

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL



**Análisis sísmico del módulo tipo 780 pre NDSR-1997 y comparativa ante la
variación del tipo de sistema estructural a una estructura de concreto
armado y pórticos de acero aplicando arriostres de pandeo restringido en
ambos sistemas**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL AMBIENTAL**

AUTOR

Ronaldiny Salome Montalvo Santisteban

ASESOR

Jorge Enrique Álvarez Ruffrán

<https://orcid.org/0000-0002-5321-8500>

Chiclayo, 2023

**Análisis sísmico del módulo tipo 780 pre NDSR-1997 y
comparativa ante la variación del tipo de sistema estructural a
una estructura de concreto armado y pórticos de acero aplicando
arriostres de pandeo restringido en ambos sistemas**

PRESENTADA POR

Ronaldiny Salome Montalvo Santisteban

A la Facultad de Ingeniería de la
Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo
para optar el título de

INGENIERO CIVIL AMBIENTAL

APROBADA POR

José Alberto Acero Martínez

PRESIDENTE

José Alfredo Rolando Céspedes Deza

SECRETARIO

Jorge Enrique Álvarez Ruffrán

VOCAL

Dedicatoria

La presente investigación se la dedico a mi papá por no dejarme solo en mi proceso de aprendizaje, por tenerme paciencia, por su perseverancia, por darme facilidades, el ya en el cielo se la dedico esta investigación. A mi mamá por seguir apoyándome y brindarme la confianza para culminar mis estudios, a mis hermanas por estar en las buenas y malas, a mis amigos, asesor y profesores por el afecto y guía que me brindaron.

INFORME DE TESIS

INFORME DE ORIGINALIDAD

23%

INDICE DE SIMILITUD

23%

FUENTES DE INTERNET

1%

PUBLICACIONES

9%

TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	hdl.handle.net Fuente de Internet	5%
2	repositorio.ucv.edu.pe Fuente de Internet	2%
3	repositorio.urp.edu.pe Fuente de Internet	1%
4	repositorio.uta.edu.ec Fuente de Internet	1%
5	repositorio.uniandes.edu.co Fuente de Internet	1%
6	tesis.usat.edu.pe Fuente de Internet	1%
7	repositorio.unc.edu.pe Fuente de Internet	1%
8	creativecommons.org Fuente de Internet	1%
9	es.scribd.com Fuente de Internet	1%

Índice

Resumen	19
Abstract.....	20
Introducción.....	21
Revisión literaria.	24
Antecedentes.....	24
Internaciones.....	24
Nacionales	24
Bases teóricas	27
Sistemas de control de respuesta sísmica en edificaciones	27
Técnicas de control de respuesta sísmica en el balance de energía.....	28
Clasificación de las técnicas de control de respuesta sísmica	28
Sistemas de efecto de masa	28
Influencia de los dispositivos de control pasivo en una estructura	28
Modelos analíticos.....	28
La construcción con estructura de acero	29
Principales parámetros de los terremotos	29
Potencial destructivo de los terremotos	30
Evaluación del riesgo sísmico	30
Caracterización experimental de riostras de pandeo restringido a escala sometidas a cargas cíclicas.	31
Conceptos de vulnerabilidad y ductilidad en el proyecto sismorresistente de edificios ..	31
Evaluación del desempeño sismorresistente de edificaciones.....	32
Materiales y métodos.....	34
Tipo y nivel de investigación	34
Población, muestra	34
Técnica e instrumentos de recolección de datos.....	34

Procedimientos	35
Plan de procesamiento	39
Resultados y discusión	41
Variación de la normativa sismorresistente E030 del año 1970 al año 2019.....	41
Norma del año de 1970.....	41
Norma sismorresistente del año 1977.....	43
Norma sismorresistente del año 2019.....	45
Resultados del módulo Pre NDSR-1997 con los parámetros de la norma sismorresistente del año 1977.	48
Espectro en X	48
Espectro en Y	49
Verificación por participación modal	50
Verificación por desplazamiento lateral	50
Verificación de irregularidades	53
Análisis de cortantes basales	53
Peso sísmico de la estructura.....	54
Resultados del módulo Pre NDSR-1997 con los parámetros de la norma actual sismorresistente E030-2019.....	55
Espectro en X	55
Espectro en Y	56
Verificación por participación modal	58
Verificación por desplazamiento lateral	58
Verificación de irregularidades	60
Análisis de cortantes basales	61
Peso sísmico de la estructura.....	61
Comparativa para los espectros, distorsiones máximas y cortantes basales para ambas normas	62

Resultados del análisis estático no lineal-pushover para el módulo base con la norma E.030 del año 1977.	66
Consideraciones del análisis estático no lineal (método pushover)	67
Análisis estático no lineal en la dirección XX.....	68
Modos de falla	69
Curva de capacidad y curva Bilineal en la dirección XX.....	72
Punto de desempeño según comité visión 2000	73
Método de los coeficientes en la dirección X.....	73
Desempeño sismorresistente Albañilería E.030 1977	73
Propuesta para la estructura de concreto armado	79
Predimensionamiento.	79
Predimensionamiento de losa.	79
Predimensionamiento de columnas	79
Predimensionamiento de vigas	80
Predimensionamiento de muros de corte.....	81
Análisis lineal para la estructura de concreto armado	82
Irregularidades	82
Sistema estructural.....	83
Peso sísmico	85
Análisis sísmico por fuerzas estáticas equivalentes	86
Análisis modal	87
Distorsiones máximas de entrepiso (derivadas)	87
Análisis estático no lineal (Pushover)	90
Arriostres de pandeo restringido	90
Curva característica de un arriostre de pandeo restringido	92
Curva característica del muro de corte según FEMA 440.....	93
Consideraciones del análisis estático no lineal (método pushover)	94

Modos de falla	95
Dirección XX.....	95
Curva de capacidad y curva Bilineal en la dirección X.....	96
Punto de desempeño según comité visión 2000	97
Método de los coeficientes en la dirección X.....	97
Desempeño sismorresistente para concreto armado E.030 2019	97
Diseño de los elementos estructurales para la estructura de concreto armado.....	103
Diseño de la columna	103
Diseño de viga por capacidad.....	105
Diseño del muro de corte.....	109
Propuesta para la estructura de acero estructural	115
Predimensionamiento	115
Predimensionamiento de viga.....	115
Predimensionamiento de la columna.....	118
Presentación módulo de acero	119
Análisis lineal para la estructura de acero estructural	121
Irregularidades	121
Sistema estructural.....	122
Peso sísmico de la estructura.....	122
Análisis modal	123
Distorsiones máximas de entrepiso (derivadas)	123
Análisis estático no lineal (Pushover)	126
Consideraciones del análisis estático no lineal (Método Pushover).....	130
Modos de falla	130
Dirección XX.....	130
Curva de capacidad cortante vs desplazamiento en la dirección XX.....	132
Punto de desempeño según comité visión 2000	132

