62	0.003221	0.003221	0	B to <=C	A to <=I0

Figura 143

Gráfica de momento rotación de vigas y columnas

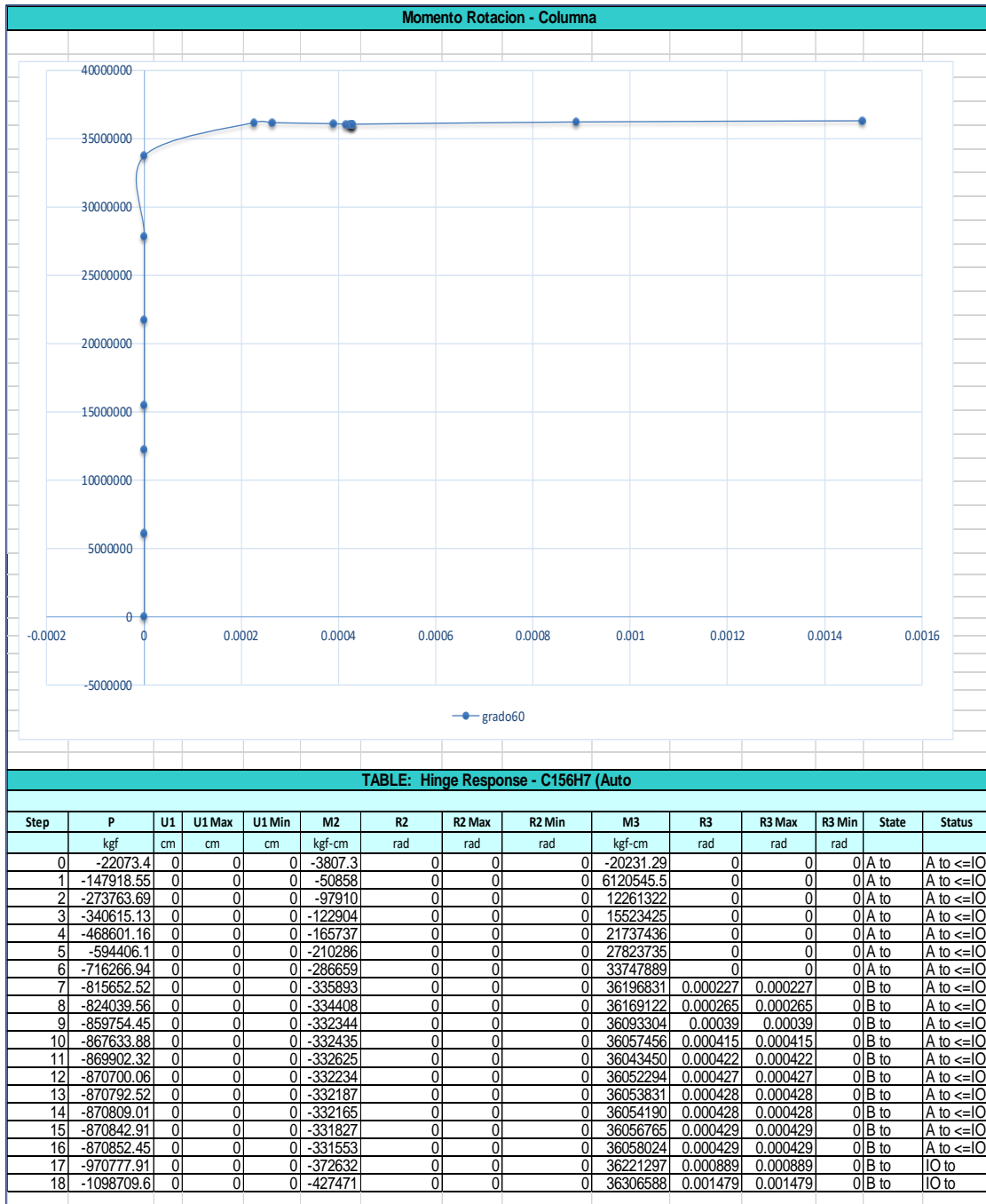


Figura 144

Gráfica de momento rotación de muros estructurales

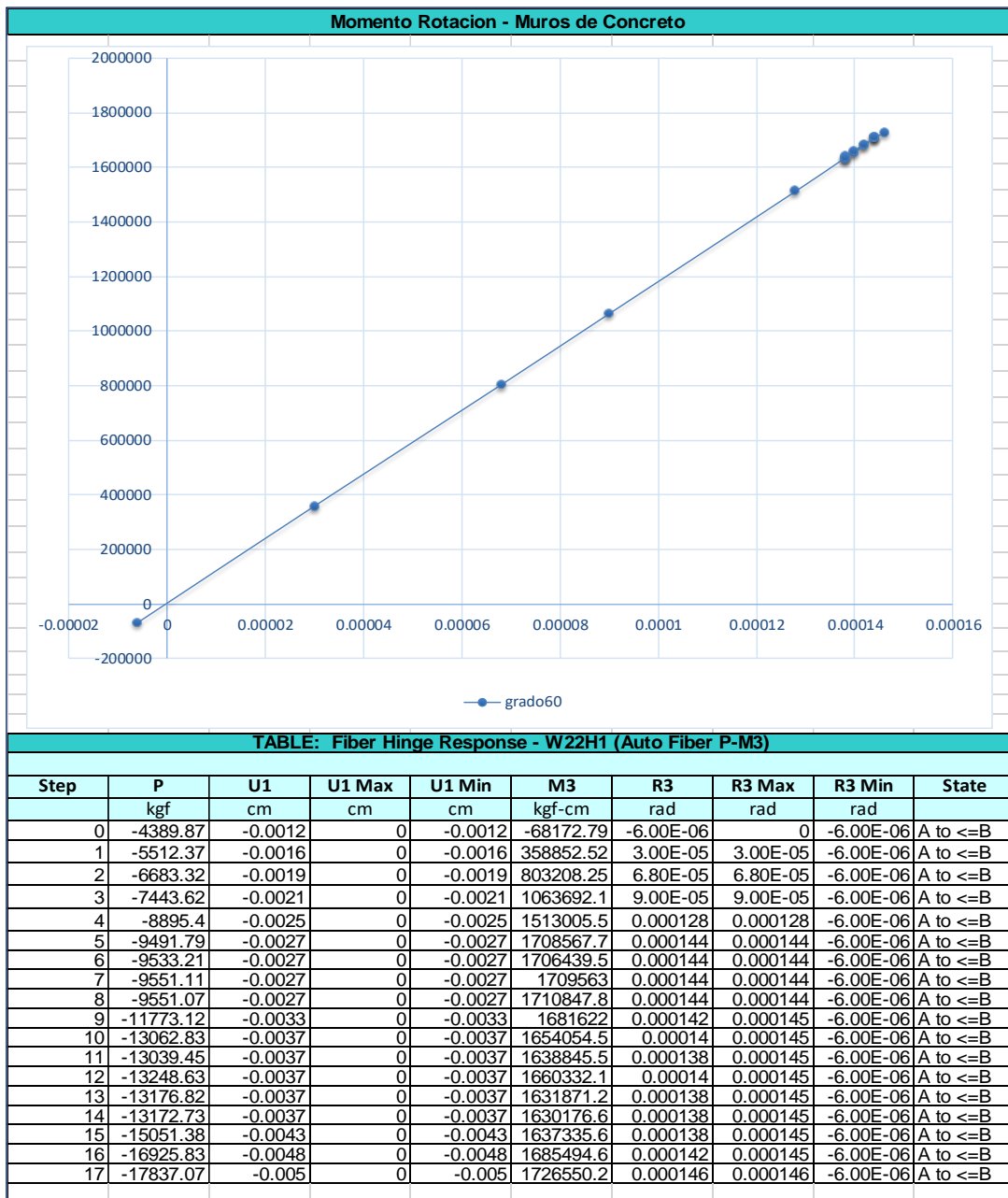
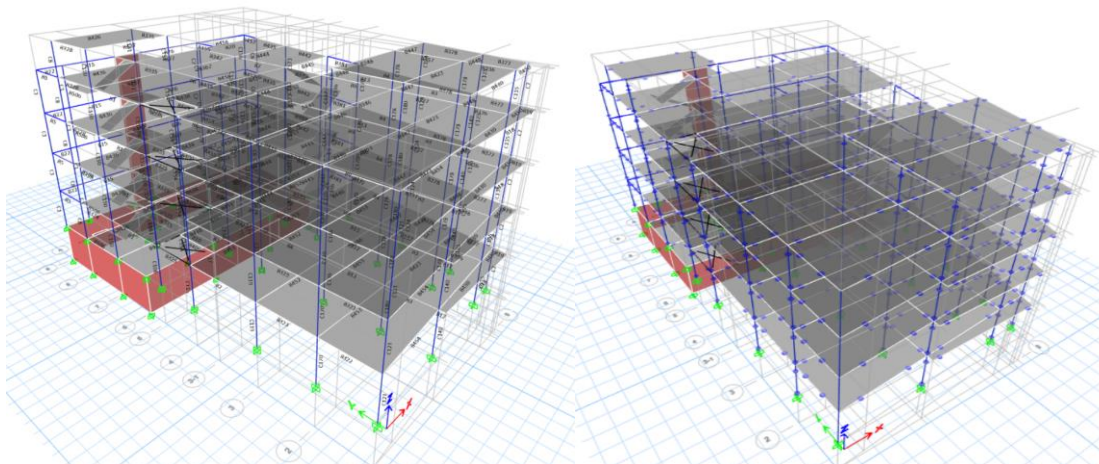
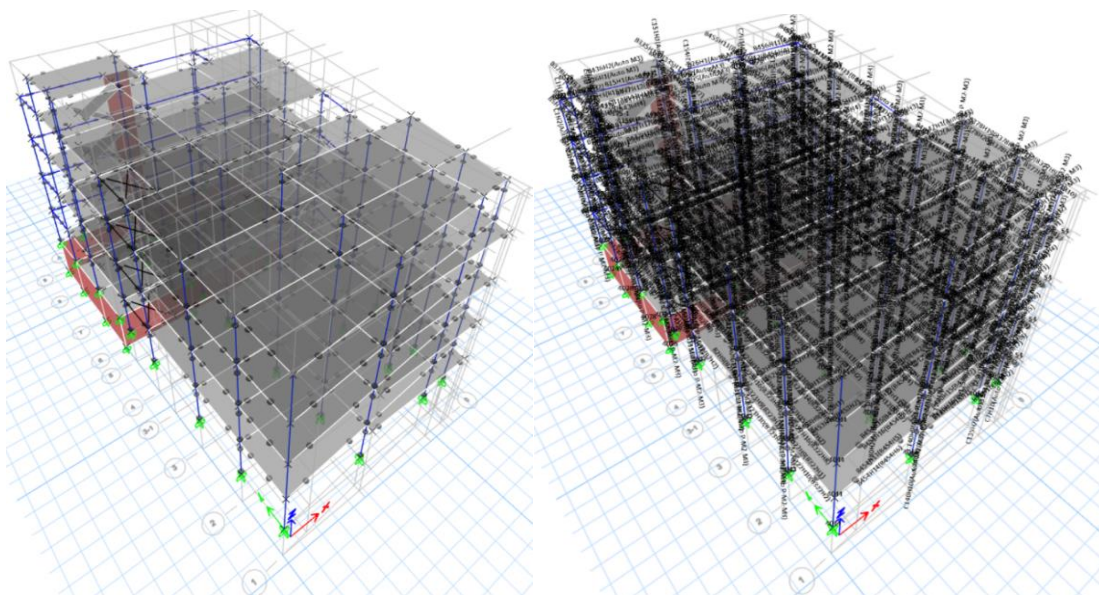


Figura 145

Resultados final del ingreso de rótulas plásticas

**Figura 146**

Rótulas plásticas todos los niveles de la estructura



Nota. Las rótulas plásticas en todos los niveles del C.S. Conchopata

Conocer la respuesta de los componentes fuera del rango lineal es necesario para evaluar la respuesta no lineal de la estructura. La respuesta de los componentes debe representarse

mediante curvas que describan dicho comportamiento, con valores obtenidos mediante evidencia experimental o tomados a partir de las Tablas del ASCE/SEI 41-13, estas curvas son conocidas como Relaciones Generalizadas Fuerza-Deformación.

4.2.26 Resultados de las rótulas plásticas del C.S. Conchopata

Figura 147

Respuestas para rótula B454H14

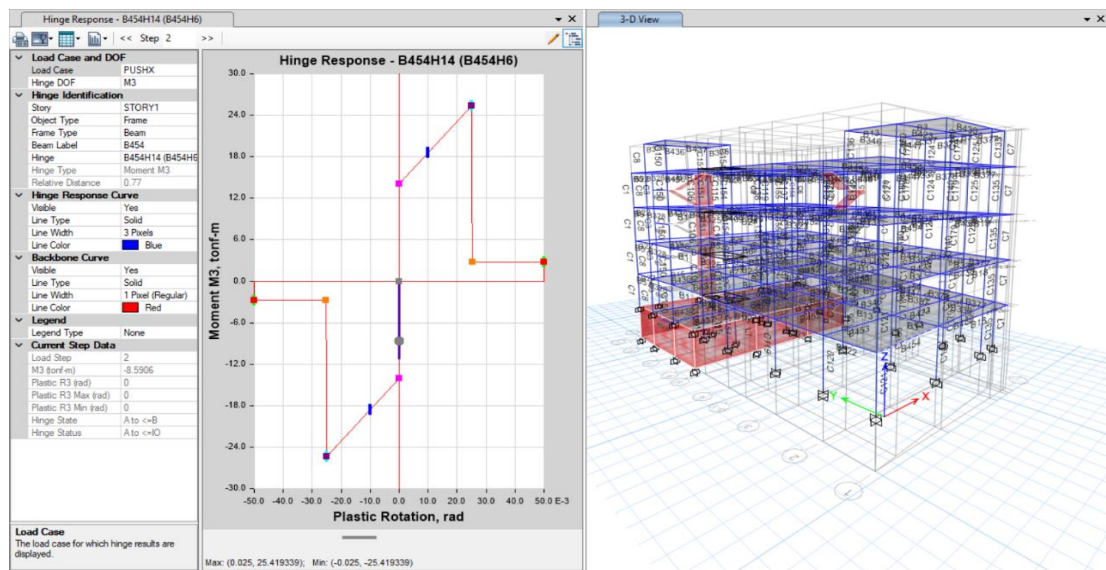
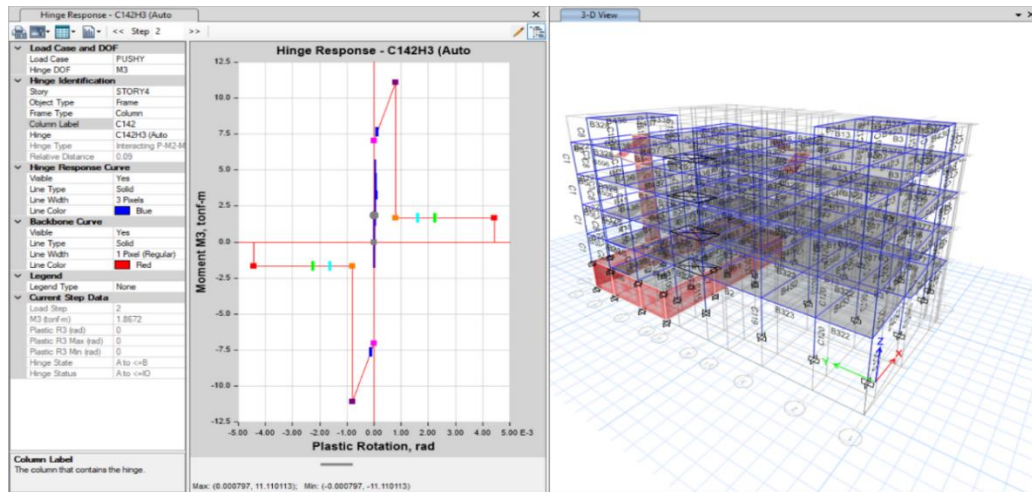


Figura 148

Respuestas para rótula C142H3

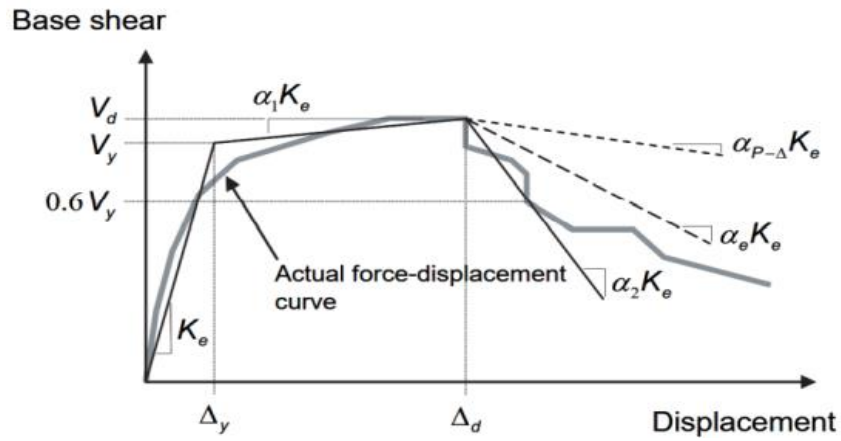


4.2.27 Curva de Capacidad

1. Definir el modelo matemático de la estructura que incorpore las características fuerza- deformación no lineal de los elementos según las Tablas del ASCE/SEI 41-13.
2. Definir el nodo de control, será ubicado en el centro de masa del último nivel del edificio.
3. Aplicar el patrón de carga lateral; será proporcional a la forma del modo fundamental de la estructura e incrementada monotónicamente.
4. Obtener la curva de capacidad registrando la fuerza de corte basal y el desplazamiento del nodo de control, así como las fuerzas y deformaciones de cada elemento para luego compararlas con sus respectivos diagramas ($M - \theta$). Cada incremento de carga lateral es un análisis separado que parte del fin de la última aplicación de carga, por ello a los resultados del último análisis se debe agregar los valores de carga lateral, rotaciones, desplazamientos correspondientes al análisis previo.
5. Obtener la curva de capacidad idealizada.

Figura 149

Curva capacidad idealizada (ASCE/SEI 41-13, 2014)



Nota. Imagen de la Curva capacidad idealizada (ASCE/SEI 41-13, 2014)

Curva de capacidad dirección X-X

Figura 150

Curva de capacidad dirección X-X

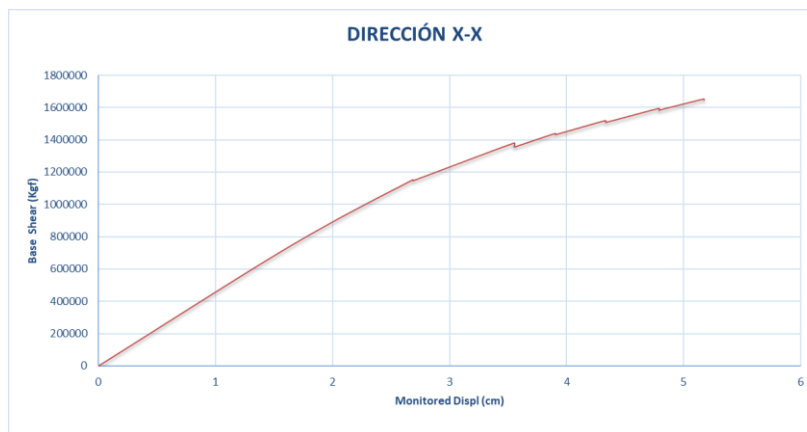


Figura 151

Cortante vs Monitoreo de desplaz. en la dirección X

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												
Step	Monitored Displ	Base Force	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
	cm	kgf										
0	0	0	776	0	0	0	0	776	0	0	0	776
1	1.6469	744449.21	775	1	0	0	0	776	0	0	0	776
2	2.6879	1151780.13	682	94	0	0	0	775	0	0	1	776
3	2.6892	1145648.13	682	94	0	0	0	775	0	0	1	776
4	3.5524	1378468.71	624	152	0	0	0	775	0	0	1	776
5	3.5526	1358336.29	623	153	0	0	0	774	1	0	1	776
6	3.5543	1354732.49	623	153	0	0	0	774	1	0	1	776
7	3.5634	1355882.71	623	153	0	0	0	773	1	0	2	776
8	3.9057	1438273.82	605	171	0	0	0	773	1	0	2	776
9	3.9071	1430816.74	604	172	0	0	0	773	1	0	2	776
10	4.3345	1517842.01	593	183	0	0	0	773	1	0	2	776
11	4.3369	1506643.96	591	185	0	0	0	773	1	0	2	776
12	4.7914	1593078.36	582	194	0	0	0	772	2	0	2	776
13	4.7915	1581293.51	582	194	0	0	0	772	2	0	2	776
14	4.7988	1583077.77	582	194	0	0	0	772	2	0	2	776
15	5.1754	1651488.88	575	201	0	0	0	771	3	0	2	776
16	5.1760	1643598.55	574	202	0	0	0	769	5	0	2	776

Curva de capacidad dirección Y-Y

Figura 152

Curva de capacidad dirección Y-Y

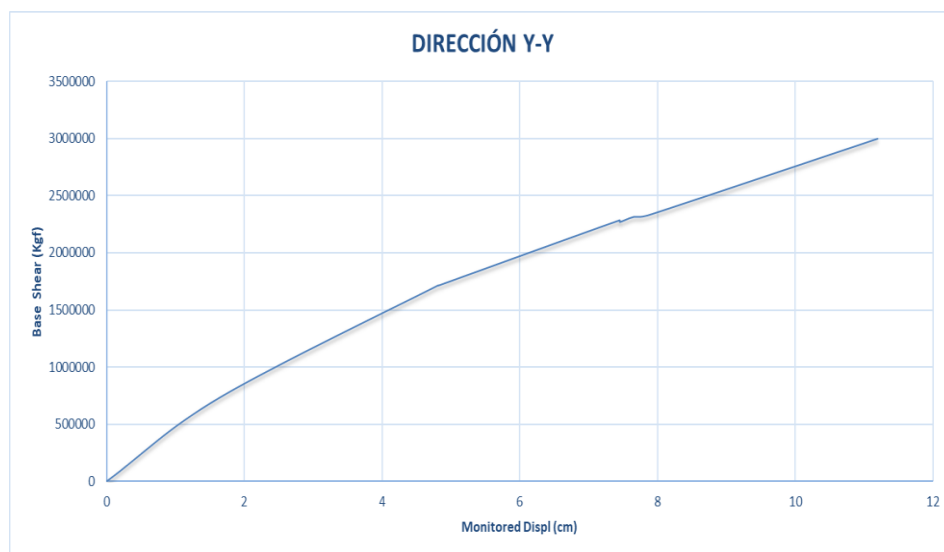


Figura 153

Cortante vs Monitoreo de desplaz. en la dirección Y

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												
Step	Monitored Displ	Base Force	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
	cm	kgf										
0	0	0	776	0	0	0	0	776	0	0	0	776
1	1.6445	734736.34	775	1	0	0	0	776	0	0	0	776
2	4.8137	1716739.15	543	233	0	0	0	774	0	0	2	776
3	4.8138	1715499.69	543	233	0	0	0	773	0	0	3	776
4	4.8139	1714202.27	543	233	0	0	0	773	0	0	3	776
5	4.814	1714139.37	543	233	0	0	0	773	0	0	3	776
6	7.4468	2286751.98	517	259	0	0	0	758	14	0	4	776
7	7.4468	2270126.12	517	259	0	0	0	757	15	0	4	776
8	7.6494	2316055.03	516	260	0	0	0	754	18	0	4	776
9	7.8519	2328689.93	515	261	0	0	0	753	19	0	4	776
10	11.1933	3000741.14	486	288	2	0	0	683	86	1	6	776

4.2.28 Niveles de Amenaza Sísmica - Espectros de Demanda

La NTE E.030. Para fines de diseño define un espectro inelástico de pseudoaceleración, que está dado por: $S_a = ZUCS / R * g$

La amenaza sísmica en un lugar determinado está representada por un conjunto de eventos y peligros sísmicos asociados con una cierta probabilidad de ocurrencia. El período de retorno se define como el tiempo promedio entre terremotos de la misma magnitud y severidad. La probabilidad de excedencia es una representación estadística de la probabilidad de que los efectos sísmicos excedan un nivel de impacto determinado durante un tiempo de exposición determinado.

Propuesta del Comité Visión 2000. En función de la probabilidad de superación, propone 4 niveles de peligrosidad sísmica. El período de retorno TR puede relacionarse directamente con una probabilidad de excedencia p_e para un número específico t de años, mediante la siguiente ecuación: $TR = t / \ln(1 - p_e)$

Donde:

TR: Periodo de Retorno (años)

t : Tiempo de exposición (años)

p_e : Probabilidad de Excedencia

Propuesta del ATC-40. Define 3 niveles de amenaza sísmica para el diseño de estructuras, que se describen a continuación. Las siglas S, D y M hacen referencia respectivamente a Servicio, Diseño y Máximo, mientras que E, conserva la inicial de la palabra inglesa “Earthquake”.

a. Sismo Frecuente o de Servicio (SE): Está definido como el sismo que tiene un 50% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años. Este nivel de amenaza sísmica es típicamente alrededor de 0.5 veces el nivel del Sismo de Diseño. Tiene un periodo de retorno aproximado de 75 años. Corresponde al sismo ocasional.

b. Sismo de Diseño (DE): Está definido como el sismo que tiene un 10% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años. Tiene un período de retorno de aproximado de 500 años. Es el que generalmente establecen los códigos para el diseño de estructuras convencionales. Corresponde al sismo raro.

c. Sismo Máximo (ME): Está definido como el sismo que tiene un 5% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años. Este nivel de amenaza sísmica es típicamente alrededor de 1.25 a 1.5 veces el nivel del Sismo de Diseño. Tiene un periodo de retorno aproximado de 1000 años. Es utilizado para el diseño de estructuras esenciales. Corresponde al sismo muy raro.

Niveles de amenaza sísmica según el ASCE/SEI 41-13. Este estándar establece 5 niveles de peligro sísmico que se utilizan para determinar los diferentes tipos de objetivos de desempeño.

a. Sismo con una probabilidad de excedencia de 50% en 50 años con un periodo de retorno medio de 72 años. Es el equivalente al sismo ocasional.

b. BSE-1E: Sismo con una probabilidad de excedencia de 20% en 50 años con un periodo de retorno medio de 225 años. No necesita ser mayor que el sismo BSE-IN.

c. BSE-2E: Sismo con una probabilidad de excedencia de 5% en 50 años con un periodo de retorno medio de 975 años. No necesita ser mayor que el sismo BSE-2N.

d. BSE-IN: Corresponde a 2/3 del BSE-2N. Representa el sismo de diseño definido en el ASCE 7. Es un sismo con una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años con un periodo de retorno medio de 475 años. Es el equivalente al sismo raro.

e. BSE-2N: Corresponde al MCER (Sismo considerado de riesgo máximo) que es igual a 1.5 veces el sismo de diseño definido por la sección 11.4 del estándar ASCE 7-16. Se puede considerar que corresponde a un sismo con una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años, con un periodo de retorno medio de 2475 años.

Figura 154

Nivel de amenaza sísmica según Visión 2000

Sa-R - Vision 2000															
DATOS		FACTORES									DATOS		DIR X-X	DIR Y-Y	
Z	0.25										R _o	8.00	8.00		
U	1.50										I _a	1.00	1.00		
S	1.20										I _p	1.00	1.00		
T _p	0.60										R	8.00	8.00		
T _L	2.00														
g	9.81														
VISION 2000															
				FRECUENTE		OCACIONAL			RARO		MUY RARO				
				Sa1=	0.33	Sa	Sa2 =	1.40	Sa1	Sa3=	1.00	Sa	Sa4=	1.30	Sa
T	C	Sa	Sa/R	Sa 1	Sa 2	Sa 3	Sa 4								
0.000	2.500	1.125	0.141	0.3750	0.5250	1.1250	1.4625								
0.050	2.500	1.125	0.141	0.3750	0.5250	1.1250	1.4625								
0.100	2.500	1.125	0.141	0.3750	0.5250	1.1250	1.4625								
0.150	2.500	1.125	0.141	0.3750	0.5250	1.1250	1.4625								
0.200	2.500	1.125	0.141	0.3750	0.5250	1.1250	1.4625								
0.250	2.500	1.125	0.141	0.3750	0.5250	1.1250	1.4625								
0.300	2.500	1.125	0.141	0.3750	0.5250	1.1250	1.4625								
0.350	2.500	1.125	0.141	0.3750	0.5250	1.1250	1.4625								
0.400	2.500	1.125	0.141	0.3750	0.5250	1.1250	1.4625								
0.450	2.500	1.125	0.141	0.3750	0.5250	1.1250	1.4625								
0.500	2.500	1.125	0.141	0.3750	0.5250	1.1250	1.4625								
0.550	2.500	1.125	0.141	0.3750	0.5250	1.1250	1.4625								
0.600	2.500	1.125	0.141	0.3750	0.5250	1.1250	1.4625								
0.650	2.308	1.038	0.130	0.3462	0.4846	1.0385	1.3500								
0.700	2.143	0.964	0.121	0.3214	0.4500	0.9643	1.2536								
0.750	2.000	0.900	0.113	0.3000	0.4200	0.9000	1.1700								
0.800	1.875	0.844	0.105	0.2813	0.3938	0.8438	1.0969								
0.850	1.765	0.794	0.099	0.2647	0.3706	0.7941	1.0324								
0.900	1.667	0.750	0.094	0.2500	0.3500	0.7500	0.9750								
0.950	1.579	0.711	0.089	0.2368	0.3316	0.7105	0.9237								
1.000	1.500	0.675	0.084	0.2250	0.3150	0.6750	0.8775								
1.050	1.429	0.643	0.080	0.2143	0.3000	0.6429	0.8357								
1.100	1.364	0.614	0.077	0.2045	0.2864	0.6136	0.7977								
1.150	1.304	0.587	0.073	0.1957	0.2739	0.5870	0.7630								
1.200	1.250	0.563	0.070	0.1875	0.2625	0.5625	0.7313								
1.250	1.200	0.540	0.068	0.1800	0.2520	0.5400	0.7020								
1.300	1.154	0.519	0.065	0.1731	0.2423	0.5192	0.6750								
1.350	1.111	0.500	0.063	0.1667	0.2333	0.5000	0.6500								
1.400	1.071	0.482	0.060	0.1607	0.2250	0.4821	0.6268								
1.450	1.034	0.466	0.058	0.1552	0.2172	0.4655	0.6052								
1.500	1.000	0.450	0.056	0.1500	0.2100	0.4500	0.5850								
1.550	0.968	0.435	0.054	0.1452	0.2032	0.4355	0.5661								
1.600	0.938	0.422	0.053	0.1406	0.1969	0.4219	0.5484								
1.650	0.909	0.409	0.051	0.1364	0.1909	0.4091	0.5318								
1.700	0.882	0.397	0.050	0.1324	0.1853	0.3971	0.5162								
1.750	0.857	0.386	0.048	0.1286	0.1800	0.3857	0.5014								
1.800	0.833	0.375	0.047	0.1250	0.1750	0.3750	0.4875								
1.850	0.811	0.365	0.046	0.1216	0.1703	0.3649	0.4743								
1.900	0.789	0.355	0.044	0.1184	0.1658	0.3553	0.4618								
1.950	0.769	0.346	0.043	0.1154	0.1615	0.3462	0.4500								
2.000	0.750	0.338	0.042	0.1125	0.1575	0.3375	0.4388								
2.500	0.480	0.216	0.027	0.0720	0.1008	0.2160	0.2808								
3.000	0.333	0.150	0.019	0.0500	0.0700	0.1500	0.1950								
3.500	0.245	0.110	0.014	0.0367	0.0514	0.1102	0.1433								
4.000	0.188	0.084	0.011	0.0281	0.0394	0.0844	0.1097								
5.000	0.120	0.054	0.007	0.0180	0.0252	0.0540	0.0702								
6.000	0.083	0.038	0.005	0.0125	0.0175	0.0375	0.0488								
7.000	0.061	0.028	0.003	0.0092	0.0129	0.0276	0.0358								
8.000	0.047	0.021	0.003	0.0070	0.0098	0.0211	0.0274								
9.000	0.037	0.017	0.002	0.0056	0.0078	0.0167	0.0217								
10.000	0.030	0.014	0.002	0.0045	0.0063	0.0135	0.0176								

Figura 155

Nivel de amenaza sísmica según ASCE-SEI 41-13

Sa-R - ASCE-SEI 41-13															
DATOS				FACTORES				DATOS							
Z				0.25				Ro	8.00		8.00				
U				1.50				Ia	1.00		1.00				
S				1.20				Ip	1.00		1.00				
TP				0.60				R	8.00		8.00				
TL				2.00											
g	9.81			ASCE-SEI 41-13											
				FRECUENTE		OCACIONAL		RARO		MUY RARO					
				Sa1=	0.33	Sa	Sa2 =	1.40	Sa1	Sa3=	1.00	Sa	Sa4=	1.30	Sa
T	C	Sa	Sa/R	Sa 1		Sa 2		Sa 3		Sa 4					
0.000	2.500	1.125	0.141	0.3750		0.5250		1.1250		1.4625					
0.050	2.500	1.125	0.141	0.3750		0.5250		1.1250		1.4625					
0.100	2.500	1.125	0.141	0.3750		0.5250		1.1250		1.4625					
0.150	2.500	1.125	0.141	0.3750		0.5250		1.1250		1.4625					
0.200	2.500	1.125	0.141	0.3750		0.5250		1.1250		1.4625					
0.250	2.500	1.125	0.141	0.3750		0.5250		1.1250		1.4625					
0.300	2.500	1.125	0.141	0.3750		0.5250		1.1250		1.4625					
0.350	2.500	1.125	0.141	0.3750		0.5250		1.1250		1.4625					
0.400	2.500	1.125	0.141	0.3750		0.5250		1.1250		1.4625					
0.450	2.500	1.125	0.141	0.3750		0.5250		1.1250		1.4625					
0.500	2.500	1.125	0.141	0.3750		0.5250		1.1250		1.4625					
0.550	2.500	1.125	0.141	0.3750		0.5250		1.1250		1.4625					
0.600	2.500	1.125	0.141	0.3750		0.5250		1.1250		1.4625					
0.650	2.308	1.038	0.130	0.3462		0.4846		1.0385		1.3500					
0.700	2.143	0.964	0.121	0.3214		0.4500		0.9643		1.2536					
0.750	2.000	0.900	0.113	0.3000		0.4200		0.9000		1.1700					
0.800	1.875	0.844	0.105	0.2813		0.3938		0.8438		1.0969					
0.850	1.765	0.794	0.099	0.2647		0.3706		0.7941		1.0324					
0.900	1.667	0.750	0.094	0.2500		0.3500		0.7500		0.9750					
0.950	1.579	0.711	0.089	0.2368		0.3316		0.7105		0.9237					
1.000	1.500	0.675	0.084	0.2250		0.3150		0.6750		0.8775					
1.050	1.429	0.643	0.080	0.2143		0.3000		0.6429		0.8357					
1.100	1.364	0.614	0.077	0.2045		0.2864		0.6136		0.7977					
1.150	1.304	0.587	0.073	0.1957		0.2739		0.5870		0.7630					
1.200	1.250	0.563	0.070	0.1875		0.2625		0.5625		0.7313					
1.250	1.200	0.540	0.068	0.1800		0.2520		0.5400		0.7020					
1.300	1.154	0.519	0.065	0.1731		0.2423		0.5192		0.6750					
1.350	1.111	0.500	0.063	0.1667		0.2333		0.5000		0.6500					
1.400	1.071	0.482	0.060	0.1607		0.2250		0.4821		0.6268					
1.450	1.034	0.466	0.058	0.1552		0.2172		0.4655		0.6052					
1.500	1.000	0.450	0.056	0.1500		0.2100		0.4500		0.5850					
1.550	0.968	0.435	0.054	0.1452		0.2032		0.4355		0.5661					
1.600	0.938	0.422	0.053	0.1406		0.1969		0.4219		0.5484					
1.650	0.909	0.409	0.051	0.1364		0.1909		0.4091		0.5318					
1.700	0.882	0.397	0.050	0.1324		0.1853		0.3971		0.5162					
1.750	0.857	0.386	0.048	0.1286		0.1800		0.3857		0.5014					
1.800	0.833	0.375	0.047	0.1250		0.1750		0.3750		0.4875					
1.850	0.811	0.365	0.046	0.1216		0.1703		0.3649		0.4743					
1.900	0.789	0.355	0.044	0.1184		0.1658		0.3553		0.4618					
1.950	0.769	0.346	0.043	0.1154		0.1615		0.3462		0.4500					
2.000	0.750	0.338	0.042	0.1125		0.1575		0.3375		0.4388					
2.500	0.480	0.216	0.027	0.0720		0.1008		0.2160		0.2808					
3.000	0.333	0.150	0.019	0.0500		0.0700		0.1500		0.1950					
3.500	0.245	0.110	0.014	0.0367		0.0514		0.1102		0.1433					
4.000	0.188	0.084	0.011	0.0281		0.0394		0.0844		0.1097					
5.000	0.120	0.054	0.007	0.0180		0.0252		0.0540		0.0702					
6.000	0.083	0.038	0.005	0.0125		0.0175		0.0375		0.0488					
7.000	0.061	0.028	0.003	0.0092		0.0129		0.0276		0.0358					
8.000	0.047	0.021	0.003	0.0070		0.0098		0.0211		0.0274					
9.000	0.037	0.017	0.002	0.0056		0.0078		0.0167		0.0217					
10.000	0.030	0.014	0.002	0.0045		0.0063		0.0135		0.0176					

Figura 156

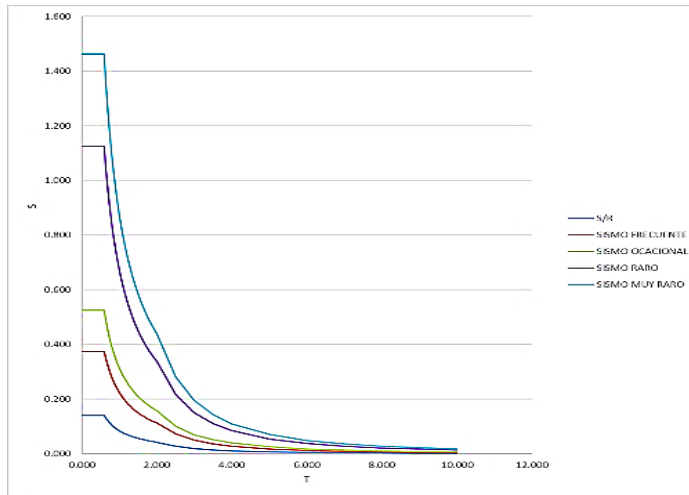
Nivel de amenaza sísmica según ATC-40

Sa-R - ATC 40											
ATOS	FACTORES			DATOS			DIR X-X		DIR Y-Y		
	Z	U	S	TP	TL	R ₀	I ₀	I _p	R		
	0.25	1.50	1.20	0.60	2.00		8.00	1.00	1.00	8.00	
R	9.81			ATC 40							
T	C	S _a	S/R	SERVICIO		DISEÑO		MAXIMO			
				S _{a1} =	0.33	S _a	S _{a2} =	1.40	S _{a1}	S _{a3} =	1.25
				S _{a1}		S _{a2}		S _{a3}			
0.000	2.500	1.125	0.141	0.3750		0.5250		1.4083			
0.050	2.500	1.125	0.141	0.3750		0.5250		1.4083			
0.100	2.500	1.125	0.141	0.3750		0.5250		1.4083			
0.150	2.500	1.125	0.141	0.3750		0.5250		1.4083			
0.200	2.500	1.125	0.141	0.3750		0.5250		1.4083			
0.250	2.500	1.125	0.141	0.3750		0.5250		1.4083			
0.300	2.500	1.125	0.141	0.3750		0.5250		1.4083			
0.350	2.500	1.125	0.141	0.3750		0.5250		1.4083			
0.400	2.500	1.125	0.141	0.3750		0.5250		1.4083			
0.450	2.500	1.125	0.141	0.3750		0.5250		1.4083			
0.500	2.500	1.125	0.141	0.3750		0.5250		1.4083			
0.550	2.500	1.125	0.141	0.3750		0.5250		1.4083			
0.600	2.500	1.125	0.141	0.3750		0.5250		1.4083			
0.650	2.308	1.038	0.130	0.3482		0.4848		1.2981			
0.700	2.143	0.984	0.121	0.3214		0.4500		1.2054			
0.750	2.000	0.900	0.113	0.3000		0.4200		1.1250			
0.800	1.875	0.844	0.105	0.2813		0.3938		1.0547			
0.850	1.785	0.794	0.099	0.2647		0.3706		0.9926			
0.900	1.687	0.750	0.094	0.2500		0.3500		0.9375			
0.950	1.579	0.711	0.089	0.2368		0.3316		0.8882			
1.000	1.500	0.675	0.084	0.2250		0.3150		0.8438			
1.050	1.429	0.643	0.080	0.2143		0.3000		0.8036			
1.100	1.364	0.614	0.077	0.2045		0.2864		0.7670			
1.150	1.304	0.587	0.073	0.1957		0.2739		0.7337			
1.200	1.250	0.563	0.070	0.1875		0.2625		0.7031			
1.250	1.200	0.540	0.068	0.1800		0.2520		0.6750			
1.300	1.154	0.519	0.065	0.1731		0.2423		0.6490			
1.350	1.111	0.500	0.063	0.1667		0.2333		0.6250			
1.400	1.071	0.482	0.060	0.1607		0.2250		0.6027			
1.450	1.034	0.466	0.058	0.1552		0.2172		0.5819			
1.500	1.000	0.450	0.056	0.1500		0.2100		0.5625			
1.550	0.968	0.435	0.054	0.1452		0.2032		0.5444			
1.600	0.938	0.422	0.053	0.1408		0.1969		0.5273			
1.650	0.909	0.409	0.051	0.1364		0.1909		0.5114			
1.700	0.882	0.397	0.050	0.1324		0.1853		0.4963			
1.750	0.857	0.386	0.048	0.1286		0.1800		0.4821			
1.800	0.833	0.375	0.047	0.1250		0.1750		0.4688			
1.850	0.811	0.365	0.046	0.1216		0.1703		0.4561			
1.900	0.789	0.355	0.044	0.1184		0.1658		0.4440			
1.950	0.769	0.346	0.043	0.1154		0.1615		0.4327			
2.000	0.750	0.338	0.042	0.1125		0.1575		0.4219			
2.500	0.480	0.218	0.027	0.0720		0.1008		0.2700			
3.000	0.333	0.150	0.019	0.0500		0.0700		0.1875			
3.500	0.246	0.110	0.014	0.0367		0.0514		0.1376			
4.000	0.188	0.084	0.011	0.0281		0.0394		0.1055			
5.000	0.120	0.054	0.007	0.0180		0.0252		0.0675			
6.000	0.083	0.038	0.005	0.0125		0.0175		0.0469			
7.000	0.061	0.028	0.003	0.0092		0.0129		0.0344			
8.000	0.047	0.021	0.003	0.0070		0.0098		0.0264			
9.000	0.037	0.017	0.002	0.0056		0.0078		0.0208			
10.000	0.030	0.014	0.002	0.0045		0.0063		0.0166			

Espectro de demanda visión 2000

Figura 157

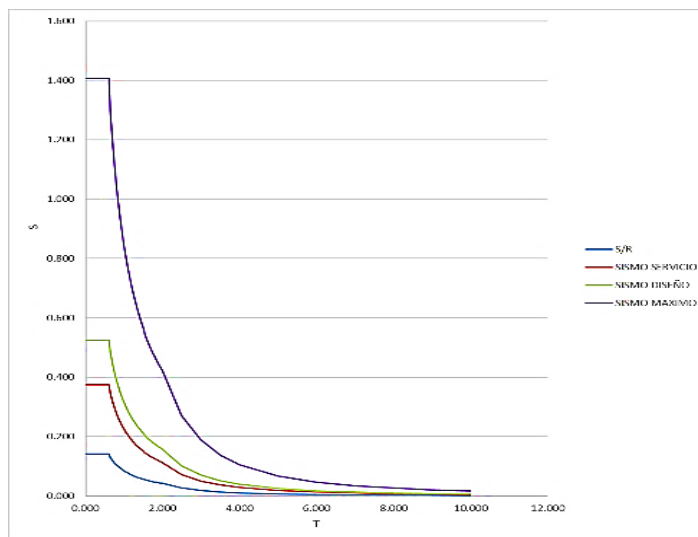
Espectr. de demanda Visión 2000



Espectro de demanda ATC-40

Figura 158

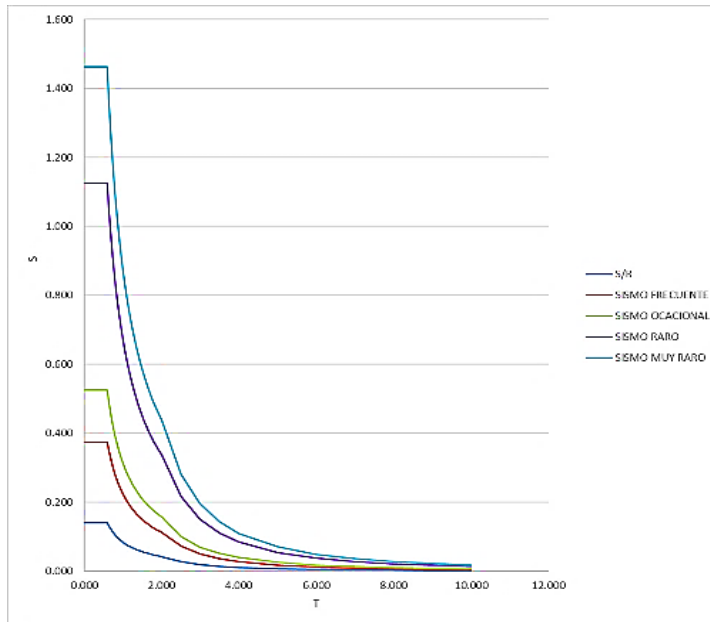
Espectr. de demanda ATC-40



Espectro de demanda ASCE-SEI 41-13

Figura 159

Espectr. de demanda ASCE-SEI-41-13



4.2.29 Curva de potencia en espectro de potencia

Convertir la curva de potencia en espectro de potencia. El espectro de potencia es una representación de la potencia en formato ADRS (S_a - S_d). Las ecuaciones necesarias para hacer dicha conversión, propuestas en el ATC-40, son:

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

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

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1}$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \phi_{roof,1}}$$

Donde:

PF1: Factor de participación modal para el modo predominante (modo 1).

α_1 : Coeficiente de masa modal para el modo predominante (modo 1).

w_i/g : Masa asignada al nivel i .

ϕ_{i1} : Amplitud del modo predominante (modo 1) en el nivel i .

N: Nivel N, el nivel más alto en la parte principal de la estructura.

V: Cortante basal.

W: Peso muerto de la estructura más la probable carga viva (Peso sísmico).

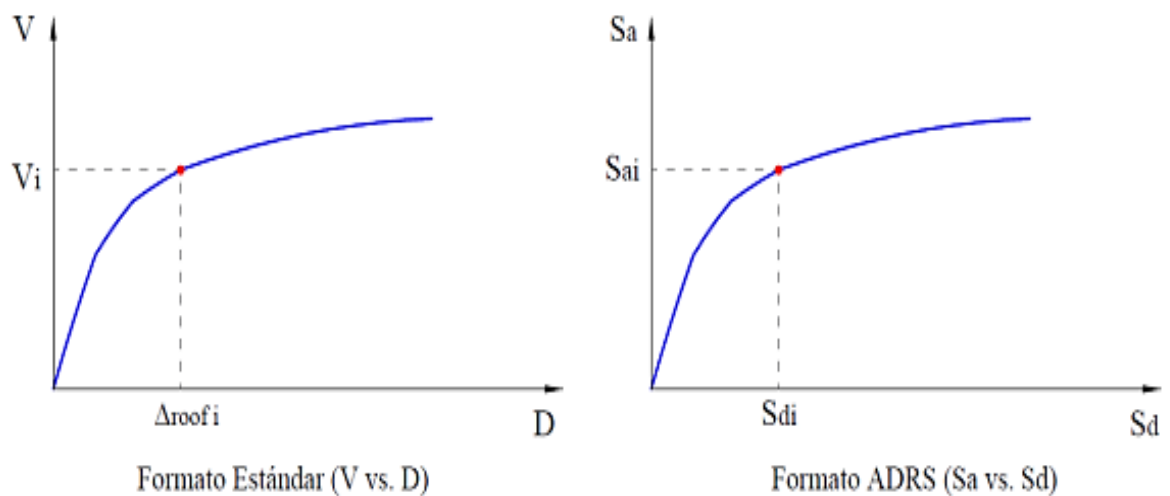
Δ_{roof} : Desplazamiento del techo.

Sa: Aceleración espectral.

Sd: Desplazamiento espectral.

Figura 160

Conversión Curva de capacidad a formato ADRS-ATC-40



Nota. Imagen de la Conversión Curva de capacidad a formato ADRS-ATC-40

Figura 161

Gráfica cortante vs desplazamiento-dirección X-ETABS

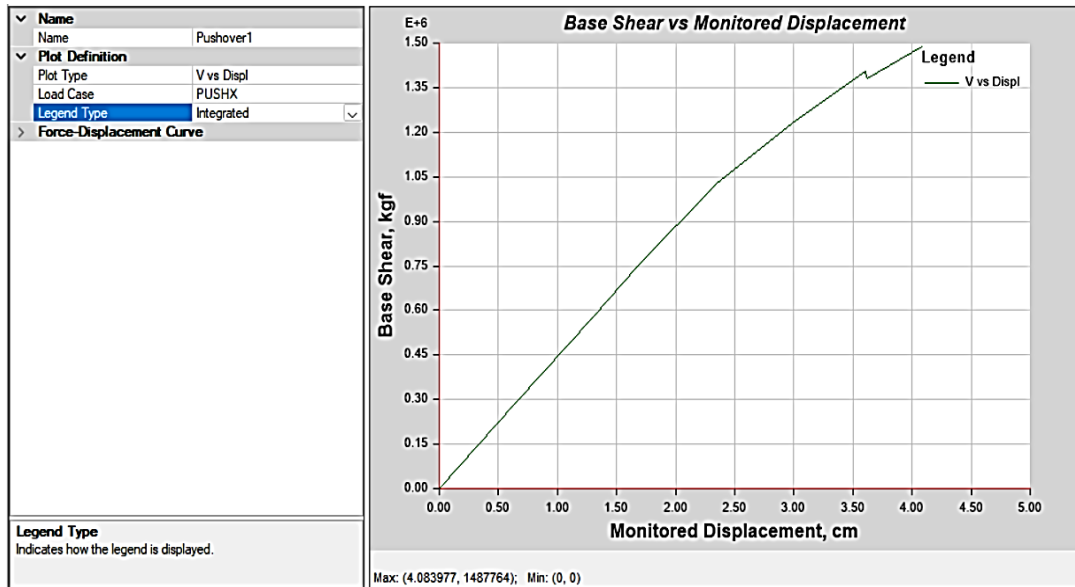


Figura 162

Gráfica formato ADRS (Sa-Sd) en la dirección X de ETABS

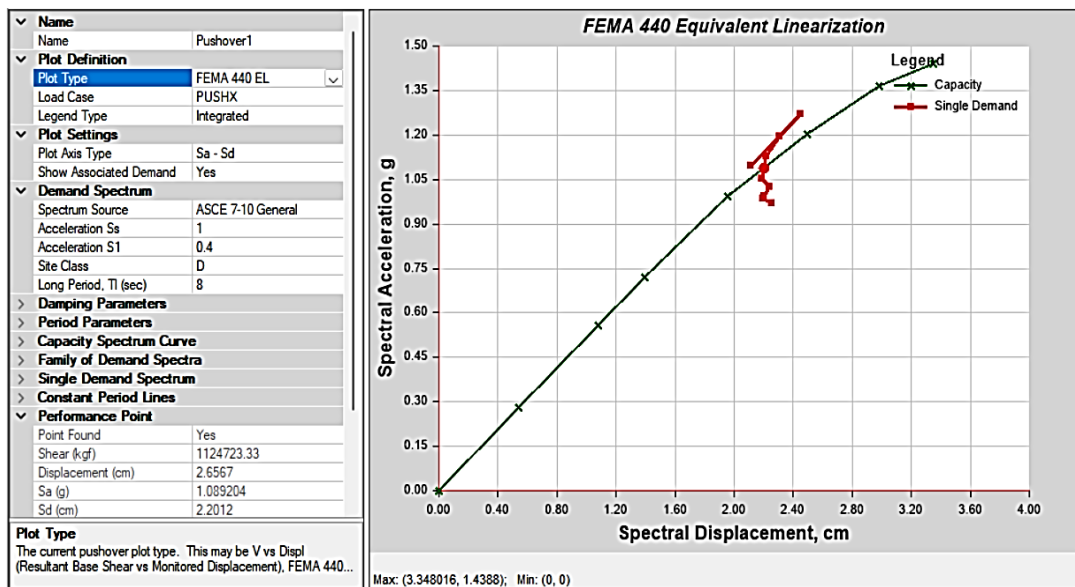


Figura 163

Gráfica Cortante-Desplazamiento en la dirección Y de ETABS

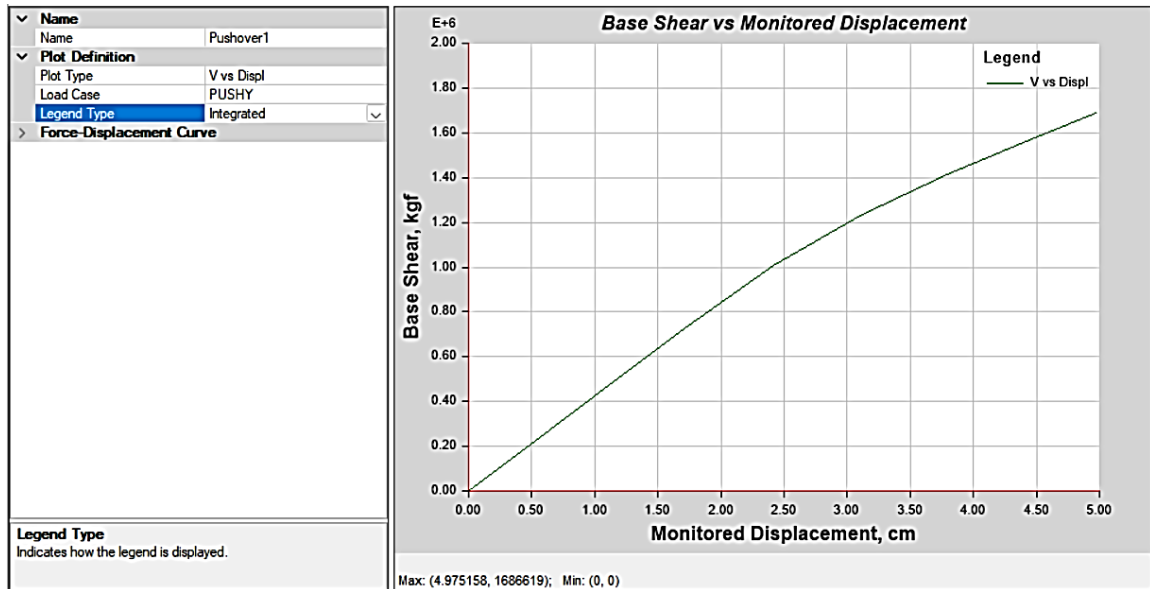
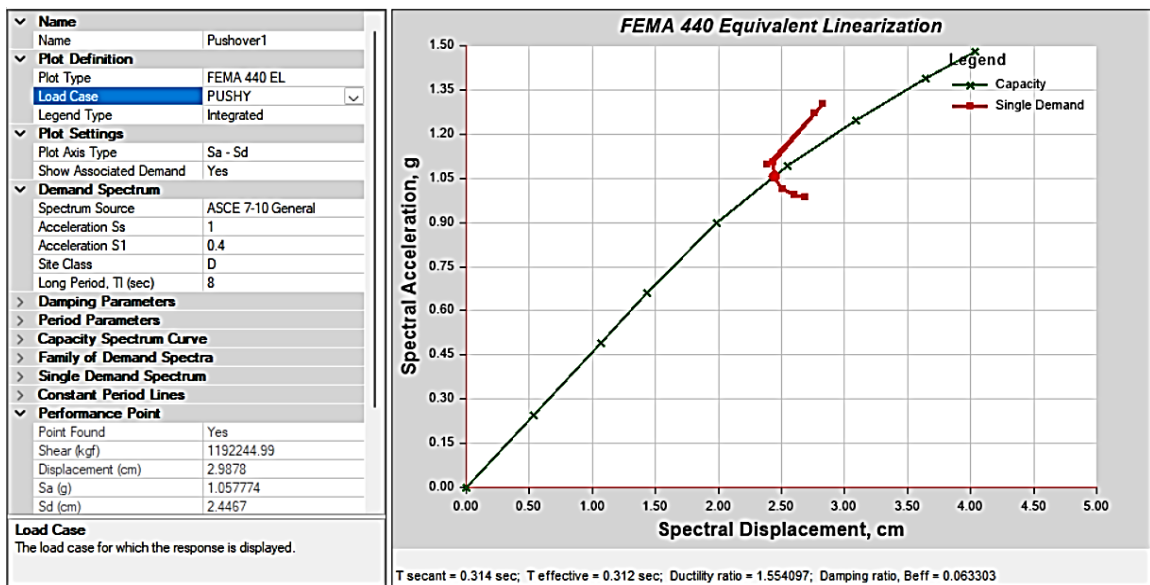


Figura 164

Gráfica formato ADRS (Sa-Sd) en la dirección Y de ETABS



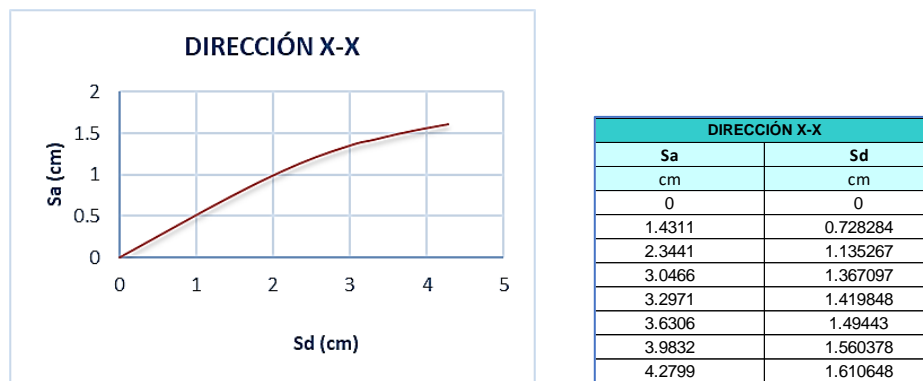
Para cualquier punto en el espectro ADRS, el periodo T , puede ser calculado utilizando la siguiente relación:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}}$$

Espectro de capacidad dirección X-X

Figura 165

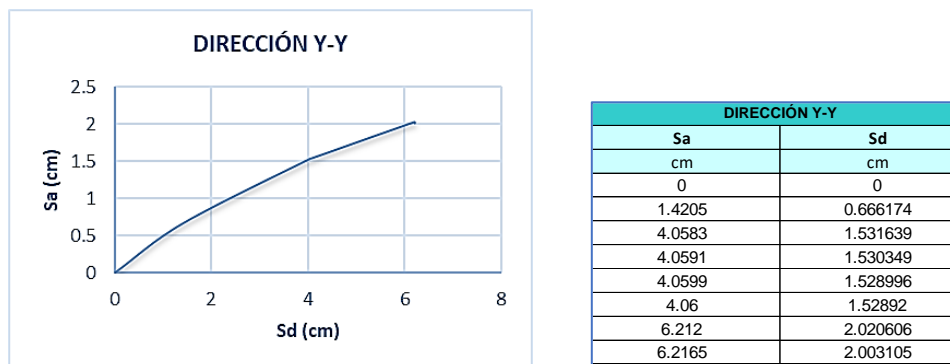
Espectro curva capacidad dirección X



Espectro de capacidad dirección Y-Y

Figura 166

Espectro curva capacidad dirección Y



La NTE E.030 para fines de diseño define un espectro inelástico de pseudoaceleración, que está dado por:

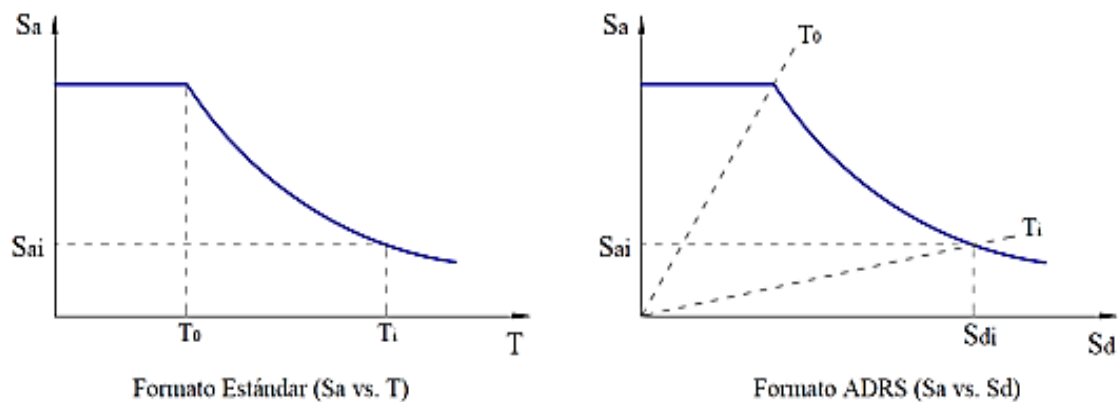
$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \cdot g$$

Para la evaluación del desempeño sísmico, los espectros de respuesta se adoptan en el formato ADRS ("Acceleration-Displacement Response Spectrum", S_a vs. S_d), utilizando principalmente la aceleración espectral en el eje de ordenadas y el desplazamiento espectral en el eje de abscisas. Para convertir el espectro de pseudoaceleración al formato ADRS, se debe calcular el valor de S_{di} para cada punto de la curva S_{ai} , T_i utilizando la siguiente fórmula:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} \cdot S_{ai} \cdot g$$

Figura 167

Conversión del Espectr.Rta a formato ADRS, ATC-40



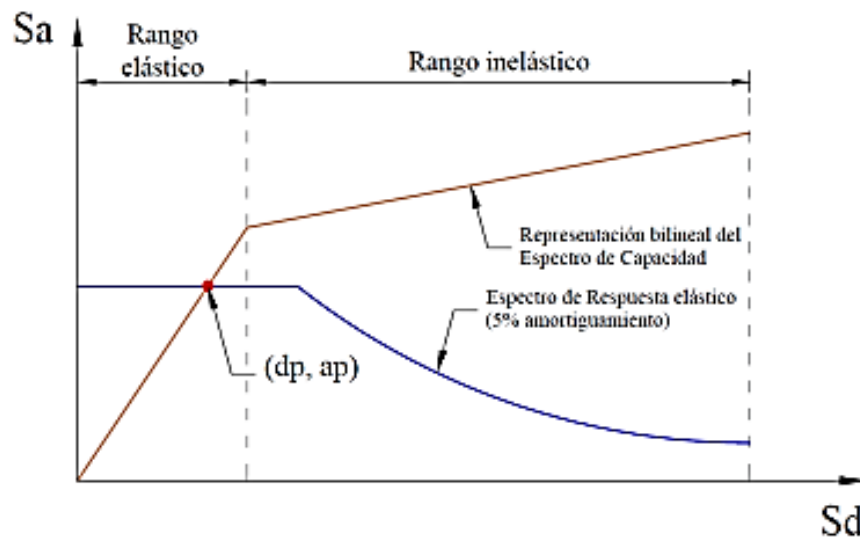
Nota. Imagen de la Conversión del Espectr.Rta a formato ADRS, ATC-40

4.2.30 Respuesta Elástica de Estructuras

El método del espectro de potencia utiliza el espectro de potencia y el espectro de demanda en formato ADRS. Si se espera que la respuesta estructural ocurra en la región elástica, el punto de desempeño (dp, ap) se puede obtener interpolando directamente el espectro de demanda y el espectro de potencia, como se muestra en la Figura 168.

Figura 168

Rpta elástica de estructuras



Nota. Imagen que representa la respuesta elástica de estructuras en formato ADRS

4.2.31 Respuesta Inelástica de Estructuras

Se prevé que, en caso de sismos de mayor magnitud, el edificio ingrese al rango inelástico, creando rótulas plásticas por las cuales se libera energía. Las características dinámicas del edificio, como la masa, la rigidez y el amortiguamiento,

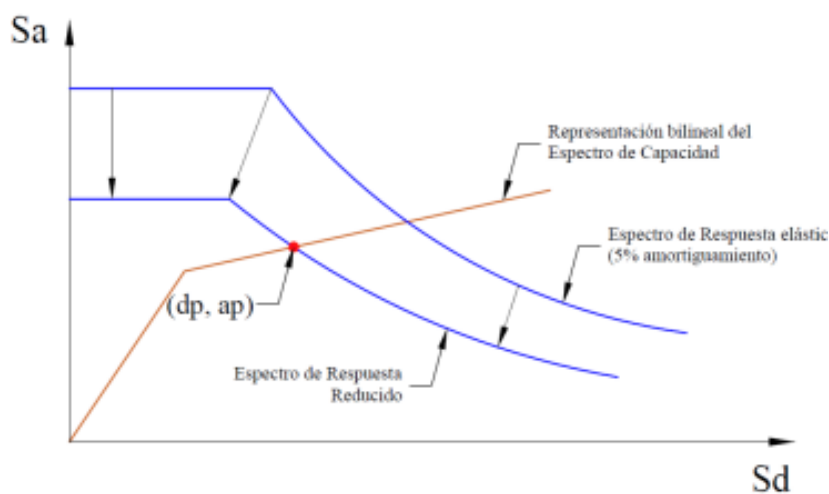
determinan la demanda sísmica; al ingresar al régimen inelástico, la rigidez cambia.