Método de los coeficientes en la dirección X.....	132
Desempeño sismorresistente para acero estructural E.030 2019.....	133
Diseño de los perfiles de acero	135
Diseño del perfil para la viga en X.....	135
Diseño del perfil para la viga en Y	137
Diseño de la columna arriostrada (Sin efectos de segundo orden).....	139
Diseño de columna con efectos de segundo orden (sin arriostre)	141
Comparación para el módulo tipo 780, de concreto armado y acero estructural con los parámetros de la norma sismorresistente E030 2019	146
Ventajas y desventajas para la estructura de Acero Estructural	150
Ventajas y desventajas para la estructura de Concreto armado.....	150
Conclusiones.....	151
Recomendaciones	153
Referencias	154
Anexos	156

Lista de anexos

Anexo 1 Irregularidades.....	156
Anexo 2 Irregularidades.....	157
Anexo 3 Irregularidades.....	158
Anexo 4 Distorsiones máximas para el módulo base con los parámetros de la normativa sismorresistente del año 1977.	159
Anexo 5 Distorsiones máximas para el módulo base con la normativa actual E.030 sismorresistente.	160
Anexo 6 Derivas para la estructura d concreto armado.	161
Anexo 7 Derivas para la estructura de acero.....	162
Anexo 8 Espectro en X norma sismorresistente del año 1977.....	163
Anexo 9 Espectro en Y norma sismorresistente del año 1977.....	164
Anexo 10 Espectro de respuesta en X con la normativa actual, E.030 sismorresistente.	165
Anexo 11 Espectro de respuesta en Y con la normativa actual, E.030 sismorresistente.	166

Lista de tablas

Tabla 1 4 Niveles de severidad según el comité visión 2000.....	32
Tabla 2 Nivel de desempeño para edificios según comité visión 2000	32
Tabla 3 Factores U por región.....	42
Tabla 4 Tipo de edificación.....	42
Tabla 5 Valores de K según el tipo de estructura.....	42
Tabla 6 Calculo del periodo según el tipo de estructura.	42
Tabla 7 Factor zona para el año de 1977.....	44
Tabla 8 Factor según la categoría de la edificación.	44
Tabla 9 Tipos de suelo para el año 1977.....	44
Tabla 10 Coeficiente de reductor R para los distintos sistemas estructurales.....	44
Tabla 11 Periodo de la estructura para los distintos sistemas estructurales.	45
Tabla 12 Factor zona actual norma E.030 sismorresistente.	46
Tabla 13 Tipo de suelos para las 4 zonas sísmicas según norma actual E.030 sismorresistente.	46
Tabla 14 Obtención de los periodos según el tipo de suelo norma actual E.030 sismorresistente.	46
Tabla 15 Factor de importancia U según el tipo de edificación, norma actual E.030 sismorresistente.	47
Tabla 16 Coeficiente básico de reducción R_o , normal actual E.030 sismorresistente.....	47
Tabla 17 Datos para la obtención de la curva de pseudoaceleraciones.....	48
Tabla 18 Datos para obtener la curva de pseudoaceleraciones en Y.....	49
Tabla 19 Participación modal de las masas efectivas	50
Tabla 20 Distorsiones máximas para los distintos sistemas estructurales del año 1977.....	51
Tabla 21 Cortantes basales en ambos ejes.	53
Tabla 22 Peso sísmico de la estructura.....	54
Tabla 23 Parámetros para la curva de pseudoaceleraciones.	55
Tabla 24 Factor de reducción sísmica R_o	55
Tabla 25 Valores de T_p y T_l para la obtención de la curva de pseudoaceleraciones.....	55
Tabla 26 Parámetros para la obtención de la curva de pseudoaceleraciones.	56

Tabla 27 Factor de reducción sísmica R_o	56
Tabla 28 Valores de T_p y T_l para la obtención de la curva de pseudoaceleraciones.	56
Tabla 29 Participación de la masa sísmica.	58
Tabla 30 Distorsiones máximas para la norma actual E.030 sismorresistente.	58
Tabla 31 Cortantes basales en ambas direcciones para el módulo base con norma actual E.030 sismorresistente.	61
Tabla 32 Masa sísmica modulo base norma actual.	61
Tabla 33 Datos para realizar la curva bilineal en el eje X.	73
Tabla 34 Puntos de interés	75
Tabla 35 Predimensionamiento de la losa aligerada.	79
Tabla 36 Predimensionamiento de las columnas.	80
Tabla 37 Predimensionamiento de vigas XX.	81
Tabla 38 Predimensionamiento de las vigas dirección YY.	81
Tabla 39 Cortantes basales para la estructura de concreto armado.	83
Tabla 40 Peso sísmico para la estructura de concreto armado.	85
Tabla 41 Análisis sísmico por fuerzas estáticas equivalentes para la dirección X.	86
Tabla 42 Análisis sísmico por fuerzas estáticas equivalentes para la dirección Y.	86
Tabla 43 Participación de la masa efectiva para la estructura de concreto armado.	87
Tabla 44 Parámetros para obtener la curva característica del arriostre de pandeo restringido.	92
Tabla 45 Parámetros para obtener la curva característica del muro de corte.	94
Tabla 46 Datos para realizar la curva bilineal en el eje X.	97
Tabla 47 Puntos de interés	99
Tabla 48 Cargas para el diseño de la columna.	103
Tabla 49 Combinaciones de carga para el diseño de la columna.	104
Tabla 50 Cargas del muro de corte.	109
Tabla 51 Combos para el diseño del muro de corte.	109
Tabla 52 Cargas del muro de corte.	110
Tabla 53 Combos para el diseño del muro de corte.	110
Tabla 54 Cortantes basales para la estructura de concreto armado.	122
Tabla 55 Peso sísmico para la estructura de acero.	122
Tabla 56 Participación de la masa efectiva.	123
Tabla 57 Datos para realizar la curva bilineal en el eje X.	132

Lista de figuras

Figura 1	Sistemas de control de respuestas sísmica en edificaciones	27
Figura 2	Curva de capacidad y curva Bilineal	33
Figura 3	Nivel de demanda y comportamiento esperado según comité visión 2000.....	33
Figura 4	Mapa de regionalización sísmica (1970)	41
Figura 5	Mapa de regionalización sísmica año 1977.	43
Figura 6	Regionalización sísmica según actual norma E.030 sismorresistente.	45
Figura 7	Planta del plano de estructuras.....	66
Figura 8	Vista 3D con elementos tipo frame.....	68
Figura 9	Vista modulo base XZ.	68
Figura 10	Vista modulo base XZ con asignación de rotulas plásticas.	69
Figura 11	Desempeño de la estructura según SEAOC.....	69
Figura 12	Modo de falla para el paso 02 en vista XZ.	69
Figura 13	Modo de falla para el paso 04 en vista XZ.	70
Figura 14	Modo de falla para el paso 05 en vista XZ.	70
Figura 15	Modo de falla para el paso 07 en vista XZ.	71
Figura 16	Modo de falla para el paso 22 vista XZ.	71
Figura 17	Modo de falla para el paso 40 vista XZ.	72
Figura 18	Desempeño para edificaciones según visión 2000	73
Figura 19	Propiedades del concreto tipo Mander.....	76
Figura 20	Vista 3D estructura de concreto armado.....	82
Figura 21	Fuerzas cortantes en la base que absorben los muros en la dirección X para un sismo estático.....	83
Figura 22	Fuerzas cortantes en la base que absorben los muros en la dirección X para un sismo dinámico.	84
Figura 23	Componentes de un arriostre de pandeo restringido.....	90
Figura 24	Proceso de diseño de los arriostres de pandeo restringido.....	90
Figura 25	Curva característica de un arriostre de pandeo restringido.....	91
Figura 26	Curva característica de un arriostre de pandeo restringido, fuerza-desplazamiento.	92

Figura 27 Curva obtenida introduciendo los parámetros en el Etabs.....	93
Figura 28 Curva característica del muro de corte según FEMA 440.	93
Figura 29 Curva obtenida introduciendo los parámetros en el Etabs.....	94
Figura 30 Modos de falla para la estructura de concreto armado en dirección X para el paso 01.	95
Figura 31 Modos de falla para la estructura de concreto armado en dirección X para el paso 02.	95
Figura 32 Modos de falla para la estructura de concreto armado en dirección X para el paso 03.	96
Figura 33 Propiedades del concreto tipo Mander.....	100
Figura 34 Momentos y cortantes de la viga.	107
Figura 35 Momentos y cortantes de la viga.	107
Figura 36 Fuerzas cortantes isostáticas correspondientes.	107
Figura 37 Envolvente de diseño por capacidad.....	107
Figura 38 Diagrama con sismo amplificado con 2.5.....	108
Figura 39 Diagrama con sismo sin amplificar	108
Figura 40 Armadura para los bordes de la placa.	111
Figura 41 Armadura para el alma y los bordes de la placa.	111
Figura 42 Armadura de la placa en Etabs.	111
Figura 43 Armadura del borde y alma de la placa.	114
Figura 44 Tablas del AISC para el diseño.....	116
Figura 45 Ancho-espesor, elementos en compresión, miembros sometidos a flexión.	116
Figura 46 Verificación de la viga de acero.	116
Figura 47 Consideraciones para el alma.	117
Figura 48 Verificación de la viga de acero.	117
Figura 49 Verificación ancho espesor, elemento atiesado.	118
Figura 50 Verificación de la columna.	118
Figura 51 Presentación 3D módulo de acero	119
Figura 52 Vista en perfil eje ZY.....	119
Figura 53 Vista ZY eje B	120
Figura 54 Vista ZX en el eje 1.	120
Figura 55 Vista ZX en el eje 2	121
Figura 56 Asignación de rotulas plásticas para columnas según el ASCE 41-17.....	126
Figura 57 Asignación de rotulas plásticas para vigas según el ASCE 41-17.....	126

Figura 58 Asignación de rotulas para las columnas a una distancia relativa.	127
Figura 59 Asignación de rotulas para las vigas a una distancia relativa.	127
Figura 60 Modelamiento del arriostre de pandeo restringido.	128
Figura 61 Curva fuerza vs deformación asignado las propiedades de los arriostres de pandeo restringido.....	128
Figura 62 Vista 3D con las rotulas plásticas.	129
Figura 63 Vista en planta de la estructura de acero.....	129
Figura 64 Vista en ZX de la estructura de acero con las rotulas plásticas.	129
Figura 65 Modo de falla en la dirección X para el paso 01.	130
Figura 66 Modo de falla en la dirección X para el paso 02.	130
Figura 67 Modo de falla en la dirección X para el paso 03.	131
Figura 68 Modo de falla en la dirección X para el paso 04.	131
Figura 69 Diagrama para el cálculo del Cb.....	135
Figura 70 Curva de capacidad de la viga en dirección X.....	136
Figura 71 Diagrama para el cálculo del Cb.....	138
Figura 72 Curva de capacidad para la viga en dirección Y.....	139
Figura 73 Cargas para el diseño.	141
Figura 74 Tabla AISC para el diseño.	143

Lista de gráficos

Gráfico 1 Espectro de pseudoaceleraciones.	49
Gráfico 2 Curva de pseudoaceleraciones en Y.....	50
Gráfico 3 Distorsión máxima para el sismo estático en X	51
Gráfico 4 Distorsión máxima para el sismo estático en Y	52
Gráfico 5 Distorsión máxima para el sismo dinámico en X	52
Gráfico 6 Distorsión máxima para el sismo dinámico en Y	53
Gráfico 7 Espectro de pseudoaceleraciones en dirección X para la norma actual E.030 sismorresistente.	56
Gráfico 8 Espectro de pseudoaceleraciones en dirección Y para la norma actual E.030 sismorresistente.	57
Gráfico 9 Distorsión máxima estático en X para el módulo base.	59
Gráfico 10 Distorsión máxima estático en Y para el módulo base.	59
Gráfico 11 Distorsión máxima dinámico en X para el módulo base.	60
Gráfico 12 Distorsión máxima dinámico en Y para el módulo base.	60
Gráfico 13 Espectro de pseudoaceleraciones en dirección X para la norma E.030 1977-2019.	62
Gráfico 14 Espectro de pseudoaceleraciones en dirección Y para la norma E.030 1977-2019.	62
Gráfico 15 Distorsiones máximas para ambas normativas 1977-E.030 actual, estático en X. 63	
Gráfico 16 Distorsiones máximas para ambas normativas 1977-E.030 actual, estático en Y. 63	
Gráfico 17 Distorsiones máximas para ambas normativas 1977-E.030 actual, dinámico en X.	64
Gráfico 18 Distorsiones máximas para ambas normativas 1977-E.030 actual, dinámico en Y.	64
Gráfico 19 Cortante dinámico X en la base para la norma E.030 1977-2019.....	65
Gráfico 20 Cortante dinámico Y en la base para la norma E.030 1977-2019.....	65
Gráfico 21 Curva de capacidad cortante vs desplazamiento para el módulo base con los parámetros de la norma sismorresistente de 1977.....	72