El espectro de demanda calculado para una estructura que exhibe un comportamiento elástico se denomina espectro de respuesta elástica.

El ATC-40 indica que se puede representar el comportamiento inelástico de una estructura mediante un amortiguamiento viscoso equivalente, el cual depende del nivel de desplazamiento inelástico alcanzado. Un nuevo espectro de demanda y un amortiguamiento viscoso equivalente se pueden obtener para cada pto del tramo inelástico de la Curva de Capacidad. Para lograr el pto de desempeño en el rango inelástico (respuesta inelástica), la Figura 169 muestra la disminución del espectro de respuesta elástico.

Figura 169

Rpta inelástica de Estructuras, ATC-40



Nota. Imagen que representa la respuesta inelástica de Estructuras, ATC-40

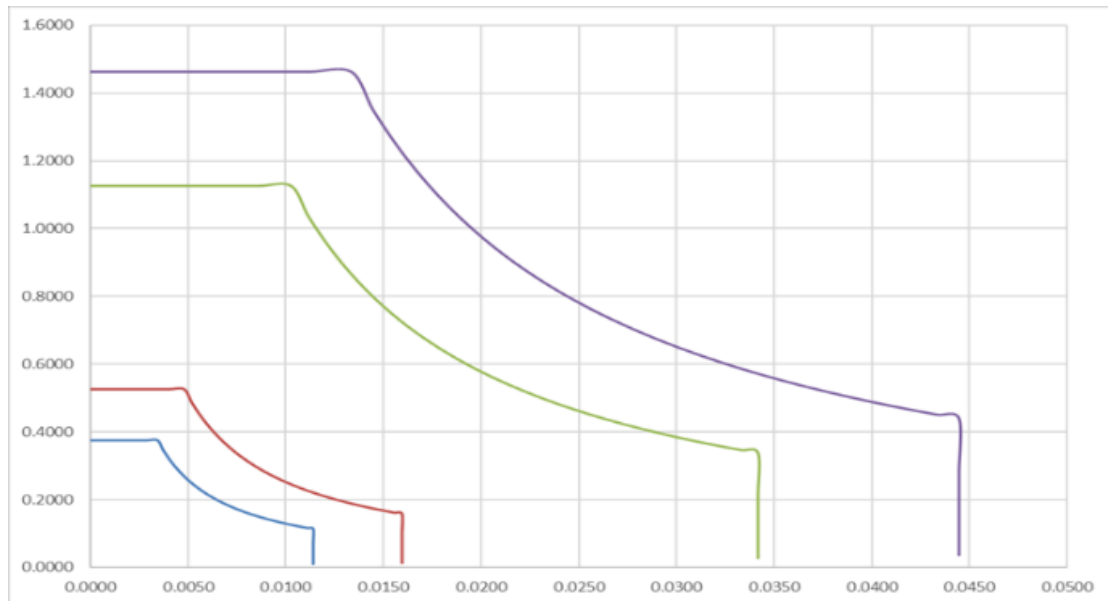
Figura 170

Espectros de demanda Visión 2000

ESPECTROS DE DEMANDA											
VISION 2000											
FRECUENTE			OCACIONAL			RARO			MUY RARO		
T	Sa 1	Sd	T	Sa 2	Sd	T	Sa 3	Sd	T	Sa 4	Sd
0.0000	0.3750	0.0000	0.0000	0.5250	0.0000	0.0000	1.1250	0.0000	0.0000	1.4625	0.00000
0.0500	0.3750	0.0000	0.0500	0.5250	0.0000	0.0500	1.1250	0.0001	0.0500	1.4625	0.00009
0.1000	0.3750	0.0001	0.1000	0.5250	0.0001	0.1000	1.1250	0.0003	0.1000	1.4625	0.00037
0.1500	0.3750	0.0002	0.1500	0.5250	0.0003	0.1500	1.1250	0.0006	0.1500	1.4625	0.00083
0.2000	0.3750	0.0004	0.2000	0.5250	0.0005	0.2000	1.1250	0.0011	0.2000	1.4625	0.00148
0.2500	0.3750	0.0006	0.2500	0.5250	0.0008	0.2500	1.1250	0.0018	0.2500	1.4625	0.00232
0.3000	0.3750	0.0009	0.3000	0.5250	0.0012	0.3000	1.1250	0.0026	0.3000	1.4625	0.00333
0.3500	0.3750	0.0012	0.3500	0.5250	0.0016	0.3500	1.1250	0.0035	0.3500	1.4625	0.00454
0.4000	0.3750	0.0015	0.4000	0.5250	0.0021	0.4000	1.1250	0.0046	0.4000	1.4625	0.00593
0.4500	0.3750	0.0019	0.4500	0.5250	0.0027	0.4500	1.1250	0.0058	0.4500	1.4625	0.00750
0.5000	0.3750	0.0024	0.5000	0.5250	0.0033	0.5000	1.1250	0.0071	0.5000	1.4625	0.00926
0.5500	0.3750	0.0029	0.5500	0.5250	0.0040	0.5500	1.1250	0.0086	0.5500	1.4625	0.01121
0.6000	0.3750	0.0034	0.6000	0.5250	0.0048	0.6000	1.1250	0.0103	0.6000	1.4625	0.01334
0.6500	0.3462	0.0037	0.6500	0.4846	0.0052	0.6500	1.0385	0.0111	0.6500	1.3500	0.01445
0.7000	0.3214	0.0040	0.7000	0.4500	0.0056	0.7000	0.9643	0.0120	0.7000	1.2536	0.01556
0.7500	0.3000	0.0043	0.7500	0.4200	0.0060	0.7500	0.9000	0.0128	0.7500	1.1700	0.01667
0.8000	0.2813	0.0046	0.8000	0.3938	0.0064	0.8000	0.8438	0.0137	0.8000	1.0969	0.01778
0.8500	0.2647	0.0048	0.8500	0.3706	0.0068	0.8500	0.7941	0.0145	0.8500	1.0324	0.01889
0.9000	0.2500	0.0051	0.9000	0.3500	0.0072	0.9000	0.7500	0.0154	0.9000	0.9750	0.02000
0.9500	0.2368	0.0054	0.9500	0.3316	0.0076	0.9500	0.7105	0.0162	0.9500	0.9237	0.02112
1.0000	0.2250	0.0057	1.0000	0.3150	0.0080	1.0000	0.6750	0.0171	1.0000	0.8775	0.02223
1.0500	0.2143	0.0060	1.0500	0.3000	0.0084	1.0500	0.6429	0.0180	1.0500	0.8357	0.02334
1.1000	0.2045	0.0063	1.1000	0.2864	0.0088	1.1000	0.6136	0.0188	1.1000	0.7977	0.02445
1.1500	0.1957	0.0066	1.1500	0.2739	0.0092	1.1500	0.5870	0.0197	1.1500	0.7630	0.02556
1.2000	0.1875	0.0068	1.2000	0.2625	0.0096	1.2000	0.5625	0.0205	1.2000	0.7313	0.02667
1.2500	0.1800	0.0071	1.2500	0.2520	0.0100	1.2500	0.5400	0.0214	1.2500	0.7020	0.02778
1.3000	0.1731	0.0074	1.3000	0.2423	0.0104	1.3000	0.5192	0.0222	1.3000	0.6750	0.02890
1.3500	0.1667	0.0077	1.3500	0.2333	0.0108	1.3500	0.5000	0.0231	1.3500	0.6500	0.03001
1.4000	0.1607	0.0080	1.4000	0.2250	0.0112	1.4000	0.4821	0.0239	1.4000	0.6268	0.03112
1.4500	0.1552	0.0083	1.4500	0.2172	0.0116	1.4500	0.4655	0.0248	1.4500	0.6052	0.03223
1.5000	0.1500	0.0085	1.5000	0.2100	0.0120	1.5000	0.4500	0.0256	1.5000	0.5850	0.03334
1.5500	0.1452	0.0088	1.5500	0.2032	0.0124	1.5500	0.4355	0.0265	1.5500	0.5661	0.03445
1.6000	0.1406	0.0091	1.6000	0.1969	0.0128	1.6000	0.4219	0.0274	1.6000	0.5484	0.03556
1.6500	0.1364	0.0094	1.6500	0.1909	0.0132	1.6500	0.4091	0.0282	1.6500	0.5318	0.03668
1.7000	0.1324	0.0097	1.7000	0.1853	0.0136	1.7000	0.3971	0.0291	1.7000	0.5162	0.03779
1.7500	0.1286	0.0100	1.7500	0.1800	0.0140	1.7500	0.3857	0.0299	1.7500	0.5014	0.03890
1.8000	0.1250	0.0103	1.8000	0.1750	0.0144	1.8000	0.3750	0.0308	1.8000	0.4875	0.04001
1.8500	0.1216	0.0105	1.8500	0.1703	0.0148	1.8500	0.3649	0.0316	1.8500	0.4743	0.04112
1.9000	0.1184	0.0108	1.9000	0.1658	0.0152	1.9000	0.3553	0.0325	1.9000	0.4618	0.04223
1.9500	0.1154	0.0111	1.9500	0.1615	0.0156	1.9500	0.3462	0.0333	1.9500	0.4500	0.04334
2.0000	0.1125	0.0114	2.0000	0.1575	0.0160	2.0000	0.3375	0.0342	2.0000	0.4388	0.04445
2.5000	0.0720	0.0114	2.5000	0.1008	0.0160	2.5000	0.2160	0.0342	2.5000	0.2808	0.04445
3.0000	0.0500	0.0114	3.0000	0.0700	0.0160	3.0000	0.1500	0.0342	3.0000	0.1950	0.04445
3.5000	0.0367	0.0114	3.5000	0.0514	0.0160	3.5000	0.1102	0.0342	3.5000	0.1433	0.04445
4.0000	0.0281	0.0114	4.0000	0.0394	0.0160	4.0000	0.0844	0.0342	4.0000	0.1097	0.04445
5.0000	0.0180	0.0114	5.0000	0.0252	0.0160	5.0000	0.0540	0.0342	5.0000	0.0702	0.04445
6.0000	0.0125	0.0114	6.0000	0.0175	0.0160	6.0000	0.0375	0.0342	6.0000	0.0488	0.04445
7.0000	0.0092	0.0114	7.0000	0.0129	0.0160	7.0000	0.0276	0.0342	7.0000	0.0358	0.04445
8.0000	0.0070	0.0114	8.0000	0.0098	0.0160	8.0000	0.0211	0.0342	8.0000	0.0274	0.04445
9.0000	0.0056	0.0114	9.0000	0.0078	0.0160	9.0000	0.0167	0.0342	9.0000	0.0217	0.04445
10.0000	0.0045	0.0114	10.0000	0.0063	0.0160	10.0000	0.0135	0.0342	10.0000	0.0176	0.04445

Figura 171

Gráficas de espectros de demanda Visión 2000



Nota. Imagen que representa la las gráficas de espectros de demanda Visión 2000

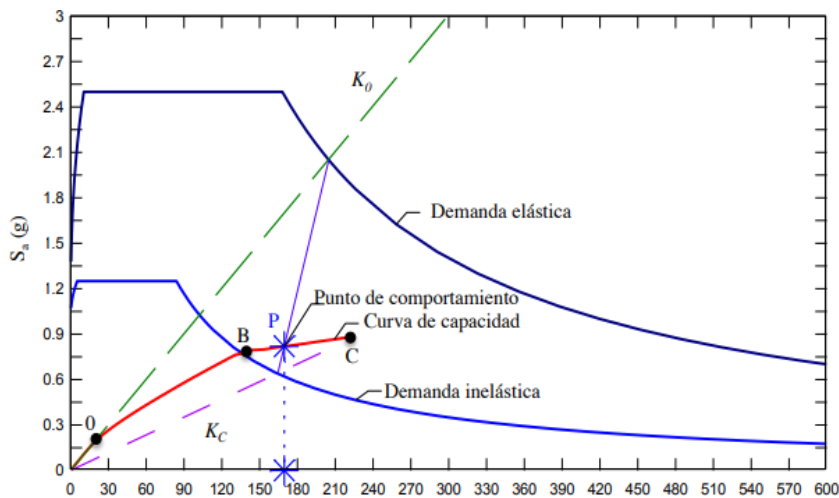
4.2.32 Punto de desempeño

El punto de desempeño es el cálculo del desplazamiento máximo esperado del techo del edificio calculado para el sismo de diseño. De este modo se puede caracterizar el tipo de daño estructural respectivo y compararlo con los indicadores de rendimiento requeridos. Esto permite identificar deficiencias en todas las partes del edificio y, si es necesario, eliminarlas directamente realizando acciones correctivas. El programa dinámico no lineal (NDP) o el análisis de historia del tiempo (ATH) pueden evaluar con mayor precisión el comportamiento no lineal de un edificio, pero su uso no es práctico. Además, también se han desarrollado métodos de análisis no lineales simplificados llamados procesos estáticos no lineales (NSP), como el análisis pushover. Se define como ejemplo en figura a p como el "Punto de Desempeño

Estructural", resultante de la intersección entre la curva de "Demanda Inelástica" y la curva de "Capacidad Estructural" obtenida mediante un ensayo Pushover.

Figura 172

Punto de Desempeño Estructural



Nota. Punto de desempeño estructural sometido a un espectro inelástico.

Existen varios métodos para determinar los puntos de desempeño utilizando los resultados del análisis pushover.

Método del Espectro de Capacidad. Una curva de capacidad se define como la relación que existe entre la resistencia a la carga lateral de una estructura y su desplazamiento lateral característico. Típicamente se obtiene por medio de un análisis estático no lineal, conocido en la literatura inglesa como análisis pushover. Los sistemas elásticos de un solo grado de libertad utilizados para estimar el desplazamiento inelástico máximo de un sistema no lineal a menudo se denominan sistemas equivalentes o sistemas sustitutos. De manera similar, el período de vibración y el amortiguamiento del sistema elástico se denominan período equivalente y amortiguación equivalente, respectivamente, partiendo de este

principio. Este método genera primero la curva de potencia (Pushover) de la estructura.

Luego, los resultados se convierten al formato **ADRS** utilizando las capacidades dinámicas del sistema. Los requisitos sísmicos también deberían convertirse al mismo formato. El período se puede representar como una línea radial que parte del origen. Este método supone que la atenuación equivalente del sistema es proporcional al área cubierta por el espectro de potencia y supone que el período equivalente es el período secante donde la demanda sísmica cruza el espectro de potencia. Dado que el período y el amortiguamiento equivalente son funciones del desplazamiento, la solución para determinar el desplazamiento inelástico máximo es iterativa (punto de fluencia).

Procedimiento propuesto en el FEMA 440. Evalúa el método propuesto por ATC-40 y propone un procedimiento de linealización equivalente mejorado. El objetivo es estimar la respuesta de desplazamiento máximo de un sistema no lineal con un sistema lineal "equivalente" utilizando el período efectivo **T_{eff}** y el amortiguamiento efectivo **B_{eff}**. Estos parámetros son funciones de las características de la curva de potencia, la amortiguación periódica e inicial del sistema y el requisito de flexibilidad μ . El procedimiento es similar al propuesto para ATC-40. (FEMA 440) Capítulo 6 proporciona 3 procedimientos (A, B y C) para determinar los puntos de desempeño. Parámetros de linealización equivalentes básicos Los parámetros de linealización equivalentes óptimos (**T_{eff}** y **B_{eff}**) se determinan mediante análisis estadístico que minimiza estrictamente la diferencia entre la respuesta máxima inelástica real del sistema y los casos extremos de sus equivalentes lineales correspondientes (es decir, errores).

Estos parámetros son:

a. Amortiguamiento efectivo: Para todo tipo de modelos histeréticos, el valor del amortiguamiento viscoso efectivo es función de la elasticidad total μ de la estructura

expresada como porcentaje del amortiguamiento crítico, y el valor de β viene dado por la siguiente fórmula:

$$\text{Para } 1.0 < \mu < 4.0: \quad \beta_{eff} = A(\mu - 1)^2 + B(\mu - 1)^3 + \beta_0$$

$$\text{Para } 4.0 \leq \mu \leq 6.5: \quad \beta_{eff} = C + D(\mu - 1) + \beta_0$$

$$\text{Para } \mu > 6.5: \quad \beta_{eff} = E \left[\frac{F(\mu-1)-1}{[F(\mu-1)-1]^2} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 + \beta_0$$

Los valores de los factores A, B, C, D, E y F se dan en la Tabla 6-1 del FEMA 440.

Tipo de valor:

$$\text{Para } 1.0 < \mu < 4.0: \quad \beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0$$

$$\text{Para } 4.0 \leq \mu \leq 6.5: \quad \beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0$$

$$\text{Para } \mu > 6.5: \quad \beta_{eff} = 19 \left[\frac{0.64(\mu-1)-1}{[0.64(\mu-1)-1]^2} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 + \beta_0$$

b. Período efectivo: El valor del período efectivo y el valor para todos los tipos de modelos de histéresis se calculan utilizando la siguiente expresión:

$$\text{Para } 1.0 < \mu < 4.0: \quad T_{eff} = [G(\mu - 1)^2 + H(\mu - 1)^3 + 1]T_0$$

$$\text{Para } 4.0 \leq \mu \leq 6.5: \quad T_{eff} = [I + J(\mu - 1) + 1]T_0$$

$$\text{Para } \mu > 6.5: \quad T_{eff} = \left\{ K \left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+L(\mu-2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0$$

La Tabla 6-2 del FEMA 440 Contiene los valores de los coeficientes G, H, I, J y K y L.

$$\text{Para } 1.0 < \mu < 4.0: \quad T_{eff} = [0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1]T_0$$

$$\text{Para } 4.0 \leq \mu \leq 6.5: \quad T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_0$$

$$\text{Para } \mu > 6.5: \quad T_{eff} = \left\{ 0.89 \left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+0.05(\mu-2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0$$

c. Espectro de Respuesta Aceleración-Desplazamiento Modificado (MADRS)

para uso con Periodos Secantes. Al utilizar las ecuaciones de periodo y amortiguamiento efectivo, se obtiene un desplazamiento máximo que coincide con la intersección de una línea radial del periodo efectivo en la demanda en formato **ADRS** para el amortiguamiento efectivo, como se muestra en la Figura 160. El periodo efectivo T_{eff} a partir del procedimiento mejorado, generalmente es más corto que el

periodo secante T_{sec} definido en el punto de la curva de capacidad correspondiente al desplazamiento máximo $d_{m\acute{a}x}$. La aceleración a_{eff} no es significativa ya que la máxima aceleración real $a_{m\acute{a}x}$ debe estar sobre la curva de capacidad y coincidir con el desplazamiento máximo $d_{m\acute{a}x}$. Al multiplicar las ordenadas de la demanda con amortiguamiento efectivo β_{eff} por el factor de modificación M (en formato ADRS), obtenemos la **curva de demanda ADRS modificada (MADRS)**, la cual interseca la curva de capacidad en el punto de desempeño. El factor de modificación se calcula como:

$$M = \frac{a_{max}}{a_{eff}}$$

Dado que el valor de la aceleración está directamente relacionado con el período en cuestión, M se puede calcular de la siguiente manera:

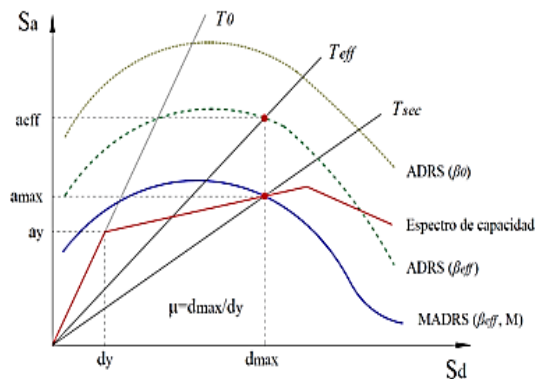
$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_{sec}}\right)^2 = \left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 \left(\frac{T_0}{T_{sec}}\right)^2$$

Donde:

$$\left(\frac{T_0}{T_{sec}}\right)^2 = \frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu}$$

Figura 173

Espectr. Rta modificado MADRS con T_{sec} , FEMA 440



Nota. Imagen que representa el Espectro de Respuesta modificado MADRS con Tsec, FEMA 440.

Suprime eficazmente la decadencia espectral de **B_{eff}**. Un procedimiento de linealización equivalente requiere el uso de factores de reducción espectral para ajustar el espectro de respuesta original a un nivel apropiado de atenuación efectiva **B_{eff}**. Estos factores son funciones del factor de amortiguamiento efectivo B:

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})}$$

Actualmente existen varias opciones de procedimientos para detectar B. Sin embargo, se recomienda utilizar las siguientes expresiones:

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln \beta_{eff} (\text{en } \%)}$$

Procedimiento A del Método del Espectro de Capacidad según el FEMA

440. Dado que **B_{eff}** y **T_{eff}** están en función de μ , el cálculo del máximo desplazamiento utilizando la linealización equivalente no es directo y requiere un procedimiento de solución gráfico o iterativo. A continuación, se detalla el Procedimiento A, o de Iteración Directa. En este procedimiento, la iteración se realiza para converger directamente al punto de desempeño. Los espectros de demanda **ADRS** generados para los diversos valores de **B_{eff}** NO se modifican para interceptar el espectro de capacidad.

1. Seleccionar un espectro de demanda sísmica de interés con un amortiguamiento inicial $B_0 = 5\%$ (espectro de respuesta elástico)
2. Convertir dicho espectro a formato **ADRS** según el **ATC-40** (Demanda **ADRS** inicial)
3. Generar la curva de capacidad de la estructura a ser analizada, dada como Cortante vs. Desplazamiento en el techo y convertirla al formato **ADRS** según el **ATC-40**.

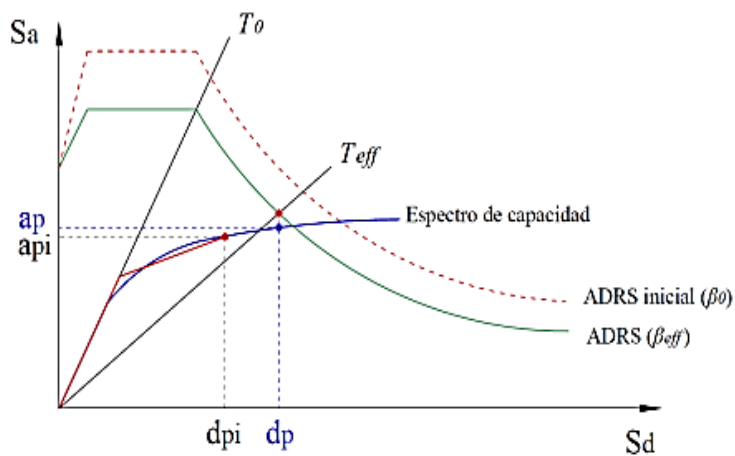
4. Seleccionar un punto de desempeño inicial (aceleración máxima a_{pi} , y desplazamiento d_{pi}). Este puede estimarse con la aproximación de desplazamientos iguales.
5. Desarrollar la representación bilineal del espectro de capacidad según el ATC-40. Este define el periodo inicial T_0 , el desplazamiento y la aceleración de fluencia. Para la representación bilineal desarrollada en el paso 5, calcular los valores de rigidez post elástica y ductilidad μ , como sigue:

$$\alpha = \frac{\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y}}{\frac{a_y}{d_y}}$$

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y}$$

Figura 174

Desplaz. Estimado-Iteración Directa Proced. A

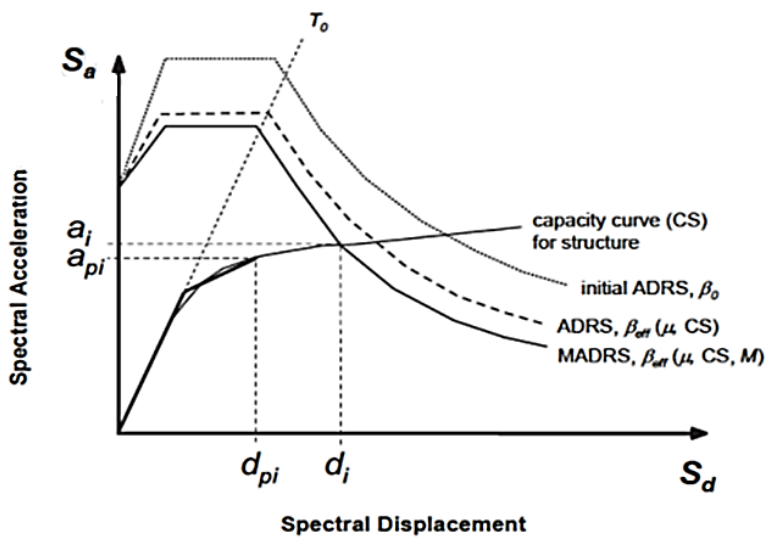


Nota. Imagen que representa el Desplazamiento Estimado-Iteración Directa Procedimiento A, FEMA 440.

Procedimiento B (Intersección con demanda MADRS). Ajustar la demanda inicial en formato ADRS con el amortiguamiento efectivo β_{eff} . Multiplicar las ordenadas de la aceleración de esta demanda con β_{eff} , por el factor de modificación M , hallado con T_{eff} . Determinar la máxima aceleración estimada a_i y desplazamiento d_i mediante la intersección de la demanda MADRS con la curva de capacidad, como se muestra en la figura 162.

Figura 175

Desplaz. Máximo Estimado-Iteración Directa Proced. B



Nota. Imagen que representa el Desplazamiento Máximo Estimado-Iteración Directa Procedimiento B, FEMA 440.

Procedimiento C (búsqueda de posibles puntos de desempeño)

Ajustar la demanda inicial en formato **ADRS** con el amortiguamiento efectivo β_{eff} . Multiplicar las ordenadas de la aceleración de esta demanda con β_{eff} , por el factor de modificación M , hallado con T_{eff} .

Se genera un posible punto de desempeño en la intersección de el período radial secante T_{sec} con la demanda **MADRS**.

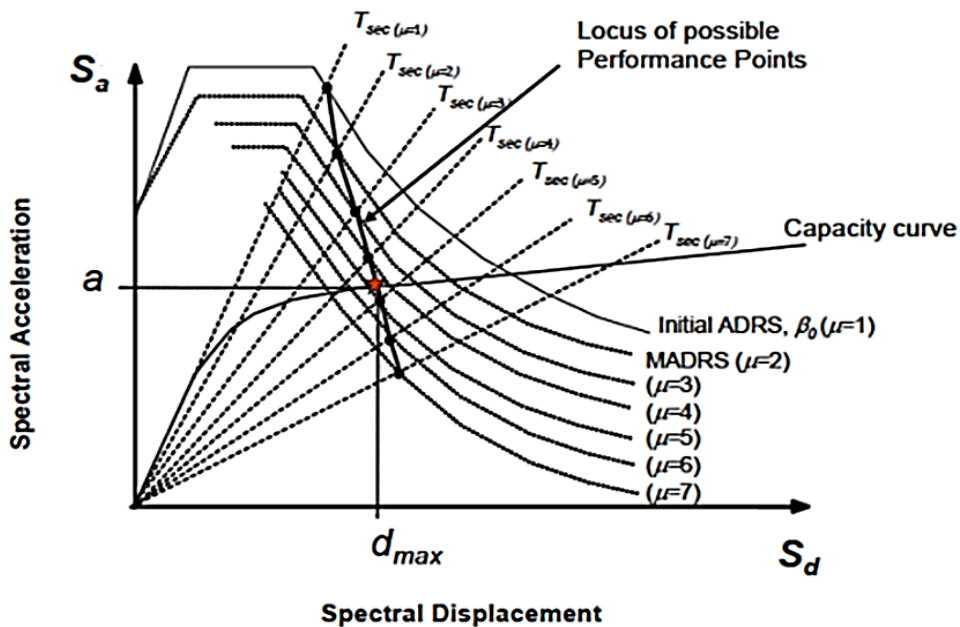
Incrementar y disminuir el punto de desempeño asumido para generar una serie de posibles puntos.

El punto de desempeño real será el que intercepte el espectro de capacidad.

Este procedimiento puede automatizarse escogiendo una solución inicial para una ductilidad de $\mu = 1$, y las siguientes suposiciones se realizan incrementando este valor.

Figura 176

Desplaz. Máximo Estimado-Iteración Directa Proced. C



Nota. Imagen que representa el Desplazamiento máximo estimado-Iteración Directa Procedimiento C.

Figura 177

Coef. de amortiguamiento efectiva parte 1

Table 6-1 Coefficients for use in Equations for Effective Damping

Model	α (%)	A	B	C	D	E	F
Bilinear hysteretic	0	3.2	-0.66	11	0.12	19	0.73
Bilinear hysteretic	2	3.3	-0.64	9.4	1.1	19	0.42
Bilinear hysteretic	5	4.2	-0.83	10	1.6	22	0.40
Bilinear hysteretic	10	5.1	-1.1	12	1.6	24	0.36
Bilinear hysteretic	20	4.6	-0.99	12	1.1	25	0.37
Stiffness degrading	0	5.1	-1.1	12	1.4	20	0.62
Stiffness degrading	2	5.3	-1.2	11	1.6	20	0.51
Stiffness degrading	5	5.6	-1.3	10	1.8	20	0.38
Stiffness degrading	10	5.3	-1.2	9.2	1.9	21	0.37
Stiffness degrading	20	4.6	-1.0	9.6	1.3	23	0.34
Strength degrading	-3 ^a	5.3	-1.2	14	0.69	24	0.90
Strength degrading	-5 ^a	5.6	-1.3	14	0.61	22	0.90

a. Negative values of post-elastic stiffness should be limited to α_e , as discussed in Section 4.3

Nota. Coeficiente de amortiguamiento efectiva parte 1 según FEMA 440

Figura 178

Coef. de amortiguamiento efectiva parte 2

Table 6-2 Coefficients for use in Equations for Effective Period

Model	α (%)	G	H	I	J	K	L
Bilinear hysteretic	0	0.11	-0.017	0.27	0.090	0.57	0.00
Bilinear hysteretic	2	0.10	-0.014	0.17	0.12	0.67	0.02
Bilinear hysteretic	5	0.11	-0.018	0.09	0.14	0.77	0.05
Bilinear hysteretic	10	0.13	-0.022	0.27	0.10	0.87	0.10
Bilinear hysteretic	20	0.10	-0.015	0.17	0.094	0.98	0.20
Stiffness degrading	0	0.17	-0.032	0.10	0.19	0.85	0.00
Stiffness degrading	2	0.18	-0.034	0.22	0.16	0.88	0.02
Stiffness degrading	5	0.18	-0.037	0.15	0.16	0.92	0.05
Stiffness degrading	10	0.17	-0.034	0.26	0.12	0.97	0.10
Stiffness degrading	20	0.13	-0.027	0.11	0.11	1.0	0.20
Strength degrading	-3 ^a	0.18	-0.033	0.17	0.18	0.76	-0.03
Strength degrading	-5 ^a	0.20	-0.038	0.25	0.17	0.71	-0.05

a. Negative values of post-elastic stiffness may be limited to α_e , as discussed in Section 4.3

Nota. Coeficiente de amortiguamiento efectiva parte 2 según FEMA 440

Método de Coeficientes. El método de coeficientes es el principal procedimiento estático no lineal propuesto en FEMA 356. Se obtiene una estimación

del desplazamiento global máximo (elástico e inelástico), llamado desplazamiento objetivo (FEMA 440, 2005). El proceso comienza con una curva fuerza-deformación idealizada (Pushover) que relaciona el desplazamiento en la base con el desplazamiento en la parte superior. El período efectivo T_e se genera a partir del período inicial T_i , teniendo en cuenta una cierta pérdida de rigidez en la transición del comportamiento elástico al inelástico. El período efectivo representa la rigidez lineal de un sistema (oscilador) de 1 DOF correspondiente. Si el espectro de respuesta elástica se expresa como S_a vs. T , el período efectivo determina la respuesta de aceleración máxima del oscilador. El amortiguamiento asumido es típicamente del 5% y representa el grado en el que se puede esperar que responda una estructura típica en la región elástica.