Gráfico 22 Curva de capacidad con la norma E.030 1977 con la sectorización que brinda el comité Visión 2000.	74
Gráfico 23 Diagrama esfuerzo deformación del acero 4200 kgf/cm ²	76
Gráfico 24 Diagrama momento curvatura de 90° M33 para columna de 30cmx45cm sin carga axial.	77
Gráfico 25 Diagrama momento curvatura de 90° M33 para columna de 30cmx45cm con carga axial de 50tonf.....	77
Gráfico 26 Diagrama momento curvatura de 90° M33 para viga de 25cmx45cm sin carga axial.	78
Gráfico 27 Diagrama momento curvatura de 90° M33 para viga de 25cmx45cm con carga axial de 50tonf.....	78
Gráfico 28 Distorsión máxima para el sismo estático en X.	87
Gráfico 29 Distorsión máxima para el sismo estático en Y.	88
Gráfico 30 Distorsión máxima para el sismo dinámico en X.	88
Gráfico 31 Distorsión máxima para el sismo dinámico en Y.	89
Gráfico 32 Curva de capacidad en la dirección X.....	96
Gráfico 33 Curva de capacidad para la estructura de concreto armado con la sectorización que brinda el comité Visión 2000	98
Gráfico 34 Diagrama esfuerzo deformación del acero 4200 kgf/cm ²	100
Gráfico 35 Diagrama momento curvatura de 90° M33 para columna de 30cmx60cm sin carga axial.	101
Gráfico 36 Diagrama momento curvatura de 90° M33 para columna de 30cmx60cm con carga axial de 50tonf.....	101
Gráfico 37 Diagrama momento curvatura de 90° M33 para viga de 25cmx45cm sin carga axial.	102
Gráfico 38 Diagrama momento curvatura de 90° M33 para viga de 25cmx45cm con carga axial de 50tonf.....	102
Gráfico 39 Diagrama de interacción para las cargas ultimas de las columnas.	104
Gráfico 40 Demandas para el M 2-2.	112
Gráfico 41 Demandas para el M 3-3.	112
Gráfico 42 Curva nominal para el diseño por cortante.	113
Gráfico 43 Distorsión máxima para el sismo estático en X.	124
Gráfico 44 Distorsión máxima para el sismo estático en Y.	124
Gráfico 45 Distorsión máxima para el sismo dinámico en X.	125

Gráfico 46 Distorsión máxima para el sismo dinámico en Y.	125
Gráfico 47 Curva de capacidad cortante vs desplazamiento dirección en dirección X.	132
Gráfico 48 Curva de capacidad para la estructura de acero estructural con la sectorización que brinda el comité Visión 2000.	133
Gráfico 49 Distorsiones en X para la estructura de concreto armado y acero estructural	146
Gráfico 50 Distorsiones en Y para la estructura de concreto armado y acero estructural.	146
Gráfico 51 Distorsiones en X para la estructura de concreto armado y acero estructural.	147
Gráfico 52 Distorsiones en Y para la estructura de concreto armado y acero estructural.	147
Gráfico 53 Cortante basal en X para la estructura de concreto armado y acero estructural. .	148
Gráfico 54 Cortante basal en Y para la estructura de concreto armado y acero estructural. .	148
Gráfico 55 Curva de capacidad para la estructura de concreto armado y acero estructural...	149

Resumen

La presente investigación tiene como finalidad analizar el desempeño sísmico del módulo tipo 780 pre NDSR 1997 de dos niveles ubicado en Lima Metropolitana con la normativa peruana sismorresistente E.030 1977-2019 y comparativa con E.030 2019 a una estructura de concreto armado y pórticos de acero aplicando arriostres de pandeo restringido en ambos sistemas.

Evaluar cómo se desempeñan ambas estructuras, por medio del modelamiento para concreto armado y acero estructural, aplicando arriostres de pandeo restringido en ambos sistemas, para obtener las respuestas de las estructuras y evaluar los perfiles a utilizar.

Se aplicó el análisis estático no lineal Pushover para identificar el punto de desempeño de los sistemas, se calculó la curva bilineal para obtener el punto de fluencia efectiva, para definir el tramo elástico e inelástico y sectorizar con los parámetros que brinda el comité Visión 2000, dando como resultado que el módulo tipo 780 con la norma E.030 de 2019, la estructura automáticamente tiende al colapso, mientras que comparando la estructura de concreto armado y acero, la última tiene un mejor desempeño.

Palabras clave: Análisis lineal, arriostres de pandeo restringido (BRB), Análisis no lineal estático, Desempeño estructural, ASCE 41-17, VISION 2000(SEAOC,1995).

Abstract

The purpose of this research is to analyze the seismic performance of the two-story module type 780 pre NDSR 1997 located in Metropolitan Lima with the Peruvian seismic-resistant standard E.030 1977-2019 and comparative with E.030 2019 to a reinforced concrete structure and steel frames applying restrained buckling bracing in both systems.

Evaluate how both structures perform, by means of modeling for reinforced concrete and structural steel, applying restrained buckling bracing in both systems, to obtain the responses of the structures and evaluate the profiles to be used. The Pushover nonlinear static analysis was applied to identify the performance point of the systems, the bilinear curve was calculated to obtain the effective yield point, to define the elastic and inelastic section and to sectorize with the parameters provided by the Vision 2000 committee, resulting that the module type 780 with the E.030 of 2019 standard, the structure automatically tends to collapse, while comparing the reinforced concrete and steel structure, the latter has a better performance.

Keywords: Linear analysis, restrained buckling bracing (BRB), Static nonlinear analysis, Structural performance, ASCE 41-17, VISION 2000(SEAOC,1995).

Introducción

Nuestro país en el transcurso del tiempo a presenciado sismos los cuales han generado Bastantes daños en estructuras, siendo importante la falla y el colapso que estas han recibido,

El Perú se encuentra dentro del cinturón de fuego lo cual nos hace más vulnerables ante un hecho sísmico, ante esto es importante proveer estos daños con metodologías que nos ayuden a salvaguardar en estos tipos de problemas uno de ellos es el uso arriostres de pandeo restringido o BRBFs, estos sistemas hacen hincapié o son similares a los arriostres concéntricos pero con la diferencia que estos disipan energía en ambos sentidos cuando cambia el sentido de la carga lateral ya sea en tracción o en compresión, esta ventaja se da gracias a un encamisado que restringe el pandeo a compresión, logrando que fluya el elemento y se obtenga un comportamiento histerestico más estable.