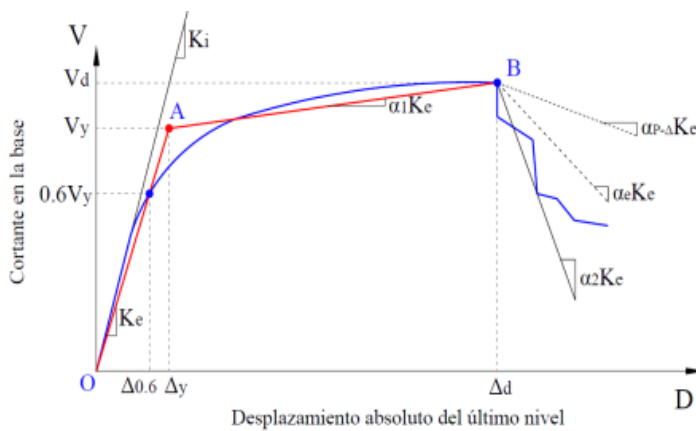
Procedimiento propuesto en el FEMA 440 y el ASCE/SEI 41-13. Para el método del espectro de volumen, FEMA 440 evalúa el método y ofrece un "Procedimiento mejorado de corrección de desplazamiento" en su Capítulo 5. Contiene propuestas de coeficientes y nuevas expresiones basadas en datos empíricos, así como la eliminación del coeficiente C_3 y su sustitución por el límite mínimo de resistencia (máximo $R = \mu$ valor de resistencia) necesario para evitar la inestabilidad dinámica. La norma ASCE/SEI 41-13 y ediciones anteriores especificaban este método como el procedimiento para determinar el desempeño sísmico. Curva Fuerza-Desplazamiento Idealizada El procedimiento a seguir para obtener esta curva idealizada es el mismo recomendado en FEMA 356, excepto que se incluye un tercer segmento debido a la caída del arrastre. El primer segmento parte del origen con una pendiente correspondiente a la rigidez transversal efectiva K_e , que es la rigidez de despegue calculada para un desplazamiento correspondiente al 60% del desplazamiento elástico de diseño V_y .

El segundo segmento representa la pendiente positiva del rendimiento $\alpha_1 K_e$ definida por la conexión del punto $(V_a, \Delta a)$ y la intersección con el primer segmento de modo que las áreas por encima y por debajo de la curva estén aproximadamente

equilibradas. El punto (V_a, Δ_d) es el punto en la curva de capacidad real en el desplazamiento objetivo calculado o el desplazamiento correspondiente a la fuerza cortante base máxima, lo que sea menor. El tercer segmento de línea representa la pendiente negativa después de producir $\alpha_2 K_e$ definida por el punto (V_a, Δ_a) y el punto donde la polarización de base disminuye al 60% del voltaje de producción real.

Figura 179

Curva idealizada fuerza-desplazamiento (FEMA 440, 2005)



Nota. Curva idealizada fuerza-desplazamiento propuesta por (FEMA 440, 2005)

4.2.33 Desplazamiento Objetivo

El desplazamiento objetivo δ_t para edificios con diafragma rígido, se calcula como:

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

Donde:

C_0 : El mismo valor recomendado en el FEMA 356 (2-68)

C_1 : Factor de modificación para relacionar los desplazamientos inelásticos máximos esperados con los desplazamientos calculados para la respuesta elástica lineal: Donde:

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

Donde:

Según la norma, el valor a corresponder a la clasificación del tipo de suelo en el sitio.

ASCE7:

$a = 130$ para clasificación de sitio A o B (roca)

$a = 90$ para clasificación de sitio C (suelo denso y roca suave), y

$a = 60$ para clasificación de sitio D, E o F (suelos rígidos, arcillosos o sin clasificación)

$\mu_{strength}$ = La relación entre la demanda de resistencia elástica y el coeficiente de resistencia a la fluencia:

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

NSP no está permitido si la fuerza $\mu_{strength}$ excede el valor $\mu_{m\acute{a}x}$.

Te = período fundamental efectivo del edificio en la dirección considerada, en segundos.

Vy = resistencia del edificio en la dirección considerada calculada a partir de la curva fuerza-deformación idealizada.

W = peso sísmico real (si corresponde).

Cm = factor de masa efectivo tomado de ASCE 41-13 Tabla 7-4. Si el período fundamental T es mayor que 1,0 segundos, tome 1,0. Para períodos inferiores a 0,2 segundos, $C1$ no necesita ser mayor que el valor calculado $T=0,2$ segundos. Para períodos superiores a 1 segundo, $C1 = 1,0$.

C2: factor de corrección que representa el efecto estrangulador de los ciclos de histéresis, la reducción de la rigidez cíclica y la reducción de la resistencia a la respuesta de desplazamiento máximo. Para períodos superiores a 0,7 segundos, $C2 = 1,0$. FEMA 440 recomienda que este factor considere solo los efectos de degradación de la rigidez:

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

Para edificios con rigidez postproducción negativa, la relación de resistencia máxima μ_{\max} es igual a:

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

Figura 180 Resultados del desplazamiento PUSH en el eje X

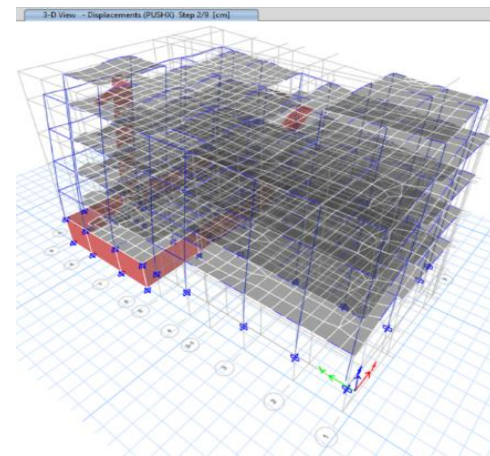
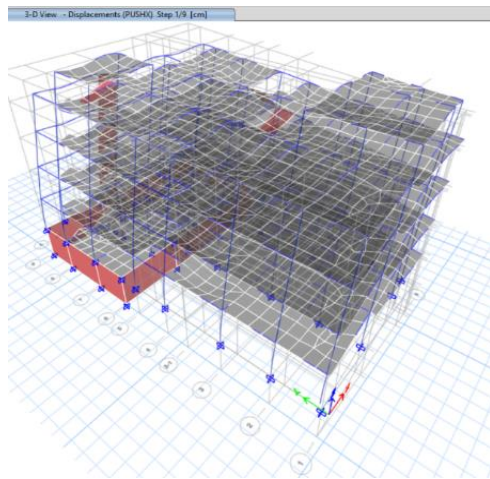
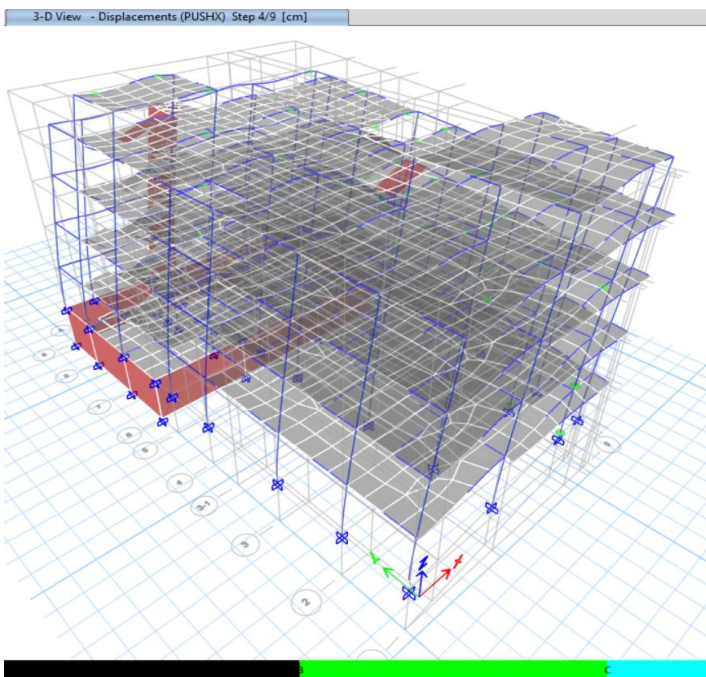
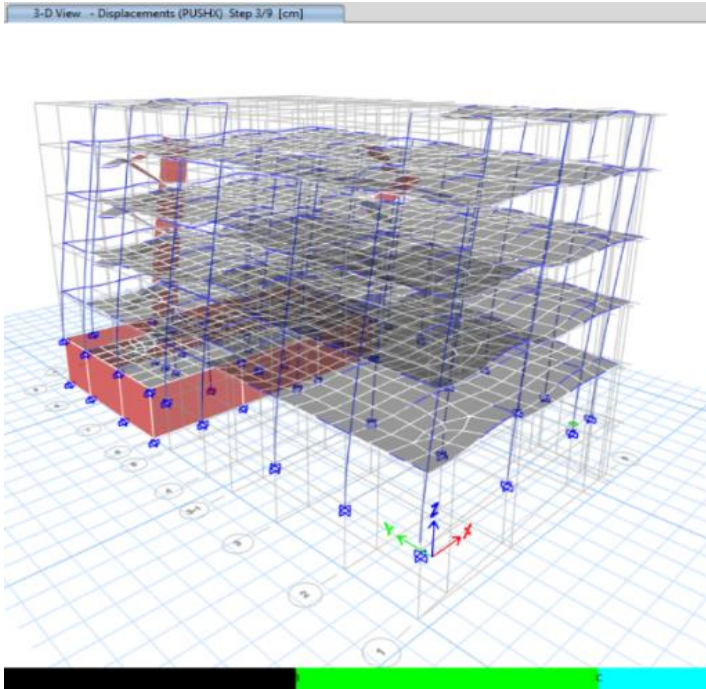
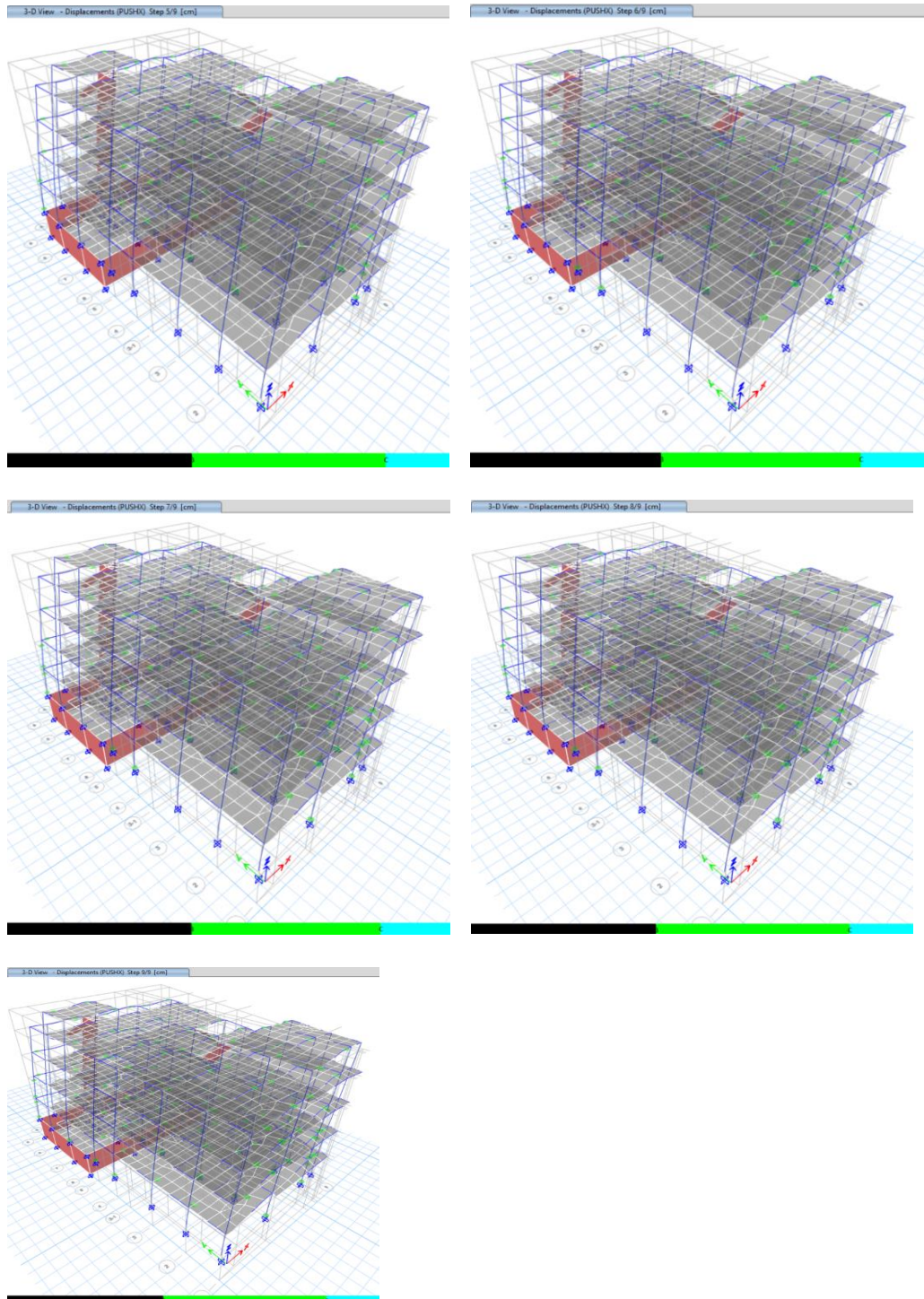


Figura 181

Generaciones de las primeras rótulas plásticas en el eje X





Nota. Generación de la primera rótula plástica en la columna del extremo izquierdo en la dirección X

Figura 182

Resultados del desplazamiento PUSH en el eje Y

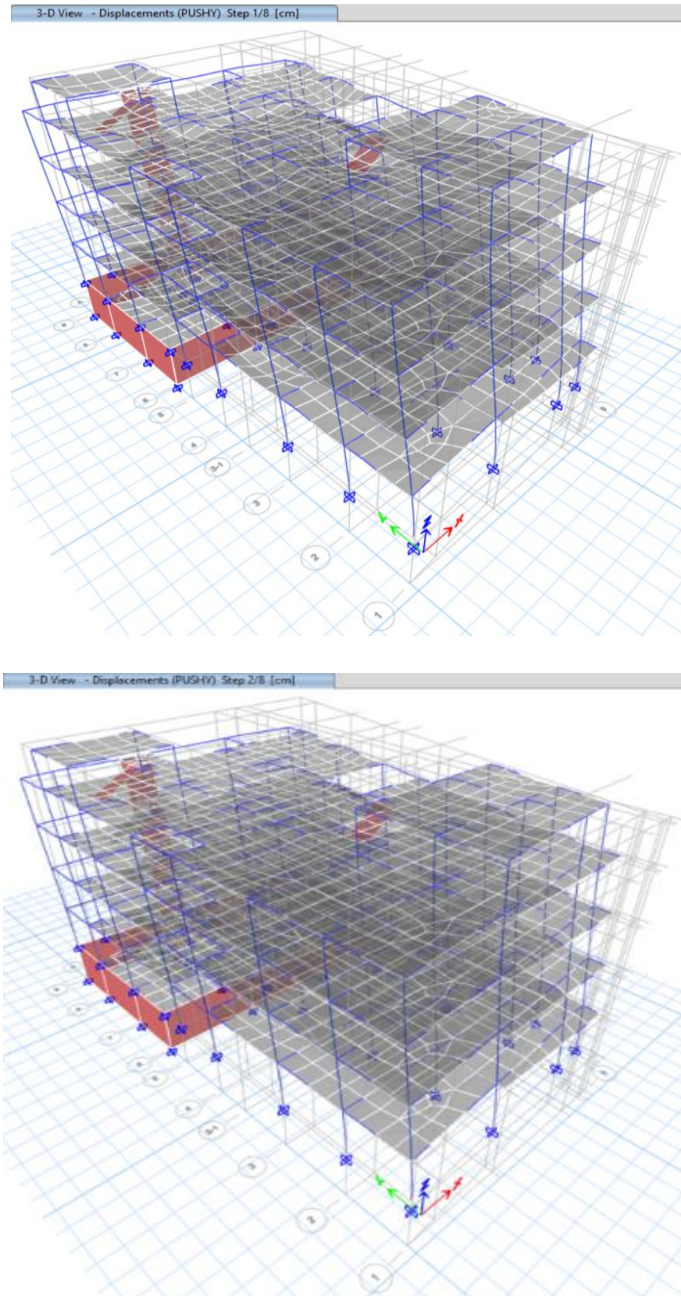
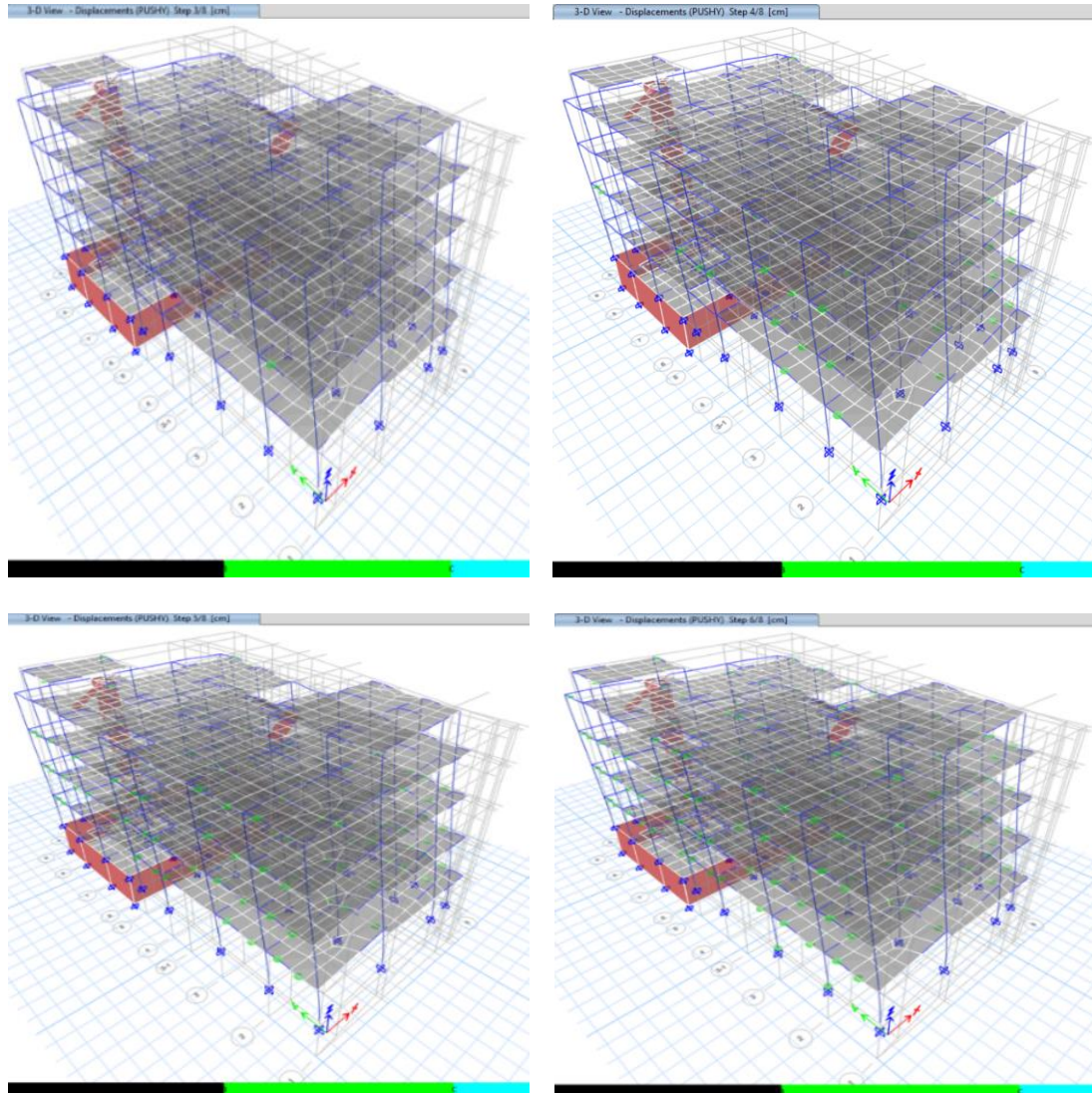
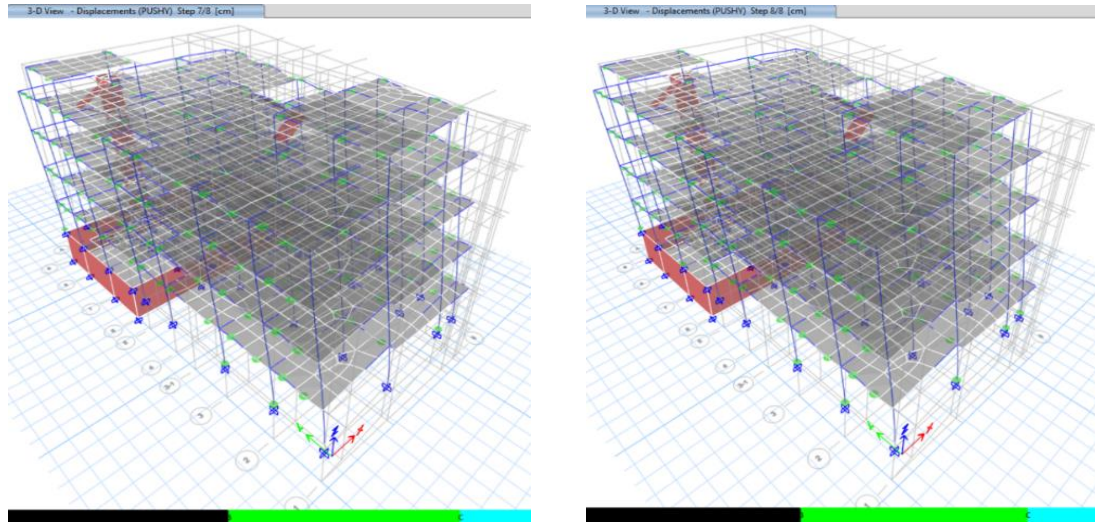


Figura 183

Generaciones de las primeras rótulas plásticas en el eje Y





Nota. Generación de la primera rótula plástica en la viga del segundo nivel en la dirección Y