Cada año, los sismólogos determinan las características de los sismos que ocurrirían en cada país. Por otro lado, la agencia internacional USGS determina la cantidad de sismos que ocurren durante todo el año. [1]

Los países con más riesgos sísmicos son los que se encuentran cerca del cinturón de fuego lo cual hace que se analice más estas estructuras al momento de diseñar.

El Perú se encuentra en una zona de subducción donde la placa oceánica y sudamericana chocan o subducen una bajo la otra, la oceánica se sumerge bajo la continental por ser más densa, esta área también llamada zona de Benioff, donde se producen sismos profundos, intermedios y superficiales en el Perú.

También se sabe que la costa del Perú es una zona de elevada sismicidad por ubicarse en una zona 4 según la norma E030 diseño sismorresistente, han ocurrido hechos como el sismo en 1940 de magnitud 8.2 en la escala de Richter que afecto el callao del Perú, el de 1996 frente a las costas de chancay y huacho de magnitud 7.5 grados en la escala de Richter, el de 1974 en la provincia de cañete de magnitud 7.5 grados en la escala de Richter, el de 1993 en lima de 5.8 grados en la escala de Richter.

Desde estos movimientos telúricos el Perú no ha presenciado uno de mayor magnitud lo cual se tendría que preparar para un sismo de tal característica.

Por otro lado, los edificios escolares construidos antes del año 1997 sufrieron graves daños, aquí se encuentra el módulo tipo 780 pre NDSR-1997 que sufrió graves daños como el efecto de columna corta o por tabiques débiles.

En este trabajo se analizará el desempeño sísmico del edificio escolar módulo tipo 780 pre NDSR-1997 de dos niveles ubicado en lima metropolitana, ya que estos fueron diseñados con los parámetros normativos antes de la norma sismorresistente del año 1997.

Se evaluará mediante el modelamiento con su geometría y características que brinda PRONIED, para verificar cómo se comporta la estructura se aplicará la actual norma de diseño sismorresistente E.030 y E.030 1977, finalmente comparando dos sistemas estructurales, concreto armado y pórticos de acero aplicando arriostres de pandeo restringido.

Se justifica que estos sistemas de arriostres de pandeo restringido nos proporciona mayor rigidez lateral en la estructura por lo tanto hacen que tenga un mejor desempeño, esto nos ayudará a que las edificaciones no tiendan al colapso repentino y de un tiempo considerable para evacuar.

Por otro lado, es importante tener seguro a las estructuras esenciales de tipo A según la norma E030 diseño-sismorresistente donde concurren niños, jóvenes, estas no deberían colapsar rápidamente y no dañarse gravemente por las numerosas vidas humanas que se encuentran, se implementara estos sistemas para tener más tiempo de evacuar en presencia de sismos.

Ante un análisis de diseño usando arriostres de pandeo restringido podemos disminuir los perfiles o secciones a utilizar teniendo en cuenta las derivas que nos indica la norma, mediante esto se prevé que la estructura no tienda al daño severo y con estos aprovechar que disipan energía en tracción y compresión ya venga en cualquier sentido la fuerza sísmica, esto nos permite optimizar el daño para simplemente hacer una renovación de arriostres de pandeo restringido y evitar demoler todo.

Por consiguiente, la siguiente investigación tiene por objetivo general, realizar un análisis comparativo del comportamiento sismorresistente del módulo tipo 780 pre NDSR-1997 vs pórticos de acero utilizando arriostres de pandeo restringido en ambos sistemas.

En efecto, los objetivos específicos que se realizaran son, analizar la vulnerabilidad sísmica del módulo tipo 780 pre NDSR-1997, diseñar el módulo tipo 780 pre NDSR-1997 utilizando arriostres de pandeo restringido para obtener las respuestas del sistema y evaluar los perfiles a utilizar, diseñar el módulo tipo 780 pre NDSR-1997 con pórticos de acero utilizando arriostres de pandeo restringido para obtener las respuestas del sistema y evaluar los perfiles a utilizar, comparar el desempeño sísmico de ambas estructuras y determinar las ventajas y desventajas de ambos sistemas.

Revisión literaria.

Antecedentes

Internaciones

Br. José Agustín García Zepeda. 2019. análisis comparativo del comportamiento sismorresistente de una edificación, usando pórticos especiales arriostrados concéntricamente vs pórticos con arriostras de pandeo restringido.

La intención de realizar un análisis comparativo del comportamiento sismorresistente de una edificación usando pórticos especiales arriostrados concéntricamente (SCBF) vs pórticos con riostras de pandeo restringido (BRBF), es comprobar si este último es capaz de reducir las dimensiones de los perfiles empleados en el diseño de los SCBF.

Los sistemas de arriostres de pandeo restringido ayudara a esta edificación a tener un mejor comportamiento estructural, la estructura disipara más energía en cualquier sentido que llegue la carga, por lo tanto, disminuyeran los desplazamientos, en comparación de los arriostres concéntricos que solo son buenos cuando el elemento está a tracción, por lo que en este trabajo se analizara ambos sistemas [2]

Juan pablo pineda Hernández. 2013. diseño de edificios con arriostramientos con pandeo restringido.

Esta tesis brinda el procedimiento de una edificación que usa arriostres de pandeo restringido para restringir cargas laterales el cual provee estabilidad por medio de los arriostres que no presentan pandeo y aprovechan la ductilidad de estos elementos para disipar energía sísmica. [3]

Nacionales

Bach. Escobedo García, José Luis, Bach. Vidal Vidal, José Ricardo. 2020.reforzamiento estructural de una edificación de concreto armado implementando disipadores de fluencia - lima, Perú.

Esta investigación tiene como objetivo reforzar el desempeño sísmico de esta edificación de concreto armado ubicada en san Borja, Lima a través de arriostres de pandeo restringido que son los encargados de liberar energía a la estructura, dando como

conclusión un reforzamiento con estos elementos debido al exceso desplazamiento de entrepiso.

Se reforzará mediante elementos que hagan que la estructura fluya y por consiguiente disminuir desplazamientos [4]

Javier Andrésavecillas león. 2015. análisis de factibilidad de la implementación de arriostres de pandeo restringido como dispositivos disipadores de energía.

Este proyecto presenta a los arriostres de pandeo restringido como elementos que disipan energía, fundamental para la estructura.