Figura 184

P.D.- FEMA 440 para un sismo de diseño frecuente en X

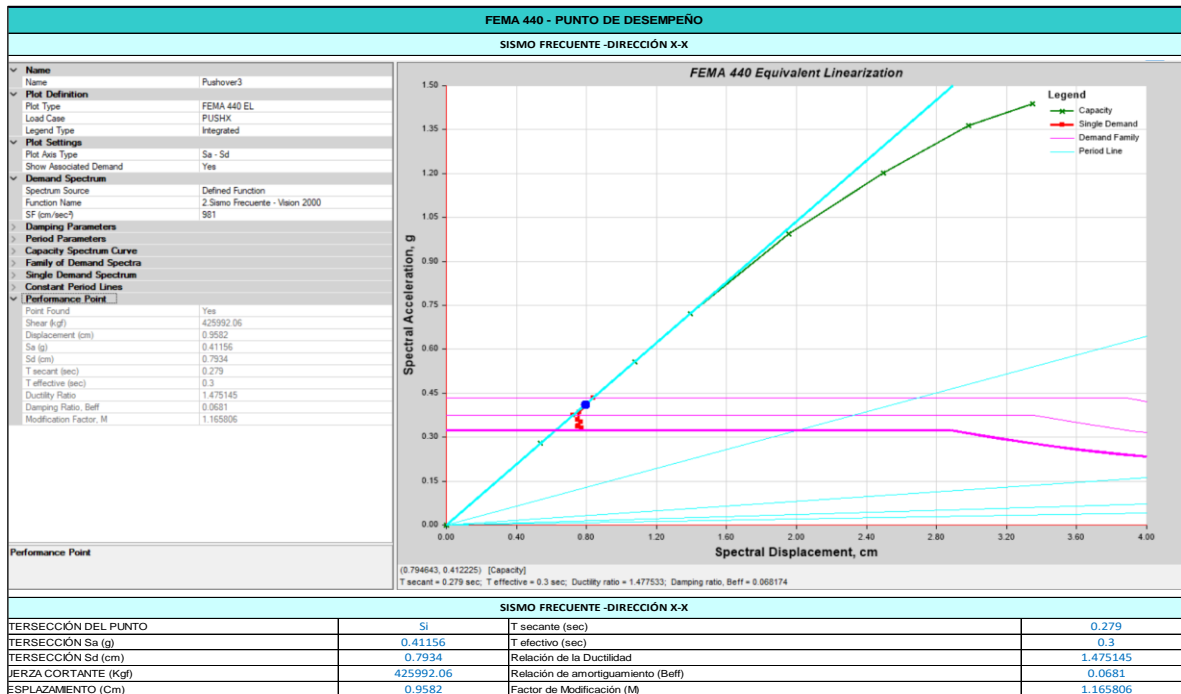


Figura 185

P.D.-FEMA 440 para un sismo de diseño ocasional en X

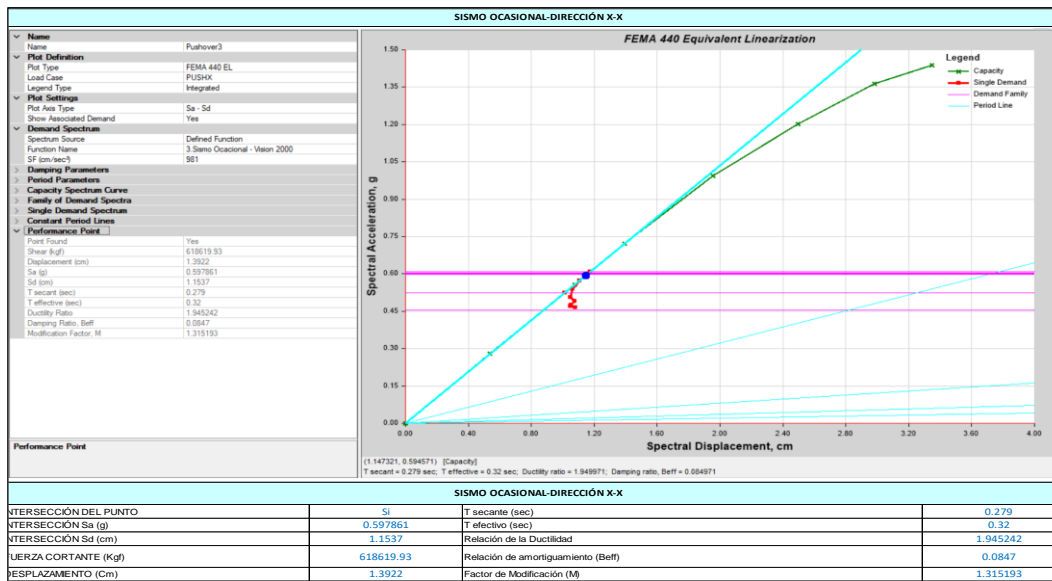


Figura 186

P.D.-FEMA 440 para un sismo de diseño raro en X

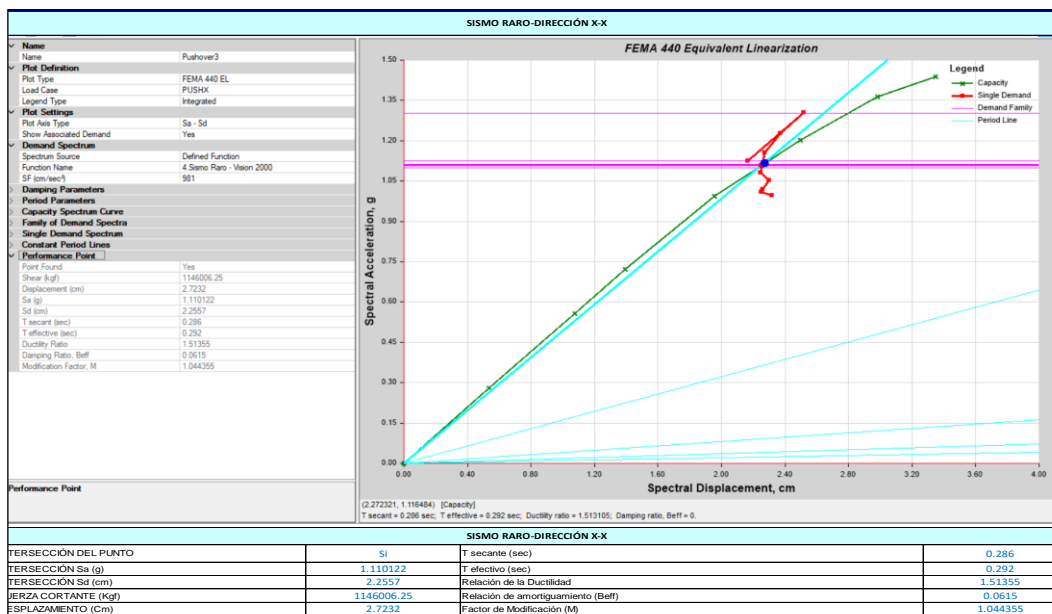


Figura 187

P.D.-FEMA 440 para un sismo de diseño muy raro en X

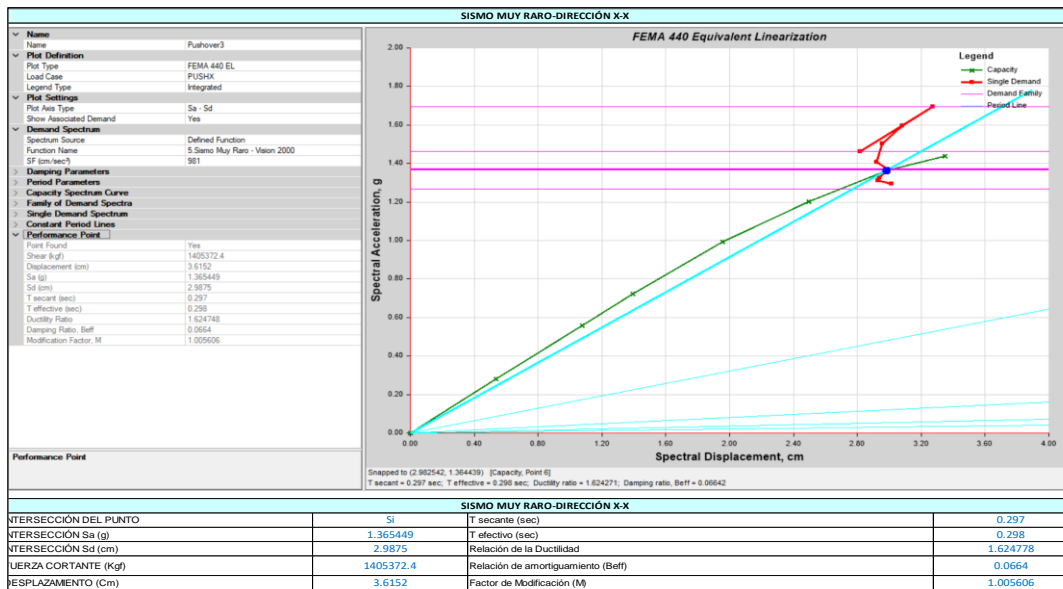


Figura 188

P.D.- FEMA 440 para un sismo de diseño frecuente en Y

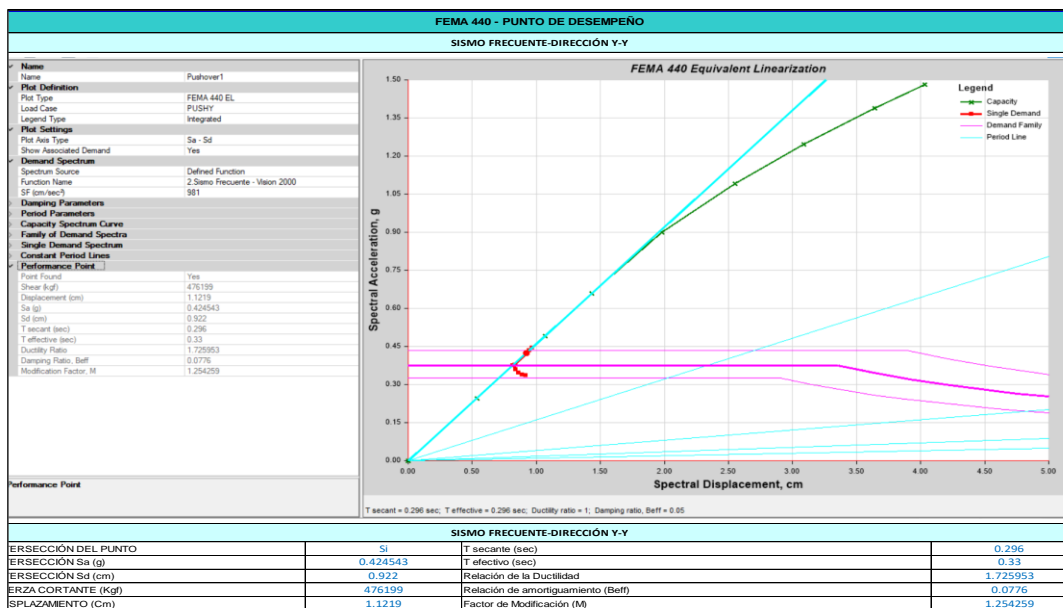


Figura 189

P.D.-FEMA 440 para un sismo de diseño ocasional en Y

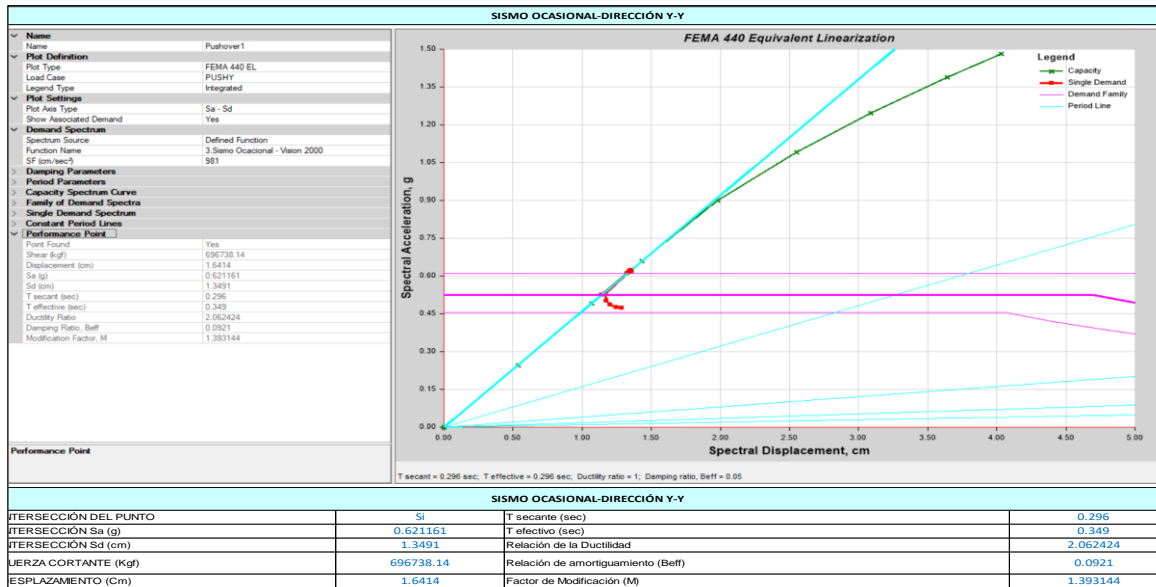


Figura 190

P.D.- FEMA 440 para un sismo de diseño raro en Y

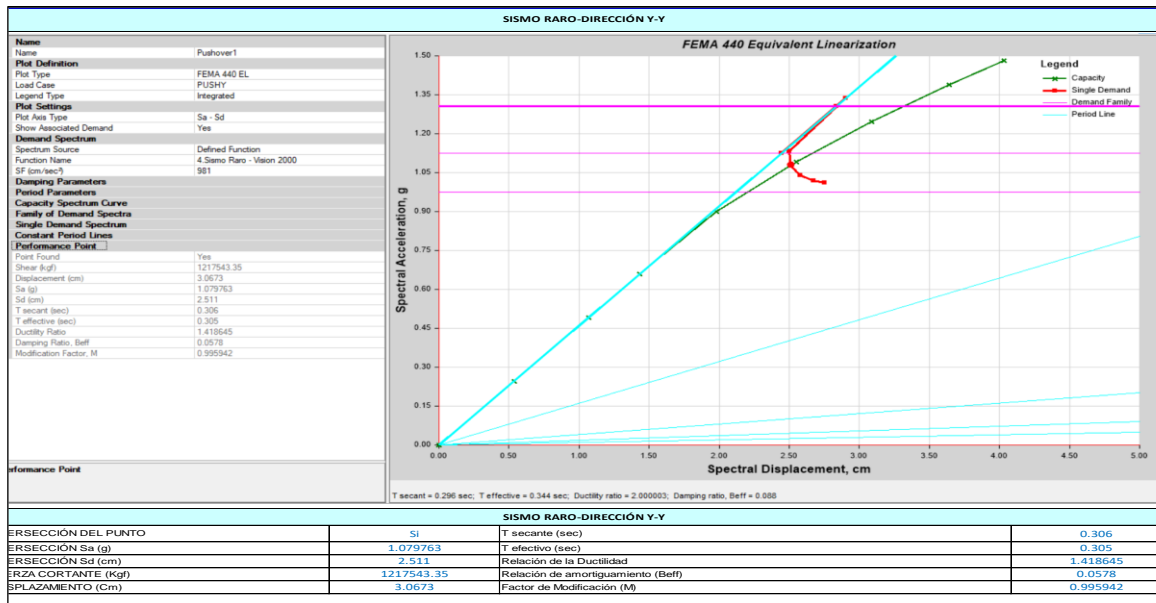


Figura 191

P.D.-FEMA 440 para un sismo de diseño muy raro en Y

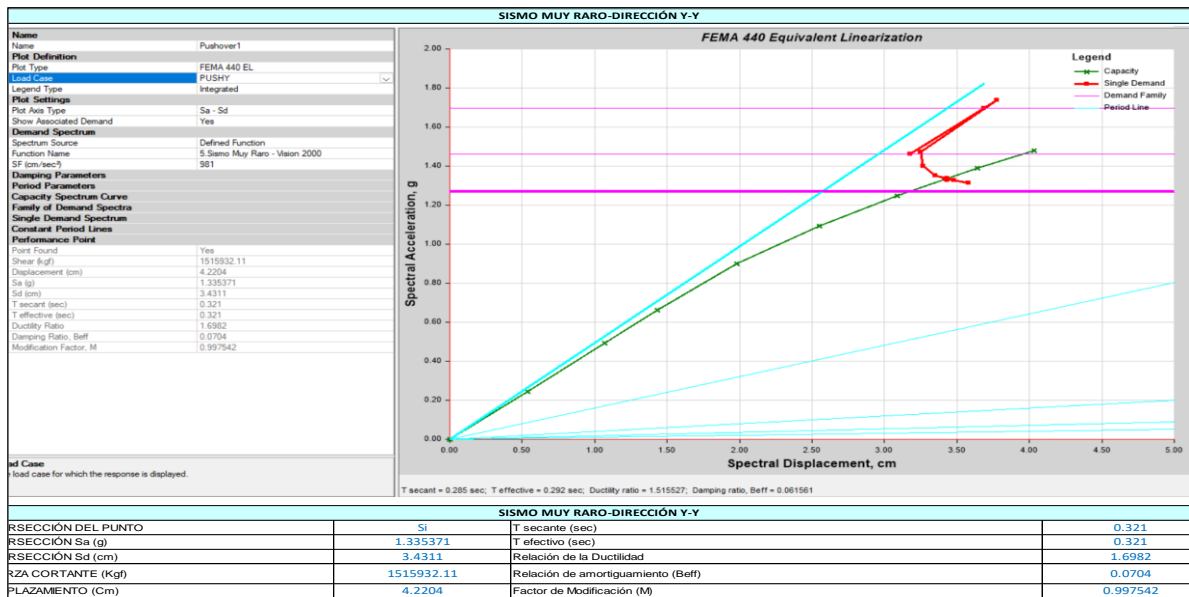


Figura 192

P.D.-ASCE 41-13 para un sismo de diseño frecuente en X

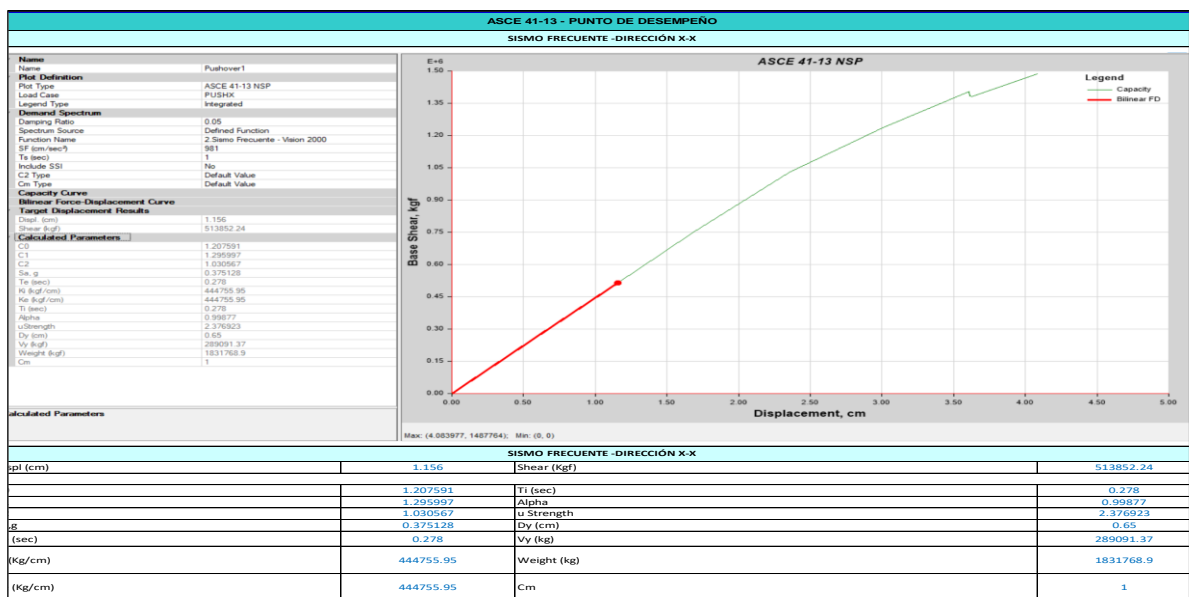


Figura 193

P.D.-ASCE 41-13 para un sismo de diseño ocasional en X

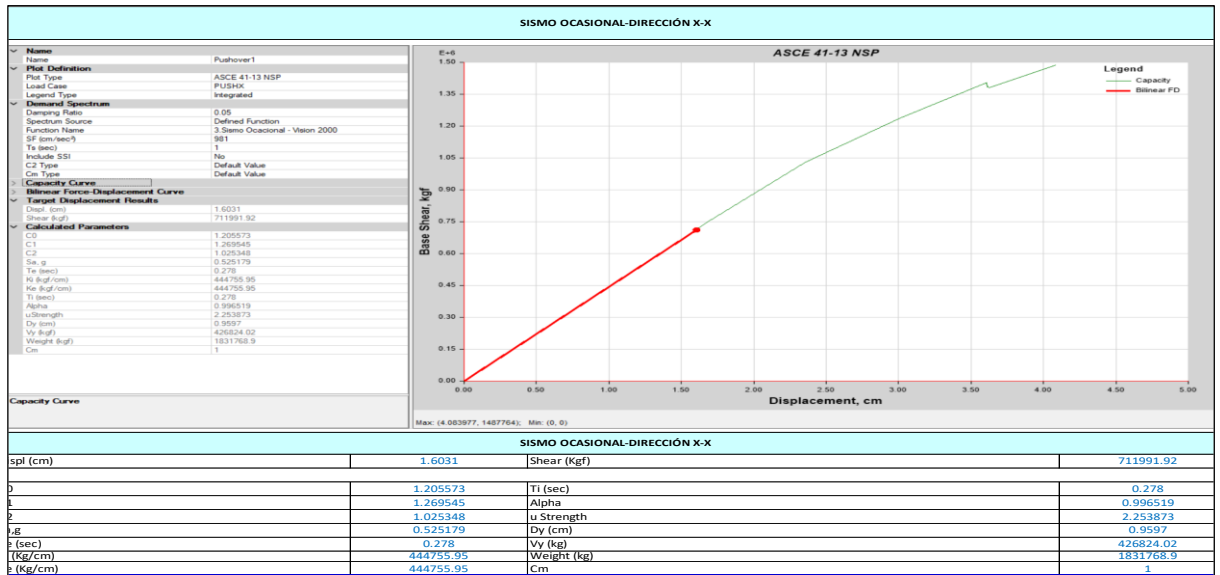


Figura 194

P.D.-ASCE 41-13 para un sismo de diseño raro en X

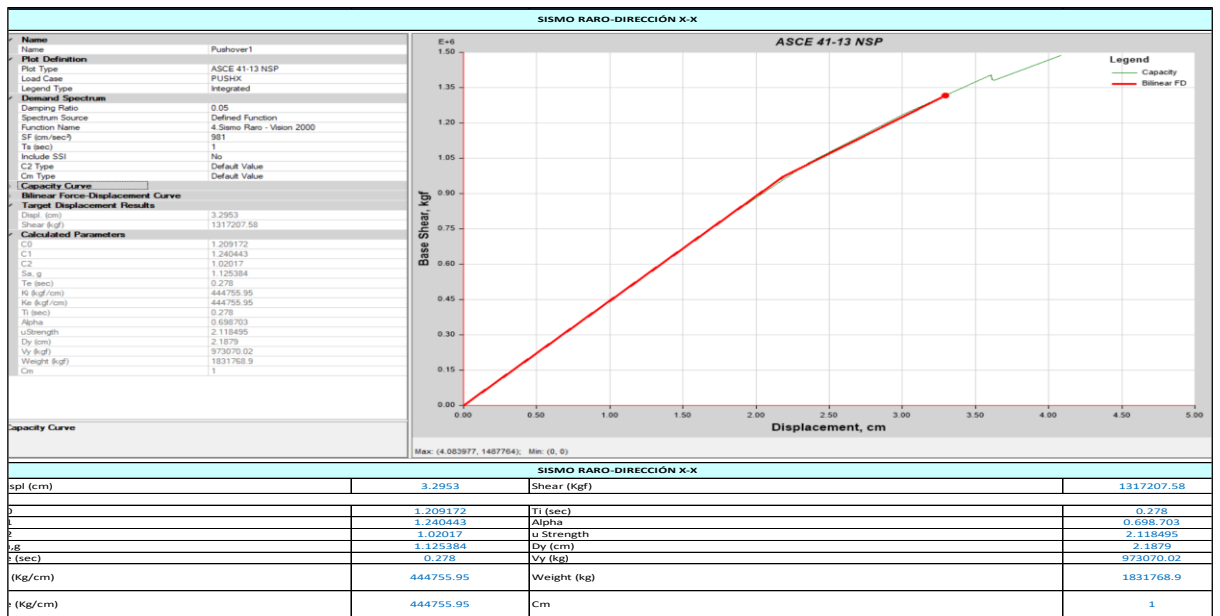


Figura 195

P.D.- ASCE 41-13 para un sismo de diseño muy raro en X

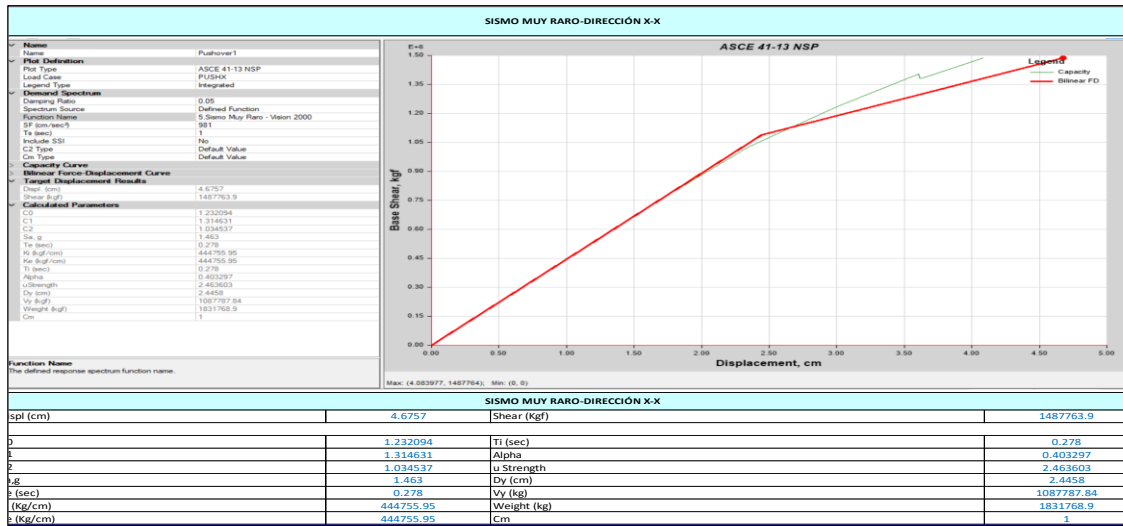


Figura 196

P.D.-ASCE 41-13 para un sismo de diseño frecuente en Y

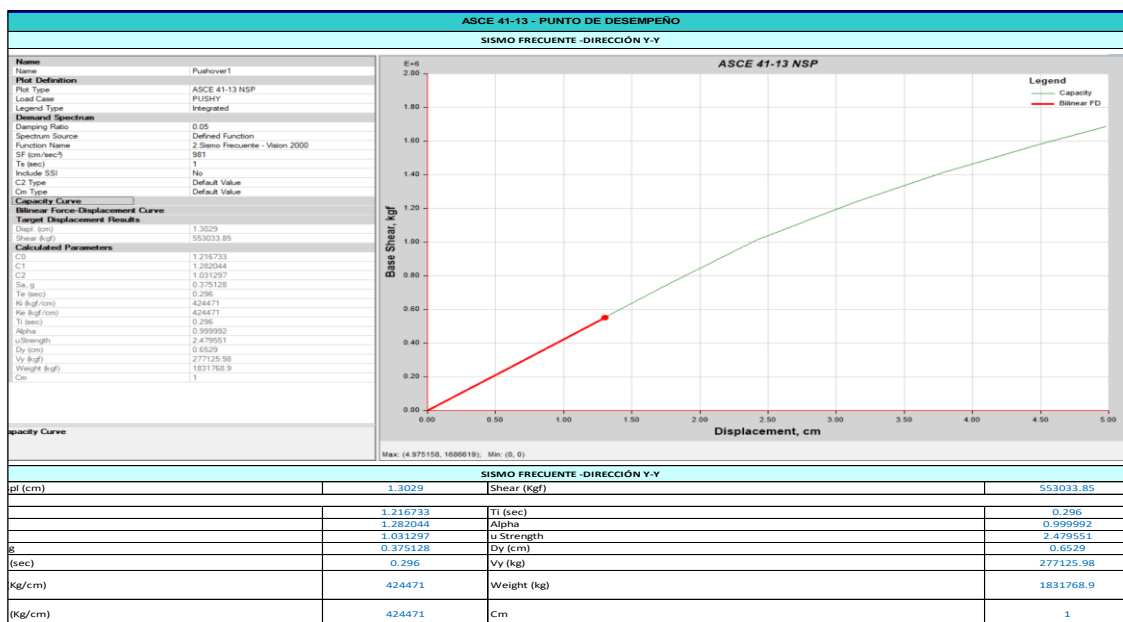


Figura 197

P.D.-ASCE 41-13 para un sismo de diseño ocasional en Y

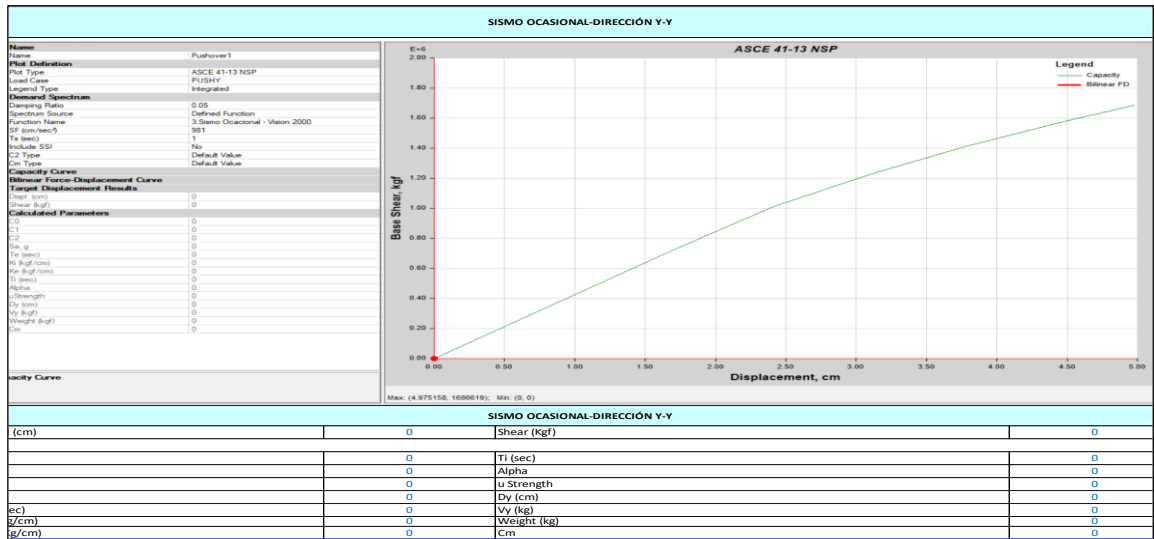


Figura 198

P.D.-ASCE 41-13 para un sismo de diseño raro en Y

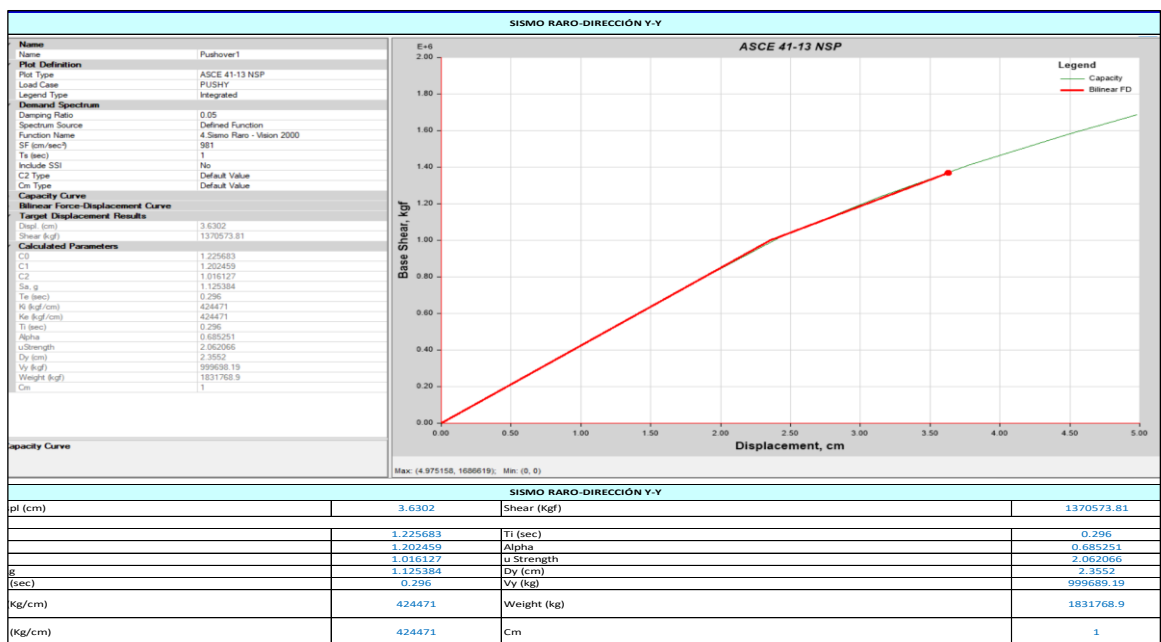


Figura 199

P.D.-ASCE 41-13 para un sismo de diseño muy raro en Y

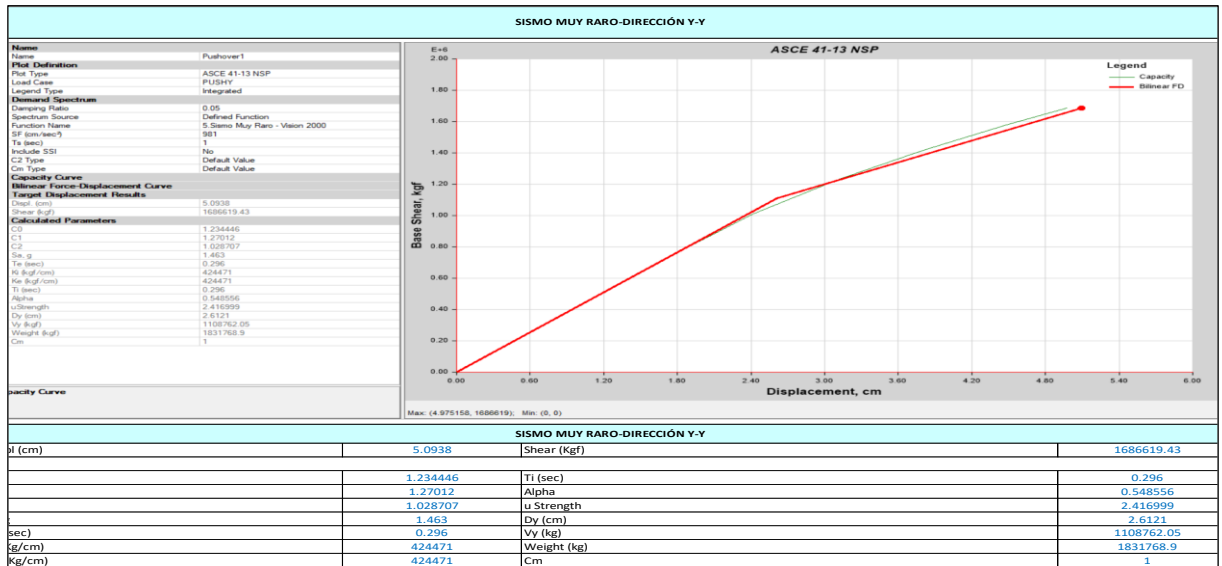


Figura 200

Registros para el T.H. Red Acelerográfica del CISMID

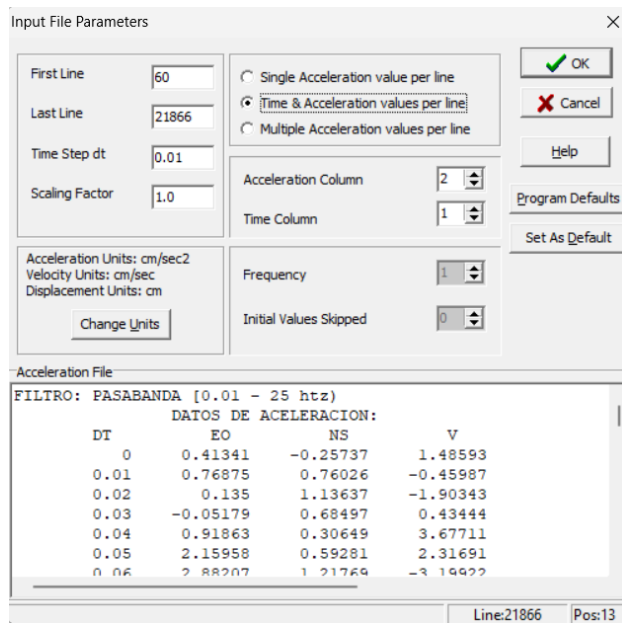


Figura 201

Series de tiempo

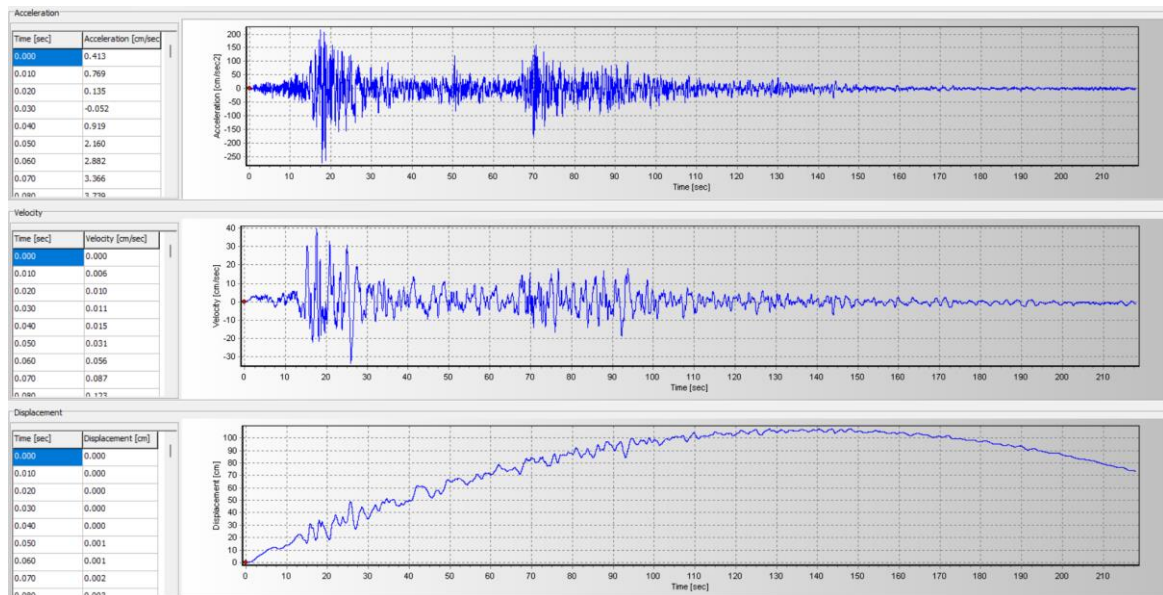


Figura 202

Aplicando la corrección de la línea base y filtro

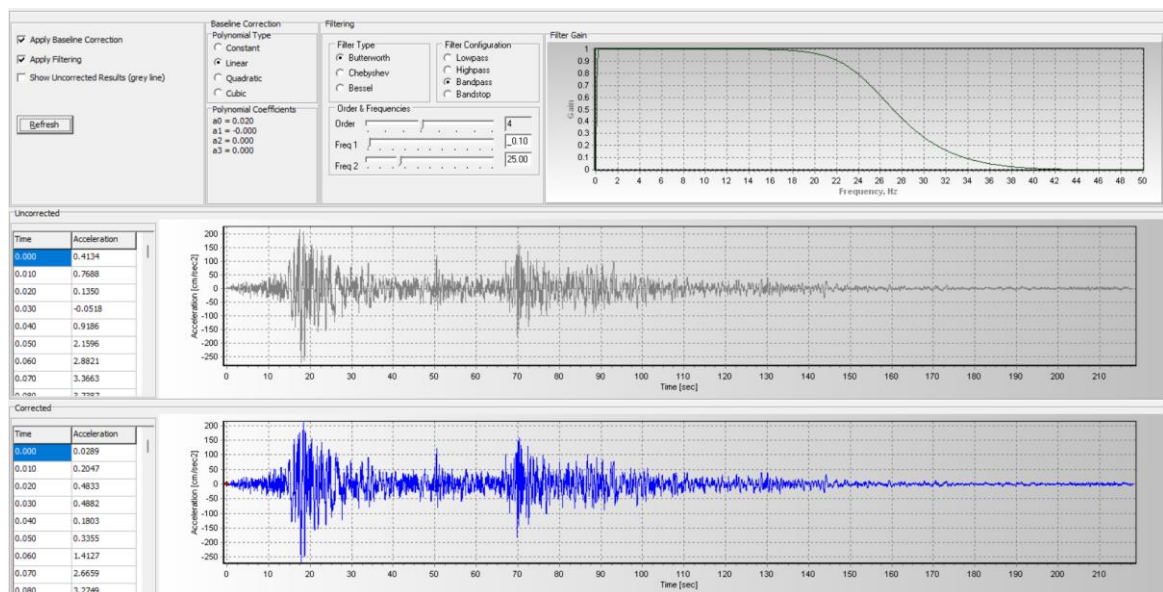


Figura 203

Espectro Amplitud según Fourier

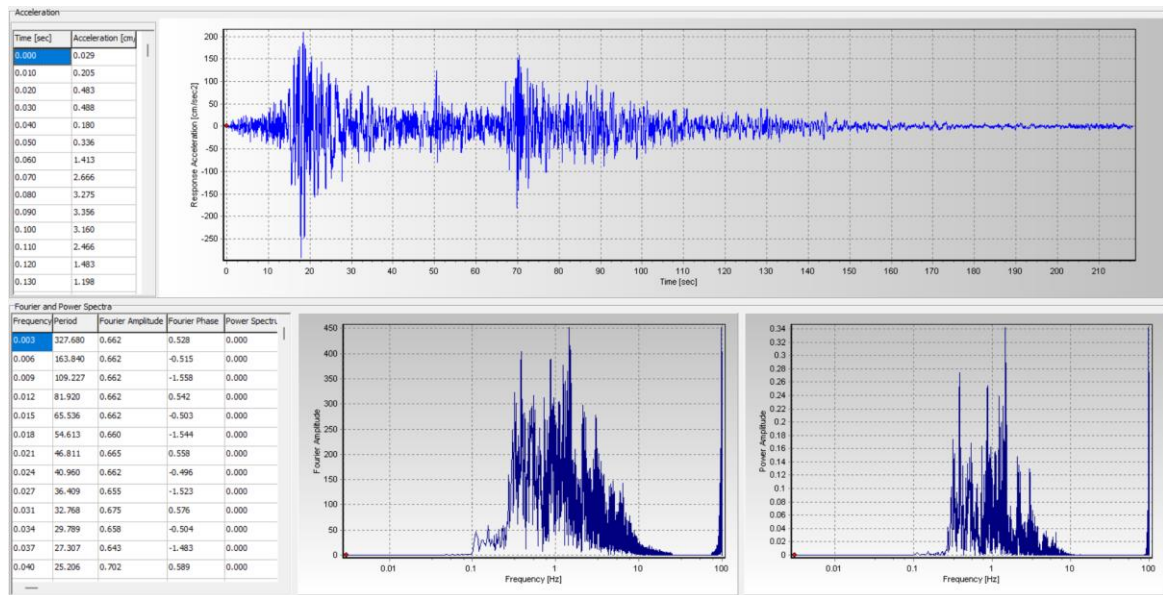


Figura 204

Respuesta espectral elástica/inelástica

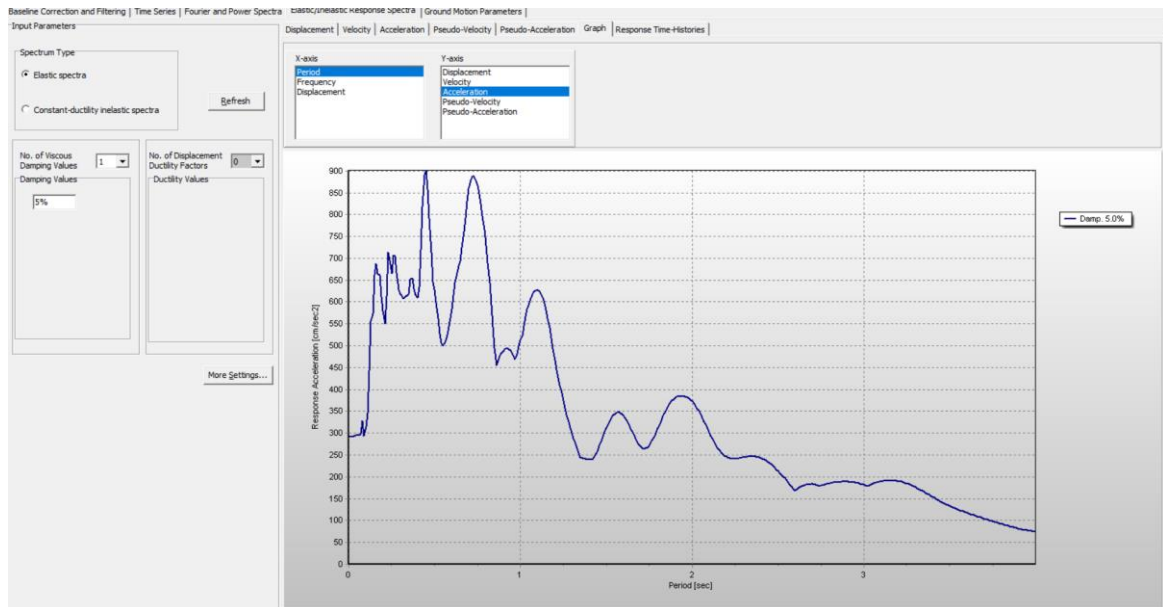


Figura 205

Parámetros de movimiento del suelo

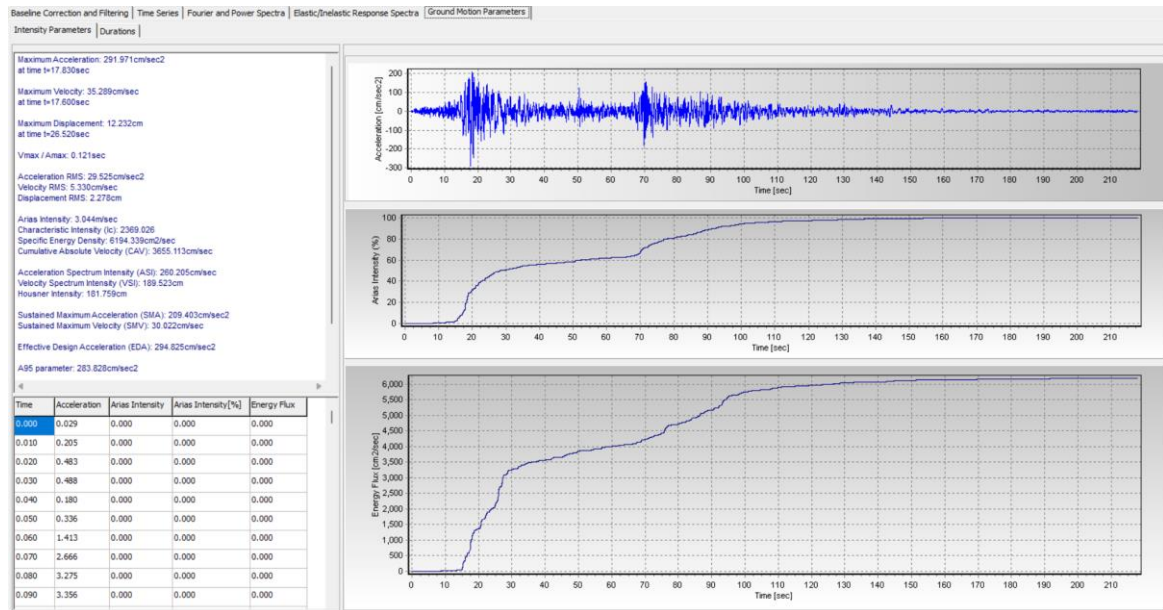


Figura 206

Sismo escalado Ica 2007-NS

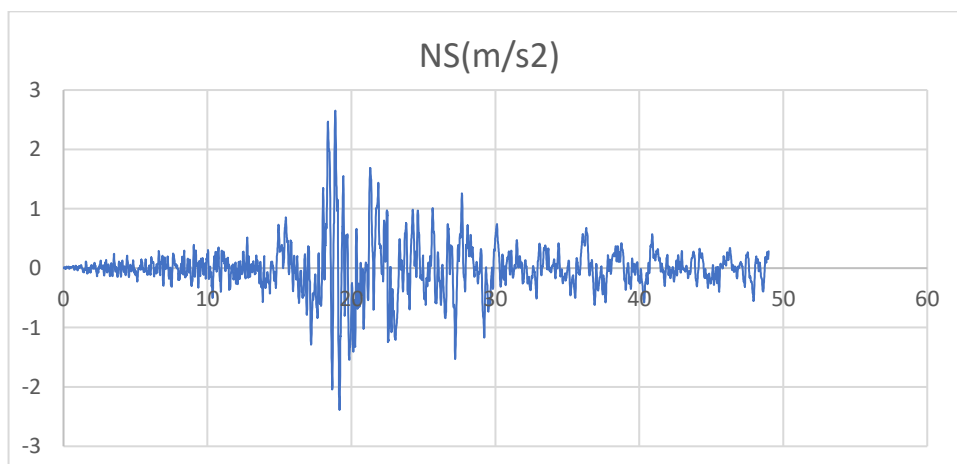


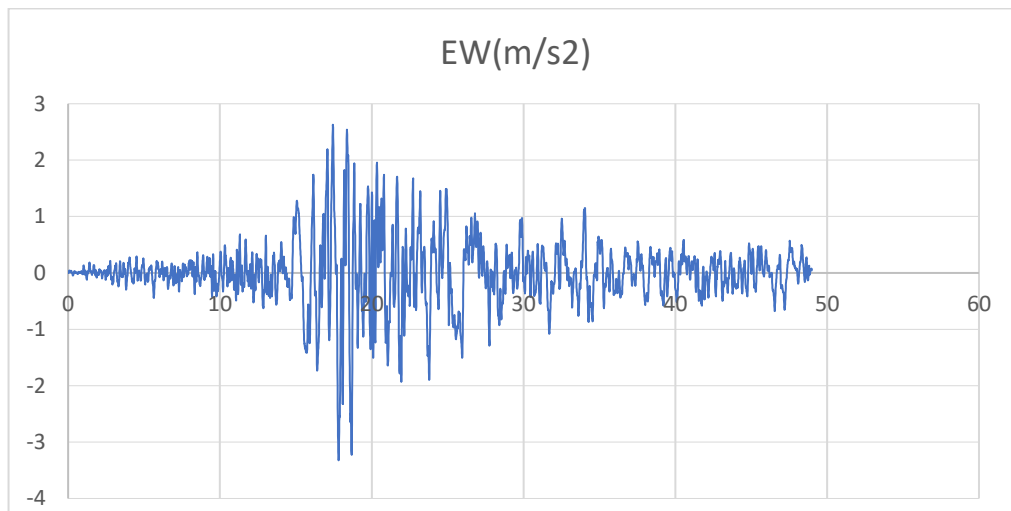
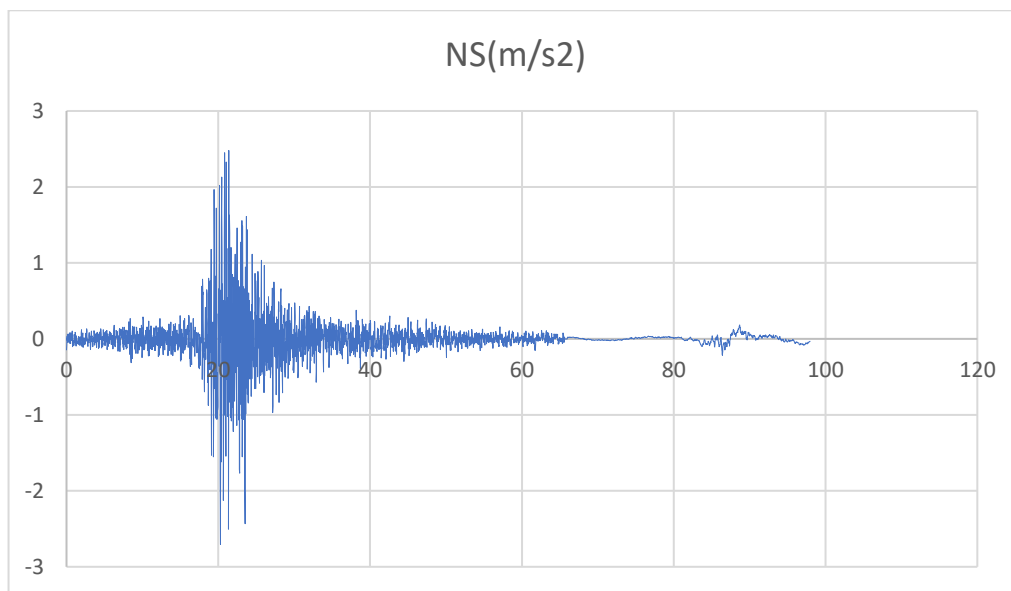
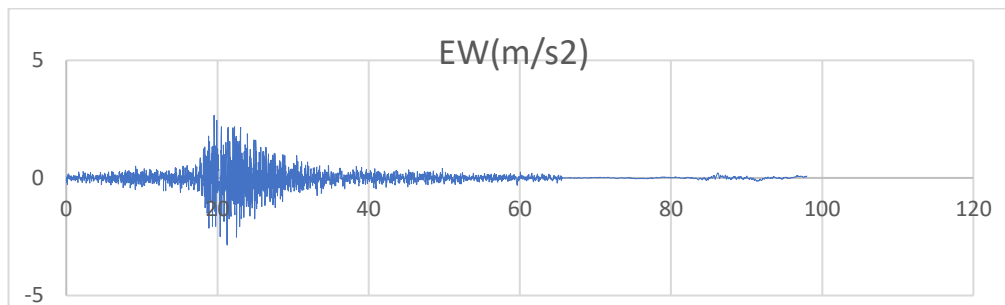
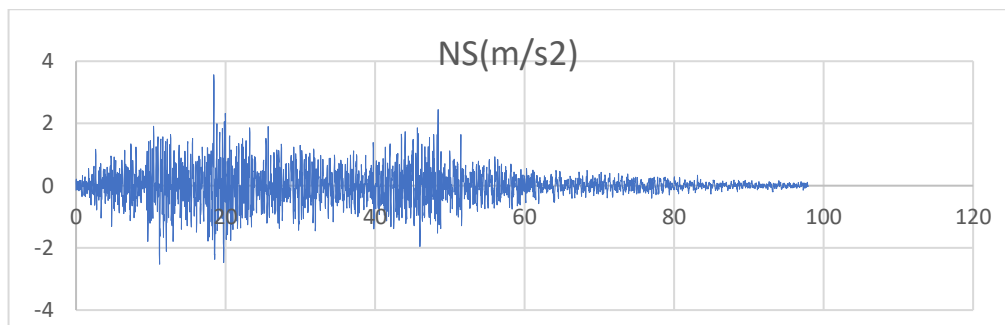