El objetivo de estos arriostres es restringir los desplazamientos laterales para un mejor comportamiento estructural de la estructura, controlar la energía histórica, de esta manera se salvaguarda la seguridad de los ocupantes, se permite un cierto grado de daño en los núcleos de estos elementos [5]

Oscar Javier Ortiz Méndez. 2018. diseño del sistema sismorresistente de una estructura utilizando pórticos con arriostres de pandeo restringido (BRBFS).

Este trabajo presenta un diseño con arriostres de pandeo restringido para obtener las respuestas del sistema, obtener los perfiles a utilizar y obtener desplazamientos óptimos. La finalidad de esta tesis es disminuir desplazamientos y por lo tanto disminuir perfiles que se presentaran en esta investigación. [6]

Evaluación de la demanda de desplazamiento de un edificio de acero con pórticos arriostrados a pandeo restringido mediante un análisis estático no lineal.

El uso de pórticos arriostrados a pandeo restringido es frecuente en países como Estados Unidos. Sin embargo, en Colombia el uso de este sistema de resistencia sísmica en edificios de acero no es muy común. Para estudiar el comportamiento de este tipo de edificaciones en el territorio colombiano, se realizó un estudio que evalúa la demanda de desplazamiento de un edificio de este tipo mediante un análisis no lineal estático. La

estructura en cuestión cuenta con 30 metros de altura y 10 pisos, se encuentra ubicada en Pasto- Nariño, una zona de amenaza sísmica alta del territorio colombiano. Con base en la NSR-10, se diseñó preliminarmente el edificio y su cimentación, teniendo en cuenta un análisis lineal. Seguidamente se realizó el análisis no lineal estático de la estructura. El resultado de estos análisis permitió concluir que el nivel de desempeño de la estructura fue satisfactorio, mientras que en la cimentación se encontraron deficiencias. [7]

Análisis comparativo del desempeño sísmico en edificios de hormigón de mediana altura aplicando arriostres de pandeo restringido en la ciudad de Ambato.

Para esta investigación se analizó un comportamiento estructural para dos tipos de sistemas que son: el convencional y con la aplicación de un sistema moderno de disipación sísmica, en un edificio de 11 pisos compuesto por dos ascensores en un área de 400 metros cuadrados; La estructura está ubicada en la ciudad de Ambato y se clasificó en especial utilizando la Norma Ecuatoriana de la Construcción. Se utilizó la metodología de un análisis estático no lineal Pushover, para evaluar el desempeño de cada sistema estructural propuesto en base a un sismo de carácter raro que por lo general es el sismo de diseño con un período de retorno de 475 años con una probabilidad de excedencia del 10 por ciento en 50 años. [8]

Análisis de la vulnerabilidad sísmica de las viviendas informales en la ciudad de Trujillo

Esta investigación está asociada a viviendas del carácter informal usando el sistema albañilería confinada en la ciudad de Trujillo, para eso se ha verificado y analizado los errores estructurales y arquitectónicos de estas viviendas, concluyendo que la mayoría carece de materiales óptimos. Por otro lado, estas viviendas son ejecutadas generalmente por los mismos propietarios de la zona, quienes no poseen los conocimientos básicos ni charlas, ni medios económicos que son fundamentales para un buen proceso constructivo. [9]

Bases teóricas

Sistemas de control de respuesta sísmica en edificaciones

En este artículo presenta un resumen de cómo se comportan las estructuras ante un sismo.

Se presenta en términos generales como disipa energía un sistema estructural, se identifican que tipos de energías existen en las estructuras y se relacionan con el tipo de energía que disipan para obtener la respuesta del sistema. [10]

Se analizará mediante un ejemplo el análisis dinámico como se muestra la figura 1. [10]

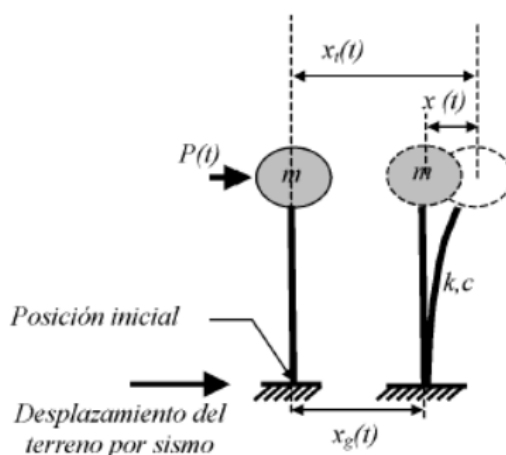


Figura 1 sistemas de control de respuestas sísmica en edificaciones

Fuente 1 Revista EIA, 2006

Este ejemplo tiene una masa m consta de una rigidez con un coeficiente c , a este sistema se le somete una carga lateral con características del suelo $x_g(t)$ una carga $P(t)$ que está en función de periodos o tiempo, la respuesta del sistema consiste en ver donde se ubica la masa en cualquier tiempo con respecto a su posición inicial general $x_t(t)$, esto se calcula en función del desplazamiento del suelo y de la masa con respecto a su base. [10]

$$X_t(t) = X_g(t) + X(t)$$

Para estas condiciones, la ecuación de equilibrio dinámico se escribe como: [10]

$$Mx + cx + kx = -mxg + p$$

Dónde:

m_x : la inercia de toda la estructura.

c_x : amortiguamiento que emite el sistema.

k_x : fuerza elástica de la estructura.

Técnicas de control de respuesta sísmica en el balance de energía

Tienen la finalidad de aumentar el parámetro E_{sp} , energía histéresis de la estructura y E_p , energía disipada por elementos adicionales. [10]

Clasificación de las técnicas de control de respuesta sísmica

Los métodos de control de respuesta se manejan de acuerdo como la estructura maneje el sismo, su impregnación y disipación.

Se sabe cómo métodos de disipación aquellos que manejan el pandeo lateral E_p en la comprobación de energía y se conocen como sistemas aisladores los que encauzan a restringir la energía de entrada a la estructura, término E_i . [10]

Sistemas de efecto de masa

Consiste en adicionar una masa al edificio para que vibre con la misma frecuencia natural de vibración de la estructura. [10]

Influencia de los dispositivos de control pasivo en una estructura

Los arriostres forman parte de este estudio su ecuación de energía está definida por el término E_s , el cual tiene los parámetros E_{ss} , energía elástica del sistema, y E_{sp} , energía disipada por efectos histéricos de deformación plástica y daño de los elementos que conforman el sistema estructural y, en este caso, de los arriostres como parte de la edificación. [10]

Modelos analíticos

Para que un edificio o una estructura este bien diseñada el proceso de respuesta debe ser muy dúctil y conocer todos los elementos de falla.