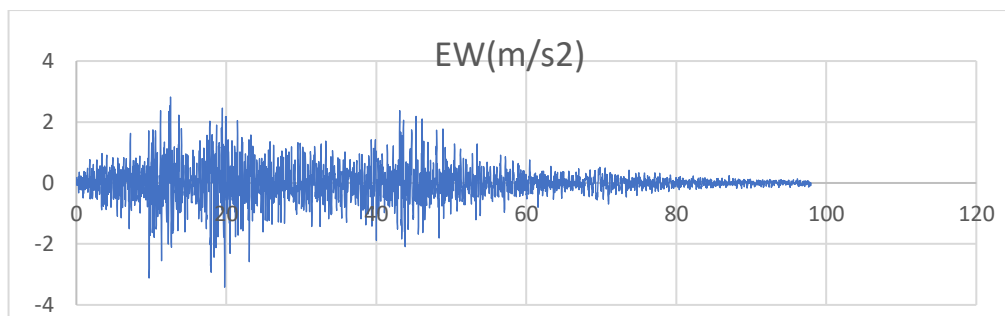
Figura 207*Sismo escalado Ica 2007-EW***Figura 208***Sismo escalado Lima 1996-NS*

Figura 209*Sismo escalado Lima 1996-EW***Figura 210***Sismo escalado Lima 1974-NS***Figura 211***Sismo escalado Lima 1974-EW*

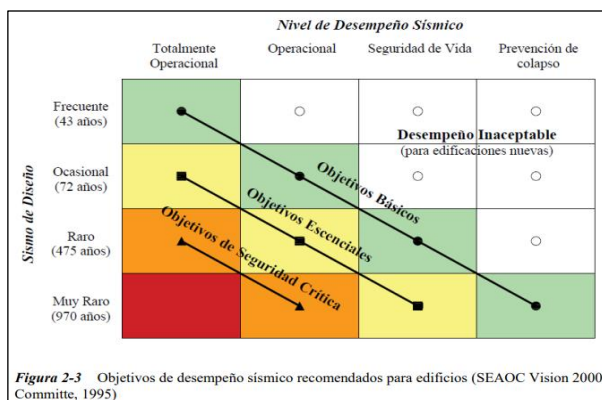
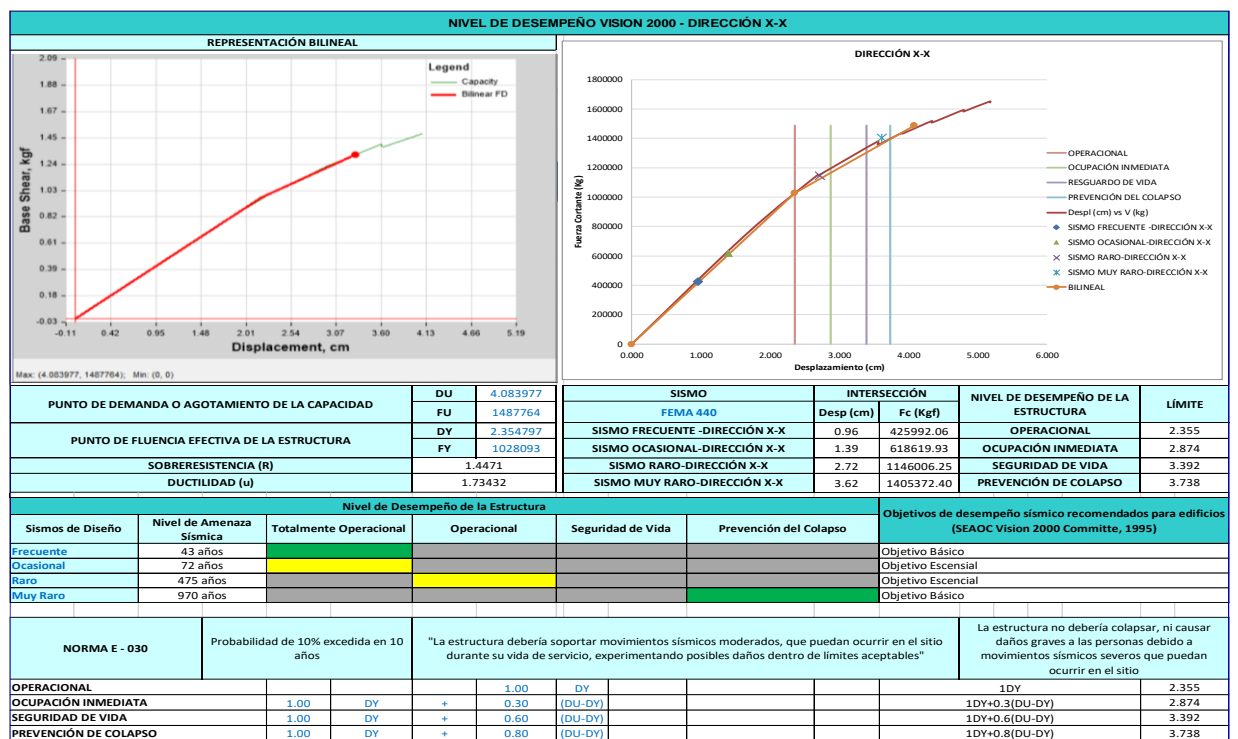
4.3 Resultados

Resultados de Análisis No lineal Pushover

Nivel de desempeño VISION 2000 - Dirección XX

Figura 212

Nivel de desempeño VISION 2000 - Dirección X-X



Nivel de desempeño VISION 2000 - Dirección YY

Figura 213

Nivel de desempeño VISION 2000 - Dirección Y-Y

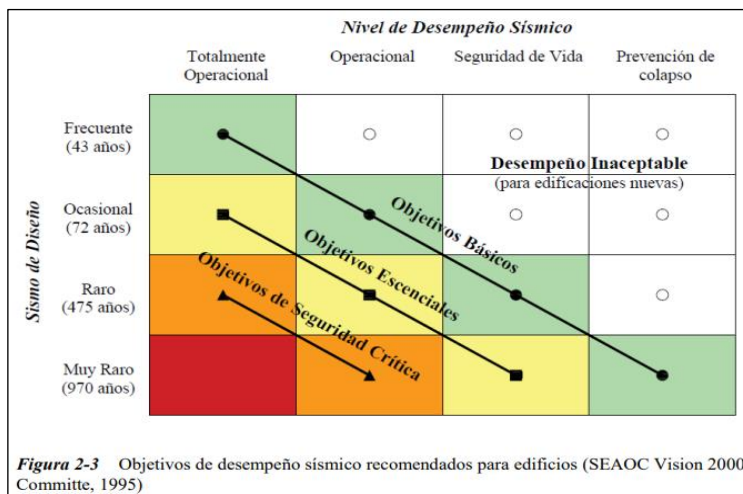


Figura 2-3 Objetivos de desempeño sísmico recomendados para edificios (SEAOC Vision 2000 Committe, 1995)

Nivel de desempeño ASCE-SEI41-13 - Dirección XX

Figura 214

Nivel de desempeño ASCE-SEI41-13 - Dirección X-X

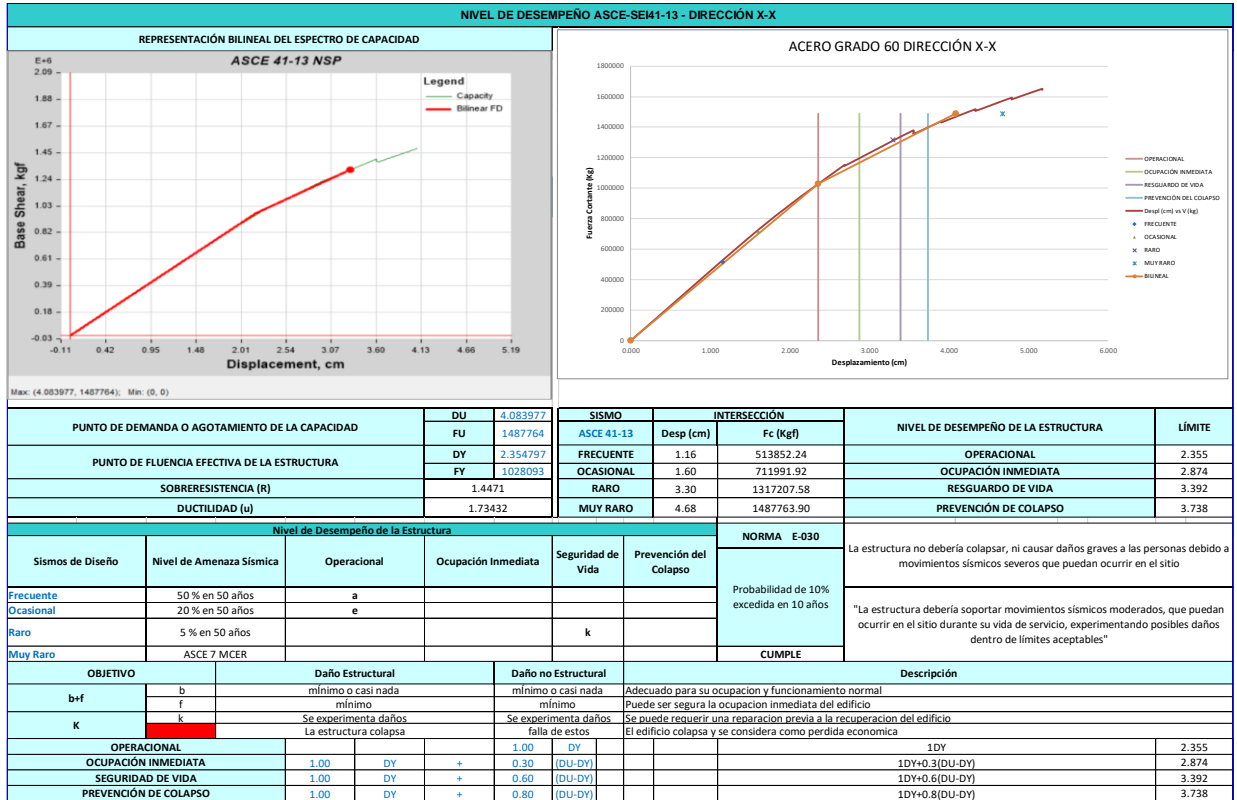


Tabla 2-5 Objetivos de desempeño

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 usados 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 ó f
g & l & a, ó b
k, m, n, ó solamente o

Objetivos Limitados solamente g
solamente l
c, d, e, ó f

Fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

Nivel de desempeño ASCE-SEI41-13 - Dirección YY

Figura 215

Nivel de desempeño ASCE-SEI41-13 - Dirección Y-Y

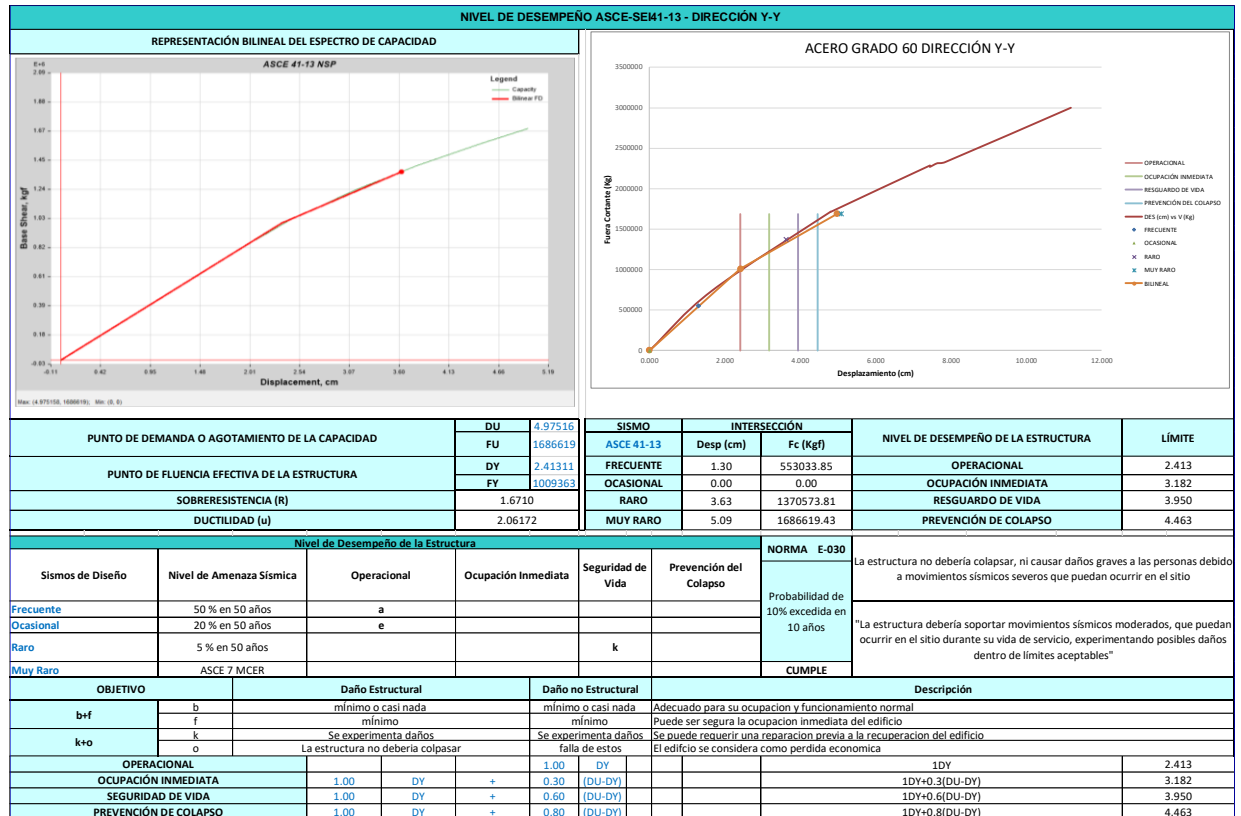


Tabla 2-5 Objetivos de desempeño

Nivel de amenaza sísmica	Niveles de desempeño del edificio objetivo			
	Operacional (1-A)	Ocupación Inmediata (1-B)	Seguridad de Vida (3-C)	Prevenición 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 usados 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 ó f g & l & a, ó b k, m, n, ó solamente o
- Objetivos Limitados solamente g solamente l c, d, e, ó f

Fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

Nivel de desempeño ATC40 - Dirección XX

Figura 216

Nivel de desempeño ATC40 - Dirección X-X

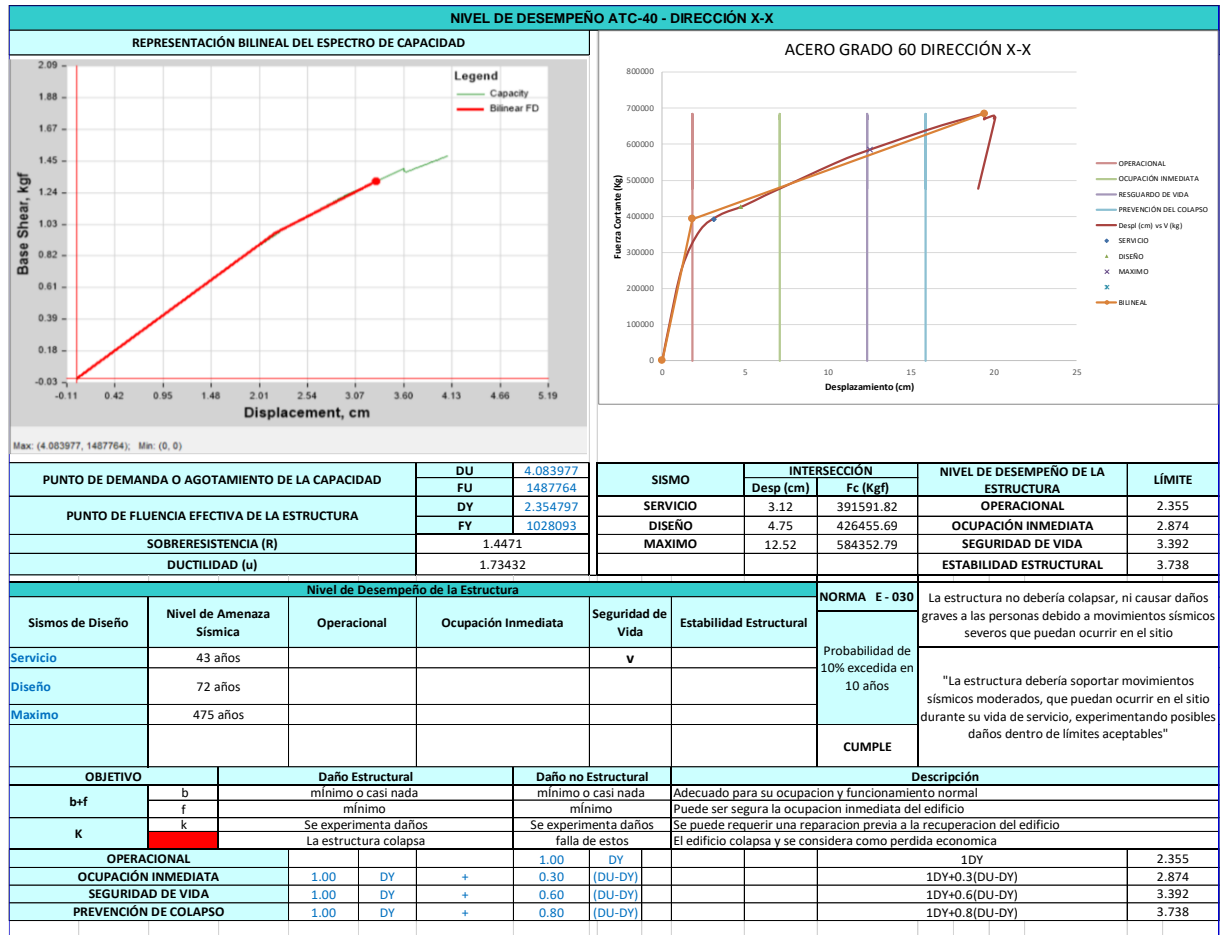


Tabla 2-4 Objetivos de desempeño de seguridad básica para estructuras convencionales

Nivel de amenaza sísmica	Nivel de desempeño de la estructura			
	Operacional	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Estabilidad Estructural
Servicio (SE)	-	-	-	-
Diseño (DE)	-	-	✓	-
Máximo (ME)	-	-	-	✓

Fuente: (ATC-40, 1996)

Nivel de desempeño ATC40 - Dirección YY

Figura 217

Nivel de desempeño ATC40 - Dirección Y-Y

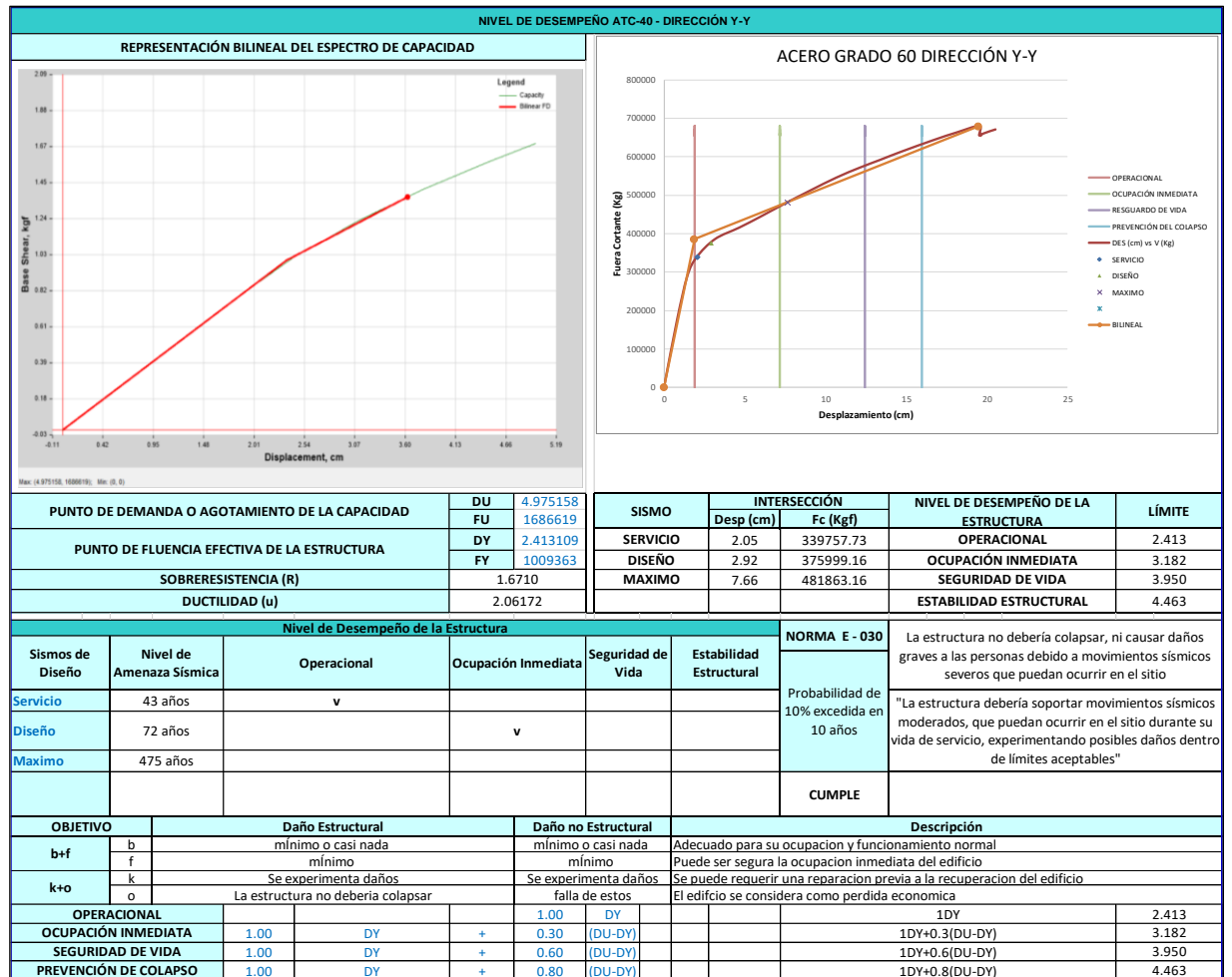


Tabla 2-4 Objetivos de desempeño de seguridad básica para estructuras convencionales

Nivel de amenaza sísmica	Nivel de desempeño de la estructura			
	Operacional	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Estabilidad Estructural
Servicio (SE)	-	-	-	-
Diseño (DE)	-	-	✓	-
Máximo (ME)	-	-	-	✓

Fuente: (ATC-40, 1996)

Resultados del Análisis T. Historia lineal

Figura 218

Definición de casos de carga para ATHL

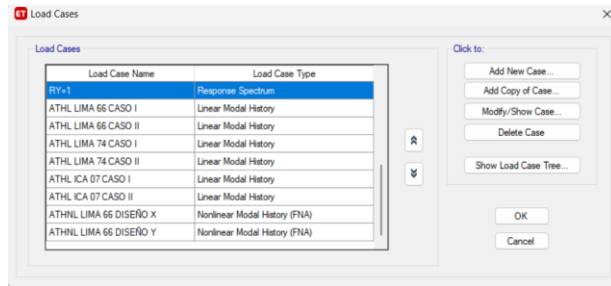


Figura 219

Datos de carga para el sismo Lima 1966 para el ATHL

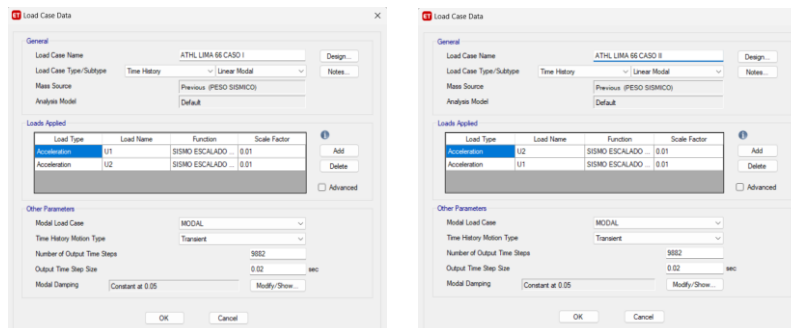


Figura 220

Datos de carga para el sismo Lima 1974 para el ATHL

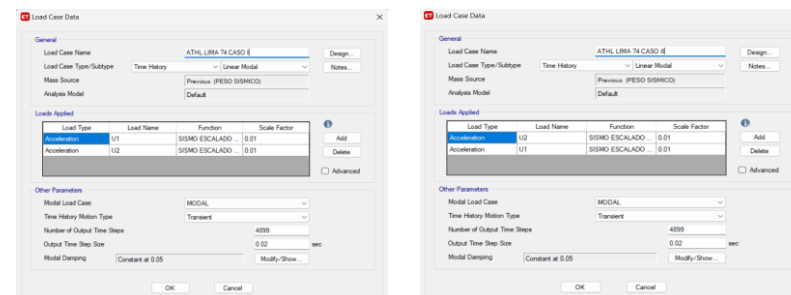


Figura 221

Datos de carga para el sismo Ica 2007 para el ATHL

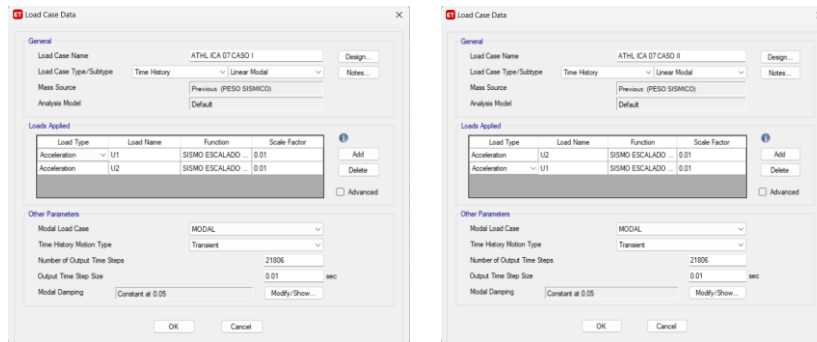


Figura 222

Ingreso de datos de carga para el R=1, ATHL

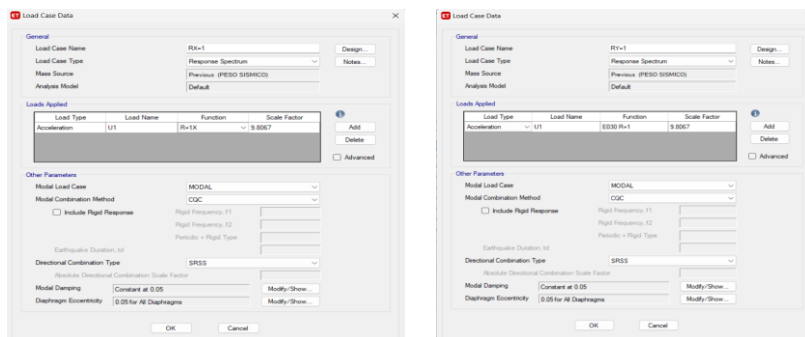


Figura 223

Resultados del Análisis Tiempo Historia Lineal en XX

ANÁLISIS DINAMICO TIEMPO - HISTORIA XX							
Nivel	ESPECTRAL	ICA 2007		LIMA 1974		LIMA 1966	
	R=1	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2
TECHO	0.0013603	0.0000055	0.0000077	0.000008	0.000007	0.00000431	0.000104
NIVEL 4	0.0020265	0.0000089	0.0000135	0.000013	0.000013	0.00000769	0.000090
NIVEL 3	0.0022474	0.0000098	0.0000166	0.000014	0.000016	0.00000831	0.000065
NIVEL 2	0.0020511	0.0000092	0.0000172	0.000013	0.000017	0.00000738	0.000038
NIVEL 1	0.0011215	0.0000052	0.0000117	0.000007	0.000011	0.00000431	0.000014

Figura 224*Resultados del Análisis Tiempo Historia Lineal en YY*

ANALISIS DINAMICO TIEMPO - HISTORIA YY							
Nivel	ESPECTRAL	ICA 2007		LIMA 1974		LIMA 1966	
	R=1	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2
TECHO	0.0013603	0.00000554	0.00000769	0.00000769	0.00000677	0.00000615	0.0002020
NIVEL 4	0.0020265	0.00000892	0.00001354	0.00001292	0.00001262	0.00001200	0.0001820
NIVEL 3	0.0022474	0.00000985	0.00001662	0.00001446	0.00001600	0.00001569	0.0001430
NIVEL 2	0.0020511	0.00000923	0.00001723	0.00001323	0.00001662	0.00001723	0.0000920
NIVEL 1	0.0011215	0.00000523	0.00001169	0.00000738	0.00001077	0.00001108	0.0000360

Figura 225*Determinando el Sismo para el Diseño en el ATHNL en X y Y*

ANALISIS DINAMICO TIEMPO - HISTORIA XX						
Nivel	ICA 2007		LIMA 1974		LIMA 1966	
	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2
TECHO	0.004	0.006	0.006	0.005	0.003	0.076
NIVEL 4	0.004	0.007	0.006	0.006	0.004	0.044
NIVEL 3	0.004	0.007	0.006	0.007	0.004	0.029
NIVEL 2	0.005	0.008	0.006	0.008	0.004	0.019
NIVEL 1	0.005	0.010	0.007	0.010	0.004	0.012

ANALISIS DINAMICO TIEMPO - HISTORIA YY						
Nivel	ICA 2007		LIMA 1974		LIMA 1966	
	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2
TECHO	0.004	0.006	0.006	0.005	0.005	0.148
NIVEL 4	0.004	0.007	0.006	0.006	0.006	0.090
NIVEL 3	0.004	0.007	0.006	0.007	0.007	0.064
NIVEL 2	0.005	0.008	0.006	0.008	0.008	0.045
NIVEL 1	0.005	0.010	0.007	0.010	0.010	0.032

Figura 226

Sismo X, Casos de carga para Análisis THNL

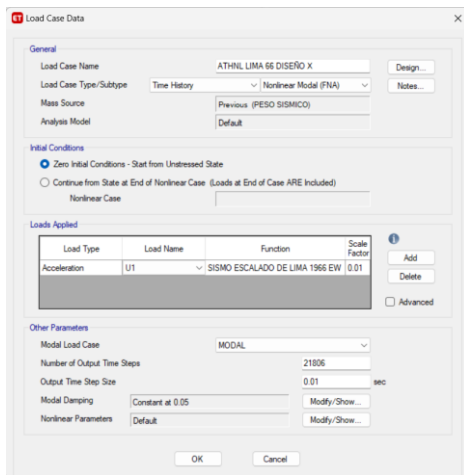
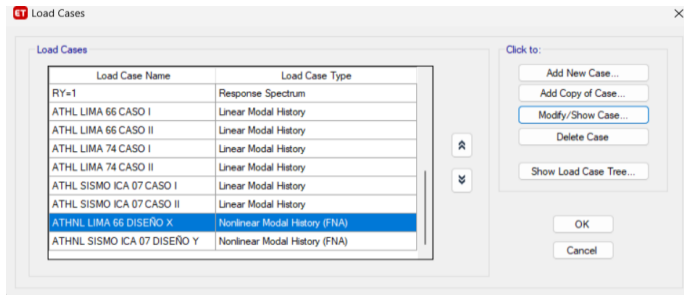


Figura 227

Sismo X, ATHNL

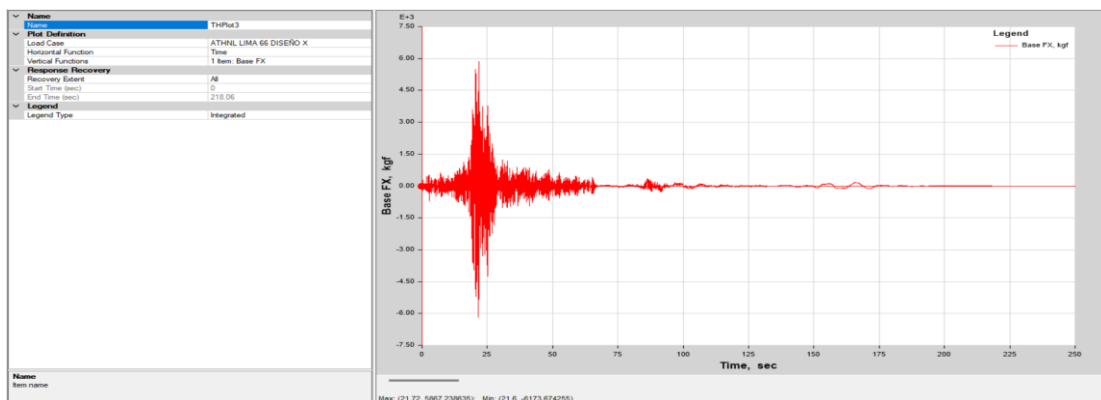


Figura 228

Pseudo Spectral acceleration PSA en X, ATHNL

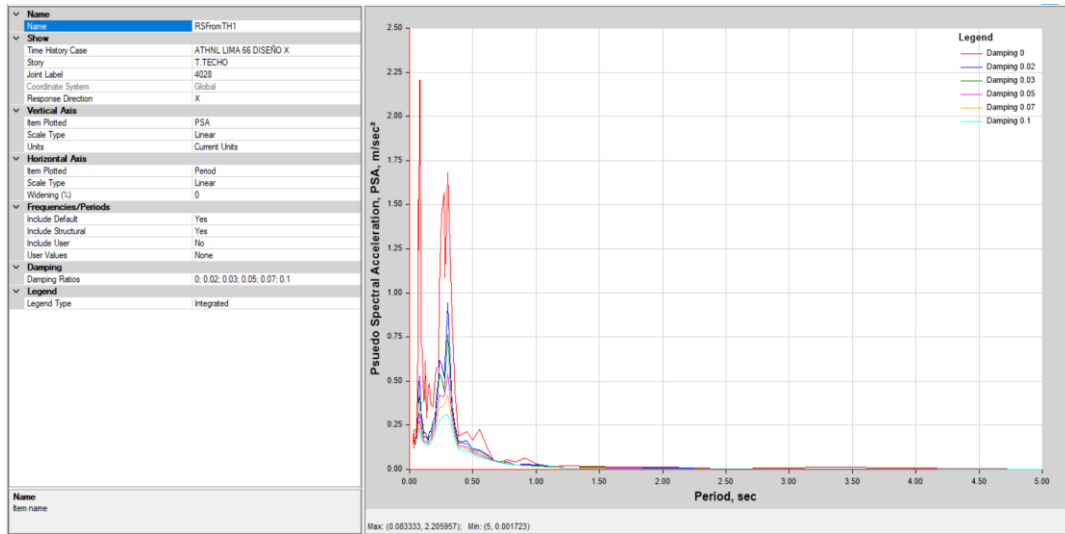


Figura 229

Sismo Y, Casos de carga para Análisis THNL

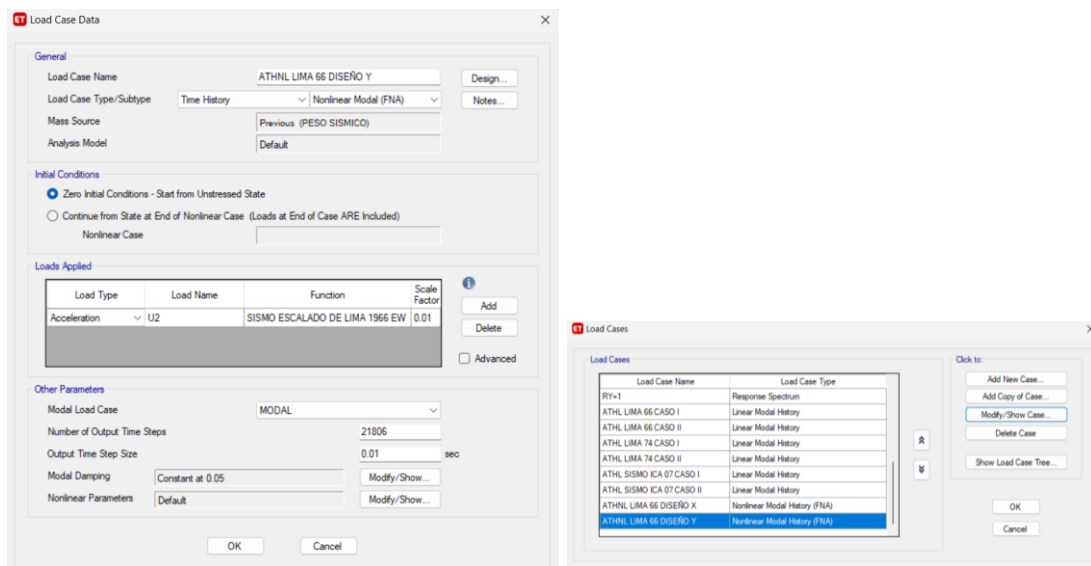


Figura 230

Sismo Y, ATHNL

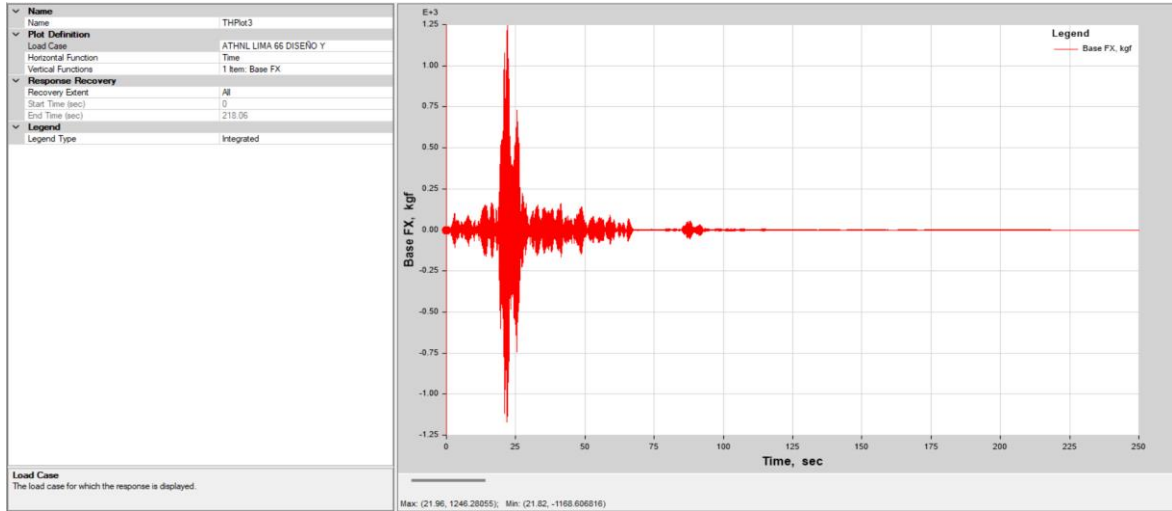
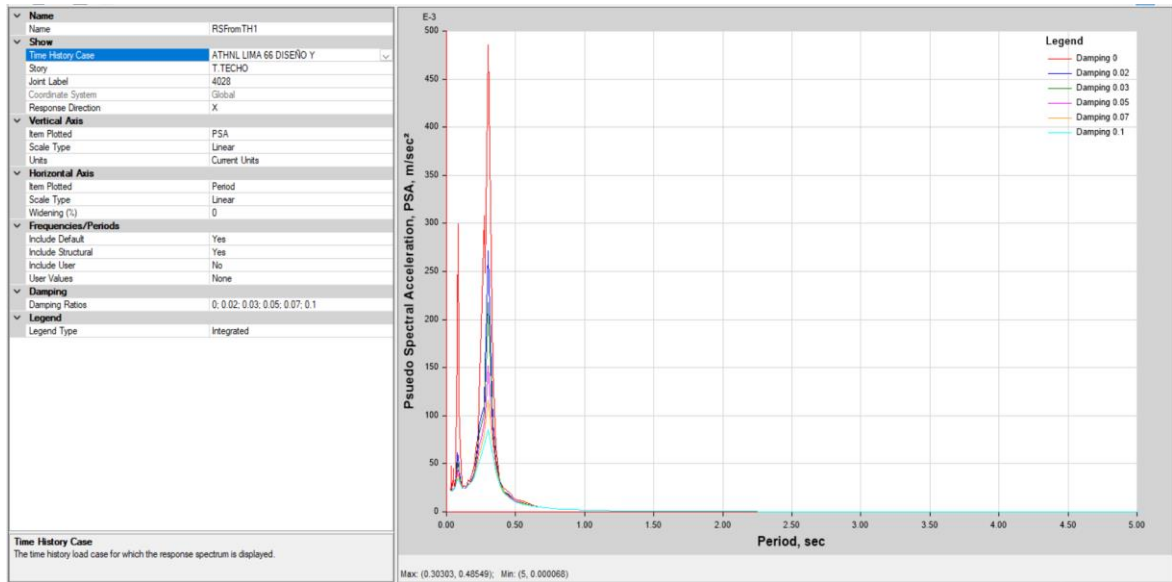


Figura 231

Pseudo Spectral acceleration PSA en Y, ATHNL



Resultados del Análisis T. Historia No lineal

Figura 232

Resultados de Análisis tiempo historia No lineal

CONTROL DE DERIVAS						
SISMO DE DISEÑO X-X, (CASO2-EW)						
Nivel	Carga Caso/Combo	UX (m)	DESPLAZ.RELATIVO	ALTURA DE ENTREPISO	DERIVA INELASTICA	COMPROBACION<= 0.007
TECHO	SISMO DINX	0.0000350	0.000004	3.25	0.0000012	CORRECTO
Nivel 4	SISMO DINX	0.0000310	0.000007	3.25	0.0000022	CORRECTO
Nivel 3	SISMO DINX	0.0000240	0.000009	3.25	0.0000028	CORRECTO
Nivel 2	SISMO DINX	0.0000150	0.000009	3.25	0.0000028	CORRECTO
Nivel 1	SISMO DINX	0.0000060	0.000006	3.25	0.0000018	CORRECTO

CONTROL DE DERIVAS						
SISMO DE DISEÑO Y-Y, (CASO 2-EW)						
Nivel	Carga Caso/Combo	UY (m)	DESPLAZ.RELATIVO	ALTURA DE ENTREPISO	DERIVA INELASTICA	COMPROBACION<= 0.007
TECHO	SISMO DINY	0.00022000	0.000022	3.25	0.0000068	CORRECTO
Nivel 4	SISMO DINY	0.00019800	0.000042	3.25	0.0000129	CORRECTO
Nivel 3	SISMO DINY	0.00015600	0.000056	3.25	0.0000172	CORRECTO
Nivel 2	SISMO DINY	0.00010000	0.000061	3.25	0.0000188	CORRECTO
Nivel 1	SISMO DINY	0.00003900	0.000039	3.25	0.0000120	CORRECTO

4.4 Prueba Estadística

U Mann-Whitney. Si para dos grupos independientes existe una variación en la variable dependiente, la prueba U de Mann-Whitney compara estadísticamente la media. Puede demostrar si la distribución de la variable dependiente es igual para los dos grupos y, por lo tanto, para la misma población de esta manera.

Grupo 1: Los Resultados de Desplazamiento del Anál. Pushover

Grupo 2: Los Resultados de Desplazamiento del Anál. T. Historia.

4.5 Comprobación de Hipótesis

Hipótesis:

H0: No existe diferencia significativa en los resultados de desplazamiento del Anál. Pushover y T. Historia.

H1: Existe diferencia significativa en los resultados de desplazamiento del Anál. Pushover y T. Historia.

Aplicación: Comparar valores promedio de desplazamiento de ambos grupos.

Figura 233

Prueba de Kolmogórov-Smirnov para una muestra

		Desplazamientos	Tipo de Análisis
N		304	304
Parámetros normales ^{a,b}	Media	1413,29	1,50
	Desv. Desviación	1486,087	,501
Máximas diferencias extremas	Absoluta	,326	,341
	Positivo	,326	,341
	Negativo	-,213	-,341
Estadístico de prueba		,326	,341
Sig. asin. (bilateral) ^c		<.001	<.001
Sig. Monte Carlo (bilateral) ^d	Sig.	,000	,000
	Intervalo de confianza al 99%	Límite inferior	,000
		Límite superior	,000

Del análisis estadístico de prueba se puede ver que se trata de datos no paramétricos que no cumple los supuestos de Distrib. Normal, Homocedasticidad, por lo que usaremos el Método estadístico No paramétrico de U Mann-Whitney para comparar ambos grupos.

Figura 234

Rangos promedio de los desplazamientos

	Tipo de Análisis	N	Rango promedio	Suma de rangos
Desplazamientos	Pushover	152	228,50	34732,00
	Tiempo Historia	152	76,50	11628,00
Total		304		

Figura 235

Estadísticos de prueba

Desplazamientos	
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	11628,000
Z	-15,119
Sig. asin. (bilateral)	<.001

a. Variable de agrupación: Tipo de Análisis

De las estadísticas de prueba No paramétrico de U Mann-Whitney, realizada con ambos grupos se puede ver que con una probabilidad de error menor a 0.00001%, existe diferencia muy significativa en los resultados de desplazamiento del Anál. Pushover y T. Historia.

Con los datos analizados en ambos grupos de desplazamiento del Anál. Pushover y T. Historia, se pudo demostrar que existe diferencia muy significativa en los resultados de desplazamiento del Anál. Pushover y T. Historia.

4.6 Discusión de Resultados

De la capacidad sismorresistente de la estructura del C.S. Conchopata y después del análisis Pushover según SEAOC Visión 2000 Committe se obtuvo los siguientes resultados:

- **En la dirección X-X**, se obtuvo el punto de demanda o agotamiento de la capacidad de $DU=4.083977$, $FU=1487764$ y el punto de fluencia efectiva de la estructura $DY=2.354797$, $FY=1028093$, y una sobre resistencia de $R=1.4471$ y una ductilidad de $u=1.73432$.
- **En la dirección Y-Y**, se obtiene el punto de demanda o agotamiento de la capacidad, $DU=4.975158$, $FU=1686619$ y el punto de fluencia efectiva de la estructura $DY=2.413109$, $FY=1009363$, y una sobre resistencia $R=1.6710$ y una ductilidad de $u=2.06172$.

Del análisis de los niveles de desempeño del C.S. Conchopata según SEAOC Visión 2000 Committe en la Dirección X-X y Y-Y se obtuvo los siguientes resultados:

- Con un sismo de **DISEÑO FRECUENTE** (43 años) en la dirección X-X y Y-Y, la estructura del C.S. de Conchopata adquiere un nivel de desempeño de la estructura **totalmente Operacional**, llegando a un objetivo **BÁSICO** según los niveles de desempeño sísmico para edificios (**SEAOC Visión 2000 Committe**).
- Con sismo de **DISEÑO OCASIONAL** (72 años) en la dirección X-X y Y-Y, la estructura del C.S. de Conchopata adquiere un nivel de desempeño de la estructura **totalmente Operacional**, llegando a un objetivo **ESCENCIAL** según los niveles de desempeño sísmico para edificios (**SEAOC Visión 2000 Committe**).
- Con sismo de **DISEÑO RARO** (475 años) en la dirección X-X y Y-Y, la estructura del C.S. de Conchopata adquiere un nivel de desempeño de la estructura **Operacional**, llegando a un objetivo **ESCENCIAL** según los niveles de desempeño sísmico para edificios (**SEAOC Visión 2000 Committe**).
- Con sismo de **DISEÑO MUY RARO** (970 años) en la dirección X-X y Y-Y, la estructura del C.S. de Conchopata adquiere un nivel de desempeño de la estructura

totalmente Operacional, llegando a un objetivo **BÁSICO** según los niveles de desempeño sísmico para edificios (**SEAOC Visión 2000 Committe**).

De la capacidad sismorresistente de la estructura después del análisis Pushover según el análisis de los niveles según ASCE-SEI41-13 en la Dirección X-X y Y-Y se obtuvo los siguientes resultados:

- **En la dirección X-X**, se obtuvo el punto de demanda o agotamiento de la capacidad $DU=4.083977$, $FU=1487764$ y el punto de fluencia efectiva de la estructura $DY=2.354797$, $FY=1028093$, y una sobre resistencia de $R=1.4471$ y una ductilidad de $u=1.73432$.
- **En la dirección Y-Y**, se obtuvo el punto de demanda o agotamiento de la capacidad $DU=4.975158$, $FU=1686619$ y el punto de fluencia efectiva de la estructura $DY=2.413109$, $FY=1009363$, y una sobre resistencia de $R=1.6710$ y una ductilidad de $u=2.06172$.

Del análisis los niveles de desempeño según ASCE-SEI41-13 en la dirección X-X y Y-Y se obtuvo los siguientes resultados:

- Con un nivel de amenaza sísmica **FRECUENTE** (50% en 50 años) en la dirección X-X y Y-Y, la estructura del C.S. de Conchopata adquiere un nivel de desempeño de **(a). OPERACIONAL (1-A)**, según los Objetivos de desempeño **ASCE-SEI41-13**.
- Con un nivel de amenaza sísmica **OCASIONAL** (20% en 50 años) en la dirección X-X y Y-Y, la estructura del C.S. de Conchopata adquiere un nivel de desempeño de **(e). OPERACIONAL (1-A)**, según los Objetivos de desempeño **ASCE-SEI41-13**.
- Con un nivel de amenaza sísmica **RARO** (5% en 50 años) en la dirección X-X y Y-Y, la estructura del C.S. de Conchopata adquiere un nivel de desempeño **(k)** de **SEGURIDAD DE VIDA (3-C)**, según los Objetivos de desempeño **ASCE-SEI41-13**.

De la capacidad sismorresistente de la estructura después del análisis Pushover según el análisis de los niveles según ATC-40 en la Dirección X-X y Y-Y se obtuvo los siguientes resultados:

- **En la dirección X-X**, se obtuvo el punto de demanda o agotamiento de la capacidad $DU=4.083977$, $FU=1487764$ y el punto de fluencia efectiva de la estructura $DY=2.354797$, $FY=1028093$, y una sobre resistencia de $R=1.4471$ y una ductilidad de $u=1.73432$.
- **En la dirección Y-Y**, se obtuvo el punto de demanda o agotamiento de la capacidad $DU=4.975158$, $FU=1686619$ y el punto de fluencia efectiva de la estructura $DY=2.413109$, $FY=1009363$, y una sobre resistencia de $R=1.6710$ y una ductilidad de $u=2.06172$.

Del análisis los niveles de desempeño según ATC-40 en la dirección X-X y Y-Y se obtuvo los siguientes resultados:

- Con un nivel de amenaza sísmica de Servicio (SE) (43 años) en la dirección X-X, la estructura del C.S. de Conchopata adquiere un nivel de desempeño de **SEGURIDAD DE VIDA (V)**, según los Objetivos de desempeño de seguridad básica (ATC-40,1996).
- Con un nivel de amenaza sísmica de Servicio (SE) (43 años) en la dirección Y-Y, la estructura del C.S. de Conchopata adquiere un nivel de desempeño de **OPERACIONAL (V)**, según los Objetivos de desempeño de seguridad básica (ATC-40,1996)
- Con un nivel de amenaza sísmica de Diseño (DE) (72 años) en la dirección Y-Y, la estructura del C.S. de Conchopata adquiere un nivel de desempeño de **OCUPACIÓN INMEDIATA (V)**, según los Objetivos de desempeño de seguridad básica (ATC-40,1996).

Conclusiones

A. Conclusiones del Objetivo General:

- Se verificó el nivel de desempeño sísmica mediante el A.E. No lineal Push Over y Tiempo historia como método de evaluación rápida, concluyéndose que para el cálculo del sismo de diseño se emplearon los parámetros de la norma **E.030**; para los demás niveles se emplearon factores proporcionados por el **ASCE-SEI41-13** y **ATC-40**. La norma **E.030** fue esencial, ya que representa las condiciones sísmicas locales de manera más directa y precisa.
- El centro de salud de Conchopata, construido con pórticos de concreto armado, ha logrado un desempeño sísmico **ACEPTABLE** en ambas direcciones (X, Y); según la norma peruana **E.030** y los códigos de diseño como **FEMA**.
- La formación y evolución de las articulaciones plásticas a lo largo de este proceso fue clave para determinar la curva de capacidad de la estructura.
- La curva de capacidad obtenida en el análisis Pushover del C.S. de Conchopata, relación entre el desplazamiento en el techo de la estructura y el cortante en la base, fueron construidas a partir de la identificación de las articulaciones plásticas formadas en los diferentes niveles de carga.
- Del análisis se concluye que es conveniente reforzar de manera puntual la estructura debido a su incapacidad en algunos elementos estructurales. Las columnas que experimentaron los primeros mecanismos de falla (rótulas plásticas). El objetivo de desempeño deseado, es decir, la seguridad de vida para un sismo de diseño, fue confirmado al examinar la estructura reforzada.
- Las articulaciones plásticas han sido imprescindibles para el análisis Pushover en el C.S. Conchopata ya que permitió modelar el comportamiento no lineal de la estructura.
- Finalmente, los niveles de desempeño sísmico de la estructura del C.S. Conchopata, los niveles de amenaza sísmica y los objetivos de desempeño para

la estructura del C.S. Conchopata han sido los criterios fundamentales para determinar el análisis estático no lineal o Pushover en la estructura.