Para el diseño de estructuras que se utilicen sistemas poco comunes debe contar con método de análisis inelástica. [10]

La construcción con estructura de acero

La estructura metálica, hoy día en acero, es un método alternativo de construcción al de concreto armado con ventajas e inconvenientes claramente establecidos. El acero es un material de elevar resistencia específica, generando mayor fluidez de los sistemas estructurales, por lo que el diseño conduce a elementos de reducida sección transversal, con lo que, por ejemplo, las estructuras de pisos pueden tener gran diafanidad por las grandes luces y esbeltas columnas. [11]

Principales parámetros de los terremotos

Los sismos surgen de la rotura brusca de la corteza terrestre, obteniendo una brusca energía almacenada en el fondo de la corteza terrestre, los más frecuentes sismos son los que están familiarizados o caracterizados con las placas tectónicas. [12]

a) Magnitud:

Principalmente es comparar la energía liberada de los sismos, la energía total es la suma de la energía que transmiten mediante ondas y las que se forman por otros fenómenos. Las ondas disipan en el orden del 1% al 10% de la total. [12]

b) Intensidad:

Es una característica que define los daños ocurridos en las edificaciones, como sus efectos sobre el área de análisis y los efectos sobre las personas humanas, por lo que su aplicación está muy extendida a los daños.

La magnitud se diferencia de la intensidad porque esta tiene como resultado características del propio sismo, la otra depende del sitio y la apariencia como se determina su evaluación. [12]

c) Duración efectiva de un sismo:

Mayormente un sismo tiene un tiempo de proceso de 0.05g. [12]

d) Sismicidad:

Ha dado origen a la información de los sismos gracias a la investigación de la sismología instrumental y el desarrollo de nuevos conceptos teóricos. [12]

Potencial destructivo de los terremotos

Las circunstancias frecuentes que diagnostican la salida de una calamidad por un sismo son cuatro:

- La Severidad del sismo, un sismo pequeño no genera una gran liberación de energía por lo tanto no daña mucho a la estructura.
- La fuente sísmica, debe estar cerca de un área determinada ya que a grandes longitudes el sismo se debilita hasta que llega a un nivel bajo donde no genera daños severos.
- La precaución que se tome ante un gran movimiento telúrico, precavida por la población hace que tomen medidas frente a estos desastres. [12]

Evaluación del riesgo sísmico

Las concurrencias de sismos han crecido desde los años 80. El riesgo sísmico se enmarca dentro de los siguientes conceptos:

- La peligrosidad sísmica representa la probabilidad de ocurrencia, dentro de un tiempo específico y dentro de un área dada, de un movimiento telúrico del terreno de una intensidad determinada.
- La vulnerabilidad sísmica de una estructura o grupo de estructuras, definida como el fallo ante cargas laterales esto debido a que el sismo llega con una intensidad alta en un determinado lugar.
- El sismo hace que las estructuras tiendan a tener un grado de falla durante el tiempo que este dure
- El riesgo de un sismo fuerte se define como posibles pérdidas de estructuras o vidas humanas durante un tiempo considerado que demore esta. [12]

Caracterización experimental de riostras de pandeo restringido a escala sometidas a cargas cíclicas.

La investigación está centrada en el diseño, fabricación y realización de ensayos cíclicos de cuatro riostras de pandeo restringido (Buckling Restrained Braces, en inglés) modeladas a escala 1:4, elaboradas en el país. Las riostras están conformadas por un núcleo de acero, superficie aislante, mortero de relleno y encamisado en perfil estructural de acero. Los resultados son presentados en función de las curvas fuerza-desplazamiento, la curva característica de los disipadores y los factores de ajuste de resistencia. Las conclusiones se enfocan en la metodología de diseño implementada, el procedimiento experimental y el análisis de los resultados. [13]

Conceptos de vulnerabilidad y ductilidad en el proyecto sismorresistente de edificios

A pesar del entendimiento de los componentes que influyen en el comportamiento sismorresistente de las estructuras, existe hoy en día un gran vacío de los desarrollos técnicos que se ejecutan seguidamente en el campo de la ingeniería y los conceptos que se aplican en cada país con su respectiva normativa. Esto se ve claramente en las estructuras que han presenciado sismos ocurridos en el mundo, actualmente las normativas hacen referencia de estos puntos, dan recomendaciones y el procedimiento para el adecuado diseño estructural.

En este apartado se hace referencia a la ductilidad de las estructuras y cómo influyen en consecuencia de un sismo. [14]

Evaluación del desempeño sismorresistente de edificaciones

Niveles de Amenaza Sísmica

El peligro sísmico se expresa en términos de aceleración y en función de la probabilidad de ocurrencia en 50 años de exposición, o en función del periodo medio de retorno. El comité visión 2000 del SEAOC establece 4 niveles de severidad según se muestra en la Tabla. [15]

Sismo de diseño	Probabilidad de excedencia en 50 años de exposición (%)	Periodo de retorno (años)
Sismos frecuentes	69	43
Sismos ocasionales	50	72
Sismos raros	10	475
Sismos muy raros	5	970

Tabla 1 4 niveles de severidad según el comité visión 2000

Nivel de desempeño de los edificios

Nivel de desempeño	Descripción
Completamente operacional (C0)	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando servicio.
Funcional (F)	Agrietamiento en elementos estructurales daño leve y moderado en elementos arquitectónicos. Los sistemas de evacuación y seguridad funcionan con normalidad. Daño leve y moderado en elementos (F) arquitectónicos. Los sistemas de evacuación y seguridad funcionan con normalidad
Resguardo de la vida (RV)	Daño moderado en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales pueden dañarse.
Cerca al colapso (CC)	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.
Colapso (C)	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.