- Para el **ATHNL** se utilizó como complemento y a manera de verificación, con acelerogramas reales de sismos registrados por **RENACIS** de la red Acelerográfica de la **CISMID**, para simular la respuesta dinámica de la estructura a lo largo del tiempo.
- Este método permitió capturar los efectos de la no linealidad del material y la geometría de la estructura del C.S. Conchopata de manera más realista, ya que considera la evolución de los daños a lo largo del evento sísmico.
- Los resultados del **ATHNL**, como las fuerzas cortantes en los elementos, en la Base y las Derv.Δs de entrepiso, resultaron menores que los resultados obtenidos en el análisis **PUSHOVER**.
- Los resultados del análisis pushover, como las fuerzas cortantes y desplazamientos máximos, fueron mayores que los obtenidos con el **ATHNL**, ya que el resultado es más real capturando completamente la demanda sísmica dinámica, cuyo resultado fue mucho menor que las fuerzas monotónicas aplicadas.
- A diferencia del análisis pushover que utiliza cargas laterales incrementales monotónicas, el **ATHNL** simula la respuesta de la estructura a registros sísmicos reales, considerando la variación temporal de las cargas.
- Por lo tanto, los resultados de ambos métodos pueden diferir significativamente, siendo el **ATHNL** generalmente más conservador en la estimación de las solicitudes sísmicas.

B. Conclusiones del Objetivo específico 1:

- Se definió **la linealidad de los materiales** como diseño estructural convencional para el C.S. Conchopata como proceso de diseño sismorresistente con los modelos de idealización Esfuerzo-Deformación del Acero y Concreto No Confinado-Modelo de Hognestad convencional según

E.030. Aplicándosele las penalidades por irregularidad en planta y en elevación durante el proceso de diseño del C.S. Conchopata para I_p (Irregularidad en planta) = 1, y I_a (Irregularidad en elevación) = 1, la estructura adoptó la forma del terreno cortada en sus extremos en planta, del análisis se concluyó que la estructura del C.S. Conchopata es una estructura regular tanto en planta como en elevación.

- Para la **no linealidad de los materiales** se trabajó con los modelos de Concreto Confinado del Modelo de Kent Park y Concreto Confinado del Modelo de Mander, concluyéndose que mientras que el modelo de Kent y Park es más limitado en su aplicación a geometrías específicas, como columnas cuadradas o rectangulares y no considera un aumento en la resistencia, sin embargo, el modelo de Mander ofrece una mayor flexibilidad y una representación más completa del efecto del confinamiento en el concreto. Este modelo es más versátil y se puede aplicar a secciones circulares, rectangulares o cuadradas. Es útil en situaciones donde se necesita un análisis más detallado del comportamiento del concreto bajo diferentes condiciones de carga y geometría.
- Los parámetros para el análisis sismorresistente de la norma **E.030**, fueron **$Z=0.25$, $U=1.5$ y $S=1.2$** usados en el cálculo la demanda sísmica, el factor de reducción de fuerzas sísmicas “R” se consideró igual a 1. Para iniciar con el análisis no lineal.
- La estructura del C.S. Conchopata cumplió con los parámetros de estructuración resultando sus 2 primeros modos de vibración traslacionales y el 3er modo resultó rotacional, obteniéndose como primer periodo de vibración de 0.302 segundos.
- Para el análisis Pushover se usó el **FEMA**, donde como condición para la aplicación del método es que sea una estructura regular y su periodo de vibración fundamental no exceda de un segundo, la estructura del C.S.

Conchopata obtuvo como primer periodo de vibración de 0.302 segundos menor a uno. Esto fue crucial para continuar con nuestro posterior análisis.

C. Conclusiones para el Objetivo específico 2:

- Al elaborar la curva capacidad con el método no lineal de Push Over concluyéndose de que la capacidad de la estructura del C.S. de Conchopata **NO FUE SUPERADA POR LA DEMANDA**, ya que el desempeño sísmico de ambas direcciones de análisis (X, Y) cumpliéndose con los objetivos de comportamiento deseados para la estructura.
- Se le aplico las cargas lateral incrementales a la estructura el C.S. Conchopata hasta alcanzar su colapso. Este método no considero la variación de la respuesta a lo largo del tiempo, sino que proporciona una estimación de la capacidad última de la estructura. La formación y evolución de las articulaciones plásticas a lo largo de este proceso fue clave para determinar la curva de capacidad de la estructura.
- Con la rigidez lateral aumentada significativamente en el reforzamiento de la estructura; se redujo el tiempo de vibración y las derivas máximas de piso; se cumplió con los objetivos de desempeño para la estructura del C.S. de Conchopata. Extraídas de la evaluación de los niveles de desempeño de **FEMA** en las direcciones X-X y Y-Y.
- La estructura del C.S. de Conchopata soportará movimientos moderados y severos, que pueden ocurrir en el sitio durante su vida de servicio, experimentando posibles daños dentro de sus límites aceptables que podrán requerir una reparación previa a futuro para la recuperación del edificio.
- Las columnas presentaron mecanismos de falla con anticipación; esto indica que la estructura carece de una capacidad de ductilidad adecuada, una característica esencial para disipar energía en el rango no lineal.
- Debido a que en la dirección X-X hay elementos con mayor sección transversal que en la dirección Y-Y, es que la estructura tuvo una mejor capacidad de

desempeño en la dirección X-X. Determinar la capacidad de la estructura en ambas direcciones de análisis fue necesario y útil, ya que, a pesar de su regularidad y simetría, el Espectro y la Curva de Capacidad calculados tienen características distintas.

D. Conclusiones para el Objetivo específico 3:

- Se determinó el punto de desempeño según ASCE-SEI41-13 de la Curva Capacidad con el método no lineal Pushover para el C.S. Conchopata obteniéndose los siguientes resultados:

En la dirección X-X, se obtuvo el punto de demanda o agotamiento de la capacidad $DU=4.083977$, $FU=1487764$ y el punto de fluencia efectiva de la estructura $DY=2.354797$, $FY=1028093$, y una sobre resistencia de $R=1.4471$ y una ductilidad de $u=1.73432$.

En la dirección Y-Y, se obtuvo el punto de demanda o agotamiento de la capacidad $DU=4.975158$, $FU=1686619$ y el punto de fluencia efectiva de la estructura $DY=2.413109$, $FY=1009363$, y una sobre resistencia de $R=1.6710$ y una ductilidad de $u=2.06172$.

E. Conclusiones para el Objetivo específico 4:

- Se estableció los niveles de desempeño según SEAOC Visión 2000 Committe de la Curva Capacidad con el método no lineal Pushover para el C.S. Conchopata obteniéndose los siguientes resultados:
- **DISEÑO FRECUENTE** (43 años) en la dirección X-X y Y-Y, la estructura del C.S. de Conchopata adquiere un nivel de desempeño de la estructura **totalmente Operacional**, llegando a un objetivo **BÁSICO** según los niveles de desempeño sísmico para edificios (**SEAOC Visión 2000 Committe**).
- **DISEÑO OCASIONAL** (72 años) en la dirección X-X y Y-Y, la estructura del C.S. de Conchopata adquiere un nivel de desempeño de la estructura **totalmente Operacional**, llegando a un objetivo **ESENCIAL** según los niveles de desempeño sísmico para edificios (**SEAOC Visión 2000 Committe**).

- **DISEÑO RARO** (475 años) en la dirección X-X y Y-Y, la estructura del C.S. de Conchopata adquiere un nivel de desempeño de la estructura **Operacional**, llegando a un objetivo **ESENCIAL** según los niveles de desempeño sísmico para edificios (**SEAOC Visión 2000 Committe**).
- **DISEÑO MUY RARO** (970 años) en la dirección X-X y Y-Y, la estructura del C.S. de Conchopata adquiere un nivel de desempeño de la estructura **totalmente Operacional**, llegando a un objetivo **BÁSICO** según los niveles de desempeño sísmico para edificios (**SEAOC Visión 2000 Committe**).

Recomendaciones

A. Recomendaciones del Objetivo General:

- En la etapa de diseño siempre se debe buscar una estructuración en base a columna fuerte-vigas débil, así como también darle una mayor rigidez a los elementos estructurales que se ubican en dirección de menor luz, vista en planta, para compensar las rigideces en ambas direcciones de la estructura, evitar las posibles torsiones accidentales que se puedan generar.
- Verificar los controles de diseño sismorresistente del **A.E.L** de C°A° según la norma sismorresistente **E.030** antes de iniciar con la aplicación del análisis de desempeño de la estructura, obteniendo los diseños de acero en vigas, columnas y muros estructurales.
- Verificar el peso para realizar el cálculo de los coeficientes, a partir de ello realizar **AENL**, y con los coeficientes repartir la Fuerza cortante hasta hacer colapsar al edificio, para luego verificar la curva de la demanda y partir de él determinar el desempeño de la estructura en ambas direcciones.
- Se recomienda analizar bien el método que se va a utilizar antes de aplicar los fact. de carga lateral estipulados por **FEMA-Pushover** (Método de los coef. de desplazamientos FEMA356/Método de espectro capacidad ATC 40).
- Debemos conocer las respuestas de los componentes de vigas, columnas y muros estructurales que van más allá del rango lineal para definir y asignar las rótulas plásticas de los elementos estructurales de acuerdo a su tipo de falla, estos valores del momento rotación del modelo de la rótula en vigas, columnas y muros estructurales son obtenidos por medio de pruebas experimentales o de las Tablas **ASCE/SEI 41-13**, también conocidas como relaciones generalizadas fuerza-deformación.
- Debemos conocer las respuestas de los componentes de vigas, columnas y muros estructurales que van más allá del rango lineal para definir y asignar las rótulas plásticas de los elementos estructurales de acuerdo a su tipo de falla,

estos valores del momento rotación del modelo de la rótula en vigas, columnas y muros estructurales son obtenidos por medio de pruebas experimentales o de las Tablas **ASCE/SEI 41-13**, también conocidas como relaciones generalizadas fuerza-deformación.

- Con el desarrollo del momento rotación de todos los elementos estructurales se recomienda obtener la curva capacidad de la estructura en ambas direcciones. A través del comportamiento de las rótulas plásticas es que se obtuvo la curva capacidad de la estructura.
- Finalmente recomendamos y sugerimos a los estudiantes, docentes e investigadores en general de continuar con la mejora y la aplicación de esta investigación del análisis de Desempeño Sísmico de Centros de Salud mediante el Análisis Estático no lineal Pushover y Tiempo Historia como método de evaluación rápida.

B. Recomendaciones del Objetivo específico 1:

- Al inicio siempre se debe hacer un análisis de los modelos de idealización de curvas de esfuerzo-deformación del acero, concreto confinado y no confinado y sus propiedades, dentro del análisis lineal y no lineal de materiales.

C. Recomendaciones del Objetivo específico 2:

- Revisar los diagramas de momento curvatura y rotación, deformación máxima, ductilidad por rotación y deflexión de las secciones de las componentes estructurales vigas (reforzada y sobredoradas), columnas y placas. Con el fin de maximizar la ductilidad y la capacidad a flexión de la estructura, se busca alcanzar su máximo potencial. El fundamento del análisis dinámico no lineal y estático no lineal es la relación momento curvatura.

D. Recomendaciones del Objetivo específico 3:

- Recomendamos asegurar de que el modelo estructural refleje adecuadamente las características geométricas y materiales de la edificación. Utilice un modelo que represente correctamente los elementos estructurales y sus interacciones y

defina las propiedades del concreto y el acero, considerando sus comportamientos no lineales. Esto incluye la curva esfuerzo-deformación para ambos materiales, que influye en la respuesta de la estructura bajo cargas sísmicas.

E. Recomendaciones del Objetivo específico 4:

- Compara la curva de capacidad obtenida a partir del análisis pushover con un espectro de demanda sísmica apropiado para la zona de intervención. Esto te ayudará a identificar si la estructura cumple con los requisitos establecidos para los diferentes niveles de desempeño.
- Localiza el punto donde la curva de capacidad intercepta el espectro de demanda. Este punto indica el nivel máximo de carga sísmica que puede soportar la estructura sin comprometer su integridad.

Referencias

- Hammal, S., Bourahla, N., & Laouami, N. (2020). *Revista de ingeniería civil*. 6(6), 1124–1135.
- Handana, M. A. P., Karolina, R., & Steven. (2020). *Machine Translated by Google STUDI KASUS GOOGLE Machine Translated by Google*. 12(1), 1–2.
- Inamasu, H., & Lignos, D. G. (2022). *Machine Translated by Google Estructuras de ingeniería empotradas mientras exhiben deformaciones inelásticas*. 251.
- John, A., Hidayat, I., Conf, I. O. P., Medio, S., Terrestre, A., Pierre, A. J., & Hidayat, I. (2020). *hormigón armado con análisis pushover Comportamiento sísmico de estructuras de hormigón armado con análisis pushover*.
- Li, S., Xiang, P., Wei, B., & Yan, L. (2020). *Un procedimiento estático no lineal para el diseño sísmico de Puentes irregulares simétricos*. 2020.
- Pierre, A. J., & Hidayat, I. (2020). Seismic performance of reinforced concrete structures with pushover analysis. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 426(1). <https://doi.org/10.1088/1755-1315/426/1/012045>
- Saeid Foroughi a, y S. B. Y. a. (2020). *Machine Translated by Google Investigación del comportamiento no lineal de muros de cortante de hormigón armado de alta ductilidad Machine Translated by Google*. 04(02), 116–128.
- Sampieri, D. R. H. (Ed.). (2014). *Dr. Roberto Hernández Sampieri* (6ta Edición). McGRAW-HILL.iMexicana, Miembro de la Cámara Nacional de la Industria Editorial.
- Seong, D., Kim, T., Oh, M., & Shin, H. (2011). *Inelastic Performance of High-Strength*

Concrete Bridge Columns under Earthquake Loads. 9(2), 205–220.

Suwondo, R., & Alama, S. (2020). *Evaluación sísmica de pórticos resistentes a momento de hormigón armado mediante análisis pushover* Evaluación sísmica de pórticos resistentes a momento de hormigón armado mediante análisis pushover. 0–7.

Cagua, B. &. (2023). Análisis Estático No Lineal de Pórticos de Acero empleando OpenSees y CEINCI LAB. X. *zenodo.7504018.*, 87-101.

Quispe Cartolin, P. J. (2021). *Comparación entre análisis dinámico tiempo-historia en sismos frecuentes y análisis espectral para un edificio de vivienda de 14 pisos.* Repositorio Institucional de la PUCP, 250.

James A. O'Rourke, R. A. (1995). *Visión 2000.* Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC). 120.

Apéndice

Figura 236

Operacionalización de Variables

Variable	Definición Conceptual	Dimensiones	Indicadores	Escala de Medición
V2. Dependiente X	<p>Análisis estático no lineal (Pushover), “Consiste en la aplicación de fuerzas laterales incrementales a una estructura para visualizar su probable desempeño ante acciones sísmicas” (Cagua, 2023, pp. 87-101).</p> <p>Tiempo historia, “Este método simula la respuesta de una estructura a lo largo del tiempo utilizando registros de aceleración sísmica específicas. Se calcula la respuesta de la estructura en cada instante” (Quispe Cartolin, 2021, pág. 100).</p>	<ul style="list-style-type: none"> Modelo Estructural según la Norma sismorresistente E.030 y el FEMA. 	<ul style="list-style-type: none"> Materiales de los elementos estructurales (linealidad (Asl, Ast)). Secciones de los elementos (no linealidad geométrica) Materiales de los elementos estructurales no linealidad de materiales (rótulas plásticas)) 	<p>Numérico Variable continua</p>
	<p>Desempeño sísmico, “El desempeño sísmico implica evaluar la respuesta de las edificaciones ante distintos niveles de movimiento del terreno, estableciendo criterios para clasificar su comportamiento” (James A. O'Rourke, 1995, pág. 80).</p>			
V2. Dependiente Y		<ul style="list-style-type: none"> Evaluación y Análisis por Desempeño de la estructura. 	<ul style="list-style-type: none"> Espectro Objetivo Curva de desempeño Puntos de desempeño sísmico 	<p>Numérico Variable continua</p>

Figura 237

Matriz de consistencia

Problema General	Objeto General	Hipótesis General	Variables e indicadores	Metodología
<ul style="list-style-type: none"> ¿Cuál es el nivel de desempeño sísmico mediante el análisis estático no lineal Push Over y Tiempo historia como método de evaluación rápida en los proyectos de salud en Ayacucho, 2024? 	<ul style="list-style-type: none"> Verificar el nivel de desempeño sísmico en los proyectos de salud en Ayacucho, como método de evaluación rápida frente a un sismo aplicando el Análisis estático no lineal Push Over y tiempo historia. 	<ul style="list-style-type: none"> El nivel de desempeño sísmico contribuye técnicamente en los proyectos de salud en Ayacucho, como método de evaluación rápida frente a un sismo aplicando el Análisis estático no lineal Push Over y tiempo historia. 	<p>Variable independiente X:</p> <ul style="list-style-type: none"> Análisis estático no lineal (Pushover) y Tiempo historia <p>Indicador:</p> <ul style="list-style-type: none"> Materiales de los elementos estructurales (linealidad (Asl, Ast)). Secciones de los elementos (no linealidad geométrica) Materiales de los elementos estructurales no linealidad de materiales (rótulas plásticas)) Curva Capacidad Pushover Espectro de registro sísmico (Desplazamiento y aceleraciones de entrepiso). 	<p>Enfoque:</p> <p>Investigación cuantitativa.</p> <p>Tipo:</p> <p>Aplicativa-Tecnológica</p> <p>Nivel:</p> <p>Descriptivo-Explicativo</p> <p>Diseño de investigación:</p> <p>No experimental de Tipo Transversal.</p> <p>Método:</p> <p>Lógico-Deductivo</p> <p>Universo:</p> <p>Todos los proyectos de los establecimientos de salud en Ayacucho.</p>
<p>Problemas Específicos</p>	<p>Objetivos Específicos</p>	<p>Hipótesis Específica</p>		

<ul style="list-style-type: none"> • ¿De qué manera la linealidad, no linealidad fisicade los materiales como diseño estructural convencional en los proyectos de salud en Ayacucho, será un factor determinante en el análisis por desempeño sísmico en los proyectos de salud en Ayacucho, 2024? • ¿Sera posible encontrar curva capacidad con el método no lineal de Push Over en los proyectos de salud en Ayacucho, 2024? • ¿Sera posible determinar el espectro capacidad con el método tiempo historia en los proyectos de salud en Ayacucho, 2024? • ¿Sera posible el punto de desempeño de curva capacidad con el método no lineal de Push Over sísmico en los proyectos de salud en Ayacucho, 2024? • ¿Sera posible establecer los niveles de desempeño de curva capacidad con el método no lineal de Push Over en la evaluación por desempeño sísmico en los proyectos de salud en Ayacucho, 2024? 	<ul style="list-style-type: none"> • Definir la linealidad, no linealidad fisicade los materiales como diseño estructural convencional en los proyectos de salud en Ayacucho, 2024. • Encontrar la curva capacidad con el método no lineal de Push Over en los proyectos de salud en Ayacucho, 2024. • Determinar el espectro capacidad con el método tiempo historia en los proyectos de salud en Ayacucho, 2024. • Determinar el punto de desempeño de curva capacidad con el método no lineal de Push Over y el tiempo histórico como método verificación en los proyectos de salud en Ayacucho, 2024. • Establecer los niveles de desempeño de curva capacidad con el método no lineal de Push Over en los proyectos de salud en Ayacucho, 2024. 	<ul style="list-style-type: none"> • La definición de la linealidad, no linealidad fisicade los materiales como diseño estructural convencional en los proyectos de salud es un factor determinante en la evaluación por desempeño sísmico en los proyectos de salud en Ayacucho, 2024. • La curva capacidad con el método no lineal de Push Over es un factor determinante en la evaluación por desempeño sísmico Over en los proyectos de salud en Ayacucho, 2024. • El espectro capacidad con el tiempo historia es un factor concluyente en la evaluación por desempeño sísmico en los proyectos de salud en Ayacucho, 2024. • El punto de desempeño de curva capacidad con el método no lineal de Push Over y el tiempo histórico como método verificación es un factor determinante en la evaluación por desempeño sísmico en los proyectos de salud en Ayacucho, 2024. • Los niveles de desempeño de curva capacidad con el método no lineal de Push Over es un factor concluyente en la evaluación por desempeño en los proyectos de salud en Ayacucho, 2024. 	<p>Variable dependiente Y:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Desempeño sísmico <p>Indicador:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Espectro Objetivo • Curva de desempeño • Puntos de desempeño sísmico. 	<p>Población:</p> <p>La población N=1, todos los proyectos de salud en Ayacucho de tipología vertical.</p> <p>Muestra:</p> <p>La muestra está constituida por la misma población. N=n=1, El "Centro de salud de Conchopata"</p> <p>Técnicas de recolección</p> <ul style="list-style-type: none"> • Análisis documental y sistemática de DIRESA y el GRA. • Observación no estructurada <p>Instrumentos de recolección</p> <ul style="list-style-type: none"> • Documentos del GRA y fuentes gubernamentales. • Libreta de campo, grabador y cámara de video. <p>Análisis e interpretación de datos</p> <ul style="list-style-type: none"> • Software SPSS V.22. • Software para el Análisis Estructural para Edificaciones ETABS, ATC 40, FEMA, ASCE/SEI, VISIÓN 2000.
--	---	--	--	--

Figura 239

Plano en planta y secciones AA-BB

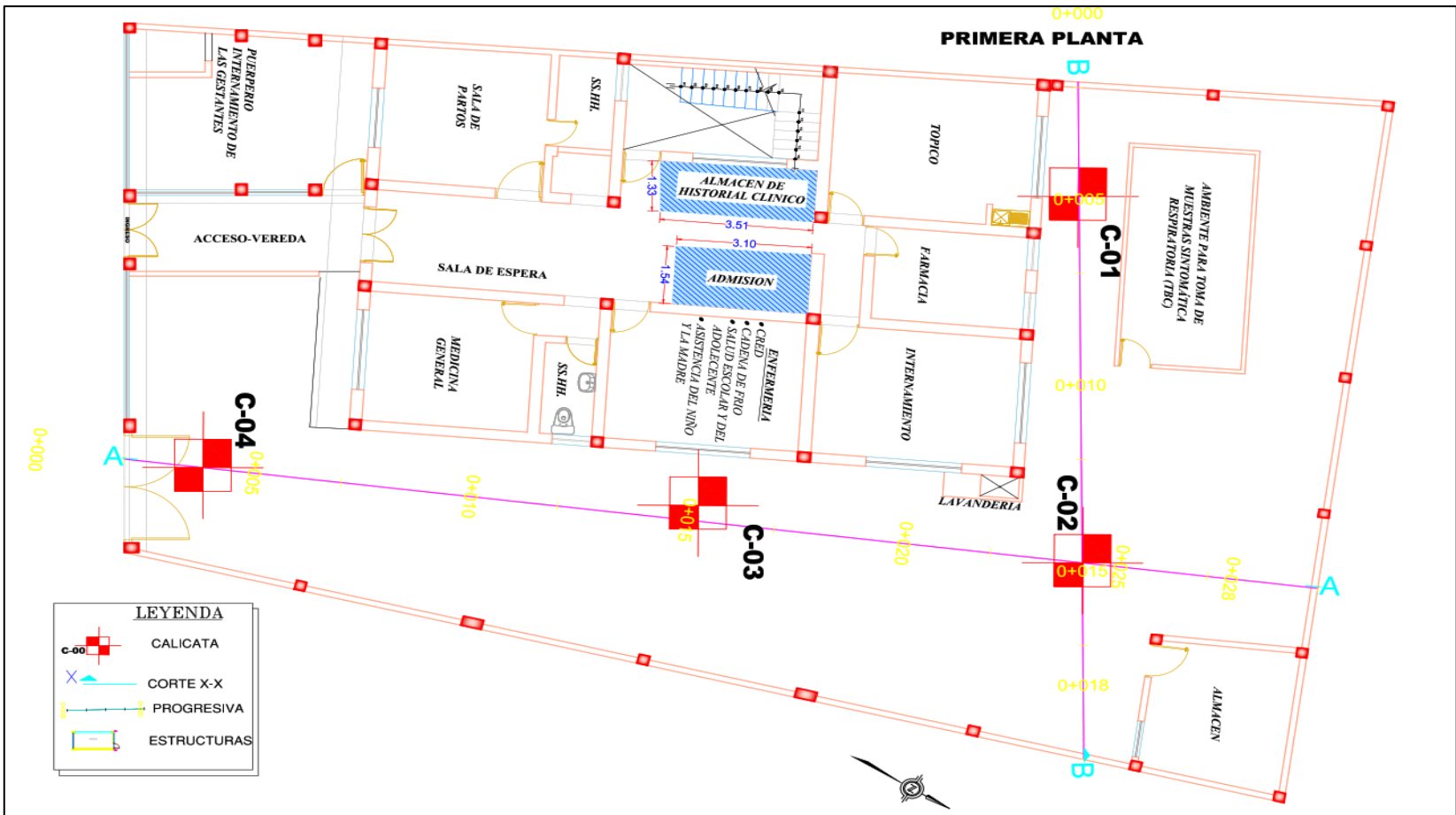


Figura 240

Plano Perfil estratigráficos AA-BB

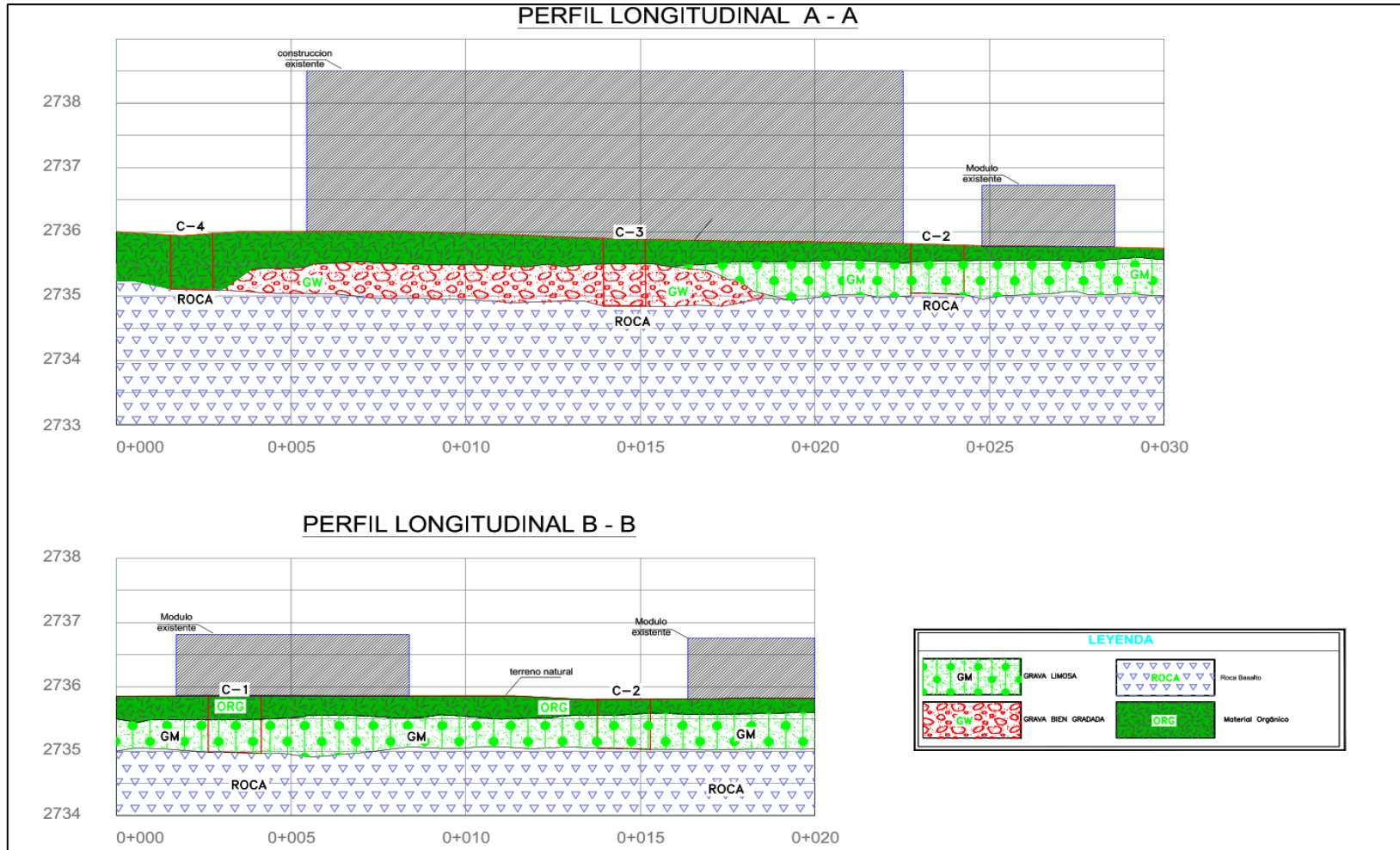


Figura 241

Plano Geológico Local de Ayacucho

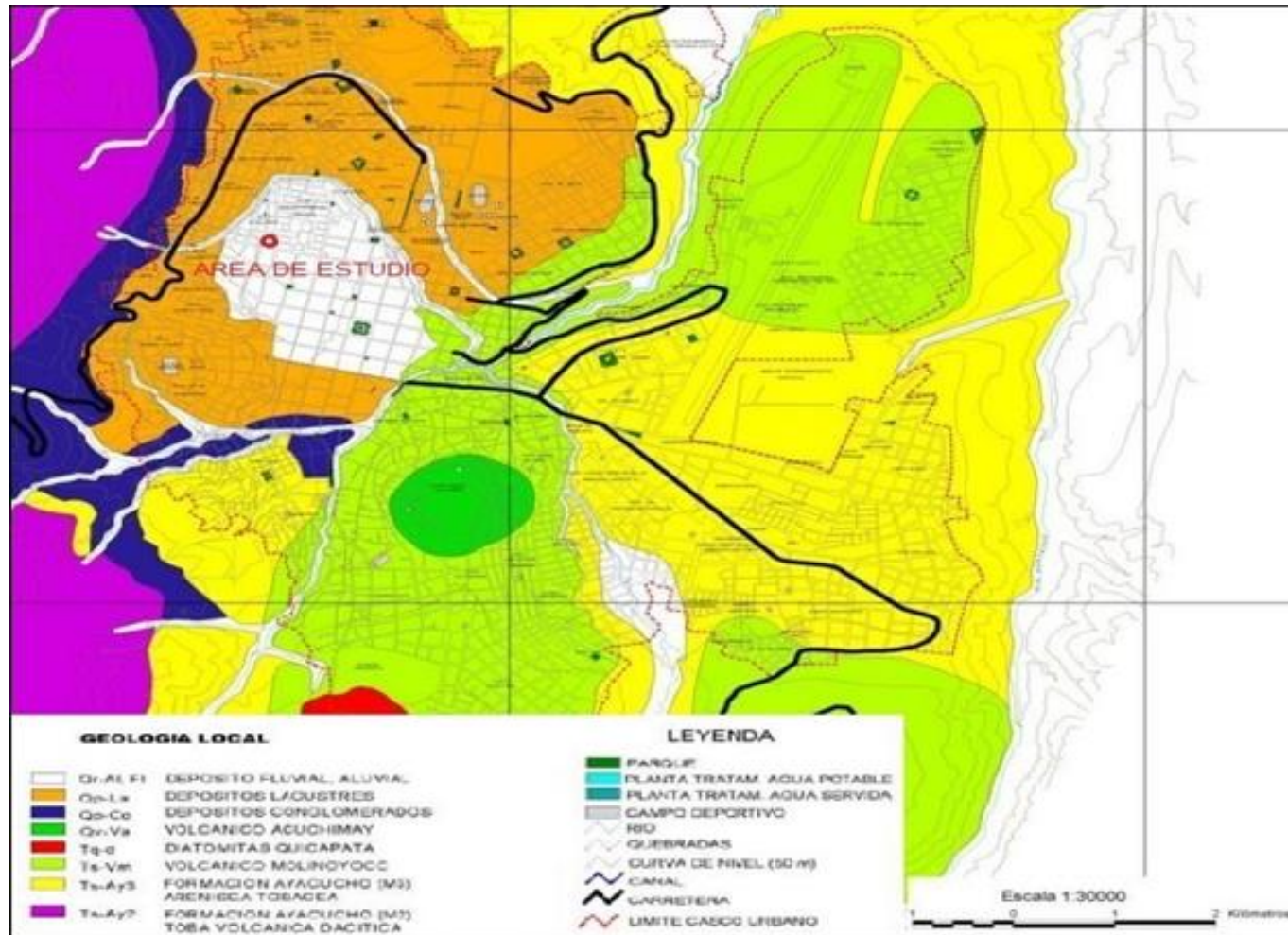


Figura 242

Tomás fotográficas de la exploración de suelos