Tabla 2 Nivel de desempeño para edificios según comité visión 2000

Desde el punto de vista estructural, los niveles de desempeño corresponden a sectores definidos de la curva de capacidad de la estructura. Para sectorizar la curva de capacidad debe encontrarse la fluencia efectiva para definir el tramo elástico e inelástico de la estructura. El tramo inelástico de la curva de capacidad se divide en cuatro sectores definidos por fracciones del Δp las cuales se asocia un nivel de desempeño. [15]

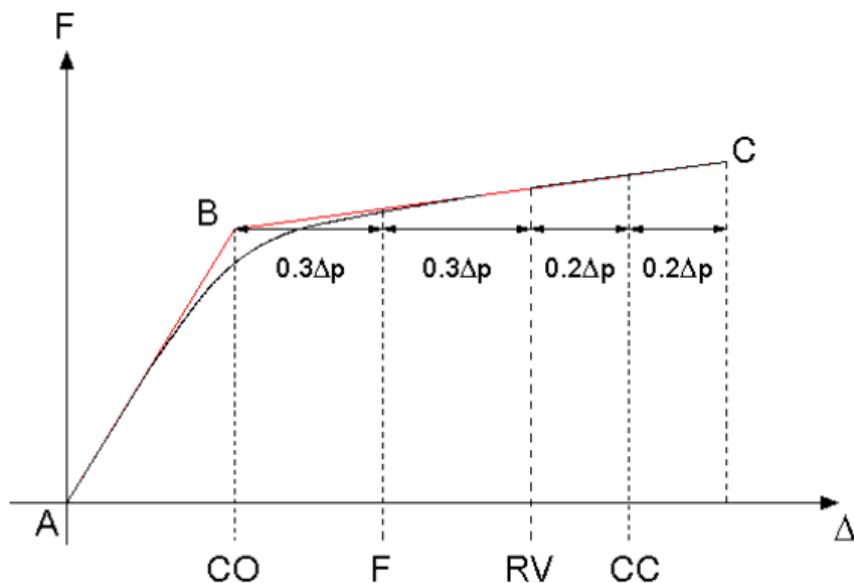


Figura 2 Curva de capacidad y curva Bilineal

Finalmente, el desempeño queda expresado por una matriz que representa el comportamiento deseado para cada categoría según el sismo de diseño considerado. La siguiente imagen muestra la matriz propuesta por el comité visión 2000 [15]

		Operacional	Funcional	Resguardo de la vida	Cerca al colapso
Nivel de Demanda	Sismo Frecuente (69% / 50años)	Común			
	Sismo Ocasional (50% / 50años)	Esencial	Común		
	Sismo Raro (10% / 50años)	Crítico	Esencial	Común	
	Sismo Muy Raro (5% / 50años)	Crítico	Crítico	Esencial	Común

Figura 3 Nivel de demanda y comportamiento esperado según comité visión 2000

Materiales y métodos.

Variable Independiente

Sistema estructural del módulo tipo 780 pre NDSR-1997

Variable Dependiente

Pórticos con arriostres de pandeo restringido, desempeño de la estructura (derivas, análisis modal, periodos, irregularidades, espectros de respuesta).

Tipo y nivel de investigación

La presente tesis de investigación es de tipo investigativa debido a que se genera de una situación problemática ya dada, se utilizara sistemas sismorresistentes con poco uso en nuestro entorno de trabajo en una zona especificada.

El nivel de la investigación es cuasi experimental, debido a que no se desarrollaran ensayos, tampoco se crearan muestras, la muestra ya existe MODULO TIPO 780 PRE NDSR-1997.

Para esta investigación se diseñará el módulo tipo 780 pre NDSR-1997

Con tres sistemas estructurales.

Población, muestra

En esta investigación la población y la muestra vendrían a ser lo mismo debido a que solo se analizara el módulo tipo 780 pre NDSR-1997

Técnica e instrumentos de recolección de datos

Técnicas

- La técnica a utilizar en el presente trabajo de investigación es la observación directa de los hechos.

Visual

- Panel fotográfico de la estructura, las características y los componentes estructurales del modulo tipo 780 pre NDSR-1997.

Observación

- Observación directa del módulo tipo 780 pre NDSR-1997.

Análisis Documental

- Planos de todas las especialidades del módulo tipo 780 pre NDSR-1997.
- Informe del riesgo sísmico del módulo tipo 780 pre NDSR-1997.
- Biblioteca virtual y repositorios: artículos, libros, informes y la normativa

Diseño Sismorresistente

- Etabs, sap 2000, hoja de cálculo.

Procedimientos

- ✓ Se recopilará toda la información existente de la estructura.
- ✓ Se modelará la estructura base con los parámetros de la norma sismorresistente del año de 1977 con el software Etabs.
- ✓ Se modelará la estructura base con los parámetros de la norma sismorresistente actual con el software Etabs.
- ✓ Se recopilará información de ambas estructuras para las distorsiones máximas para el módulo con los parámetros de la norma de 1977 y actual (derivadas).
- ✓ Se aplicará a la estructura base con la norma sismorresistente del año 1977 el análisis estático no lineal (Método Pushover).
- ✓ Se buscará la curva de capacidad del módulo con los parámetros introducidos del año de 1977.
- ✓ Se planteará el modelo estructural de concreto armado aplicando arriostres de pandeo restringido Para el MODULO TIPO 780.
- ✓ Se modelará la estructura en Etabs.

- ✓ Se obtendrán las respuestas del sistema y los perfiles a utilizar según la norma E030 sismorresistente.
- ✓ Se aplicará el análisis estático no lineal (Método Pushover).
- ✓ Se buscará la curva de capacidad para la estructura propuesta de concreto armado.
- ✓ Se diseñará con ayuda de la norma E020, E030, E050, E090, AINSI/AISC 341-16.
- ✓ Se planteará el modelo estructural de pórticos de acero aplicando arriostres de pandeo restringido Para el MODULO TIPO 780.
- ✓ Se modelará la estructura en Etabs.
- ✓ Se obtendrán las respuestas del sistema y los perfiles a utilizar según la norma E030 sismorresistente.
- ✓ Se aplicará el análisis estático no lineal (Método Pushover).
- ✓ Se buscará la curva de capacidad para la estructura propuesta de acero estructural.
- ✓ Se diseñará con ayuda de la norma E020, E030, E050, E090, AINSI/AISC 341-16.
- ✓ Se analizará que sistema tiene un mejor comportamiento estructural de la estructura de concreto armado y acero estructural.
- ✓ Se identificará las ventajas y desventajas de ambas estructuras.
- ✓ Se concluirá el sistema más eficiente.
- ✓ Elaboración de conclusiones y recomendaciones.

PROCEDIMIENTOS

Se recopilará toda la información existente de la estructura.



Se modelará la estructura base con los parámetros de la norma sismorresistente del año de 1977 con el software Etabs.



Se modelará la estructura base con los parámetros de la norma sismorresistente actual con el software Etabs.

Se recopilará información de ambas estructuras para las distorsiones máximas para el módulo con los parámetros de la norma de 1977 y actual (derivadas).



Se aplicará a la estructura base con la norma sismorresistente del año 1977 el análisis estático no lineal (Método Pushover).



Se buscará la curva de capacidad del módulo con los parámetros introducidos del año de 1977.

Se planteará el modelo estructural de concreto armado aplicando arriostres de pandeo restringido Para el MODULO TIPO 780.



Se modelará la estructura en Etabs.



Se obtendrán las respuestas del sistema y los perfiles a utilizar según la norma E030 sismorresistente.

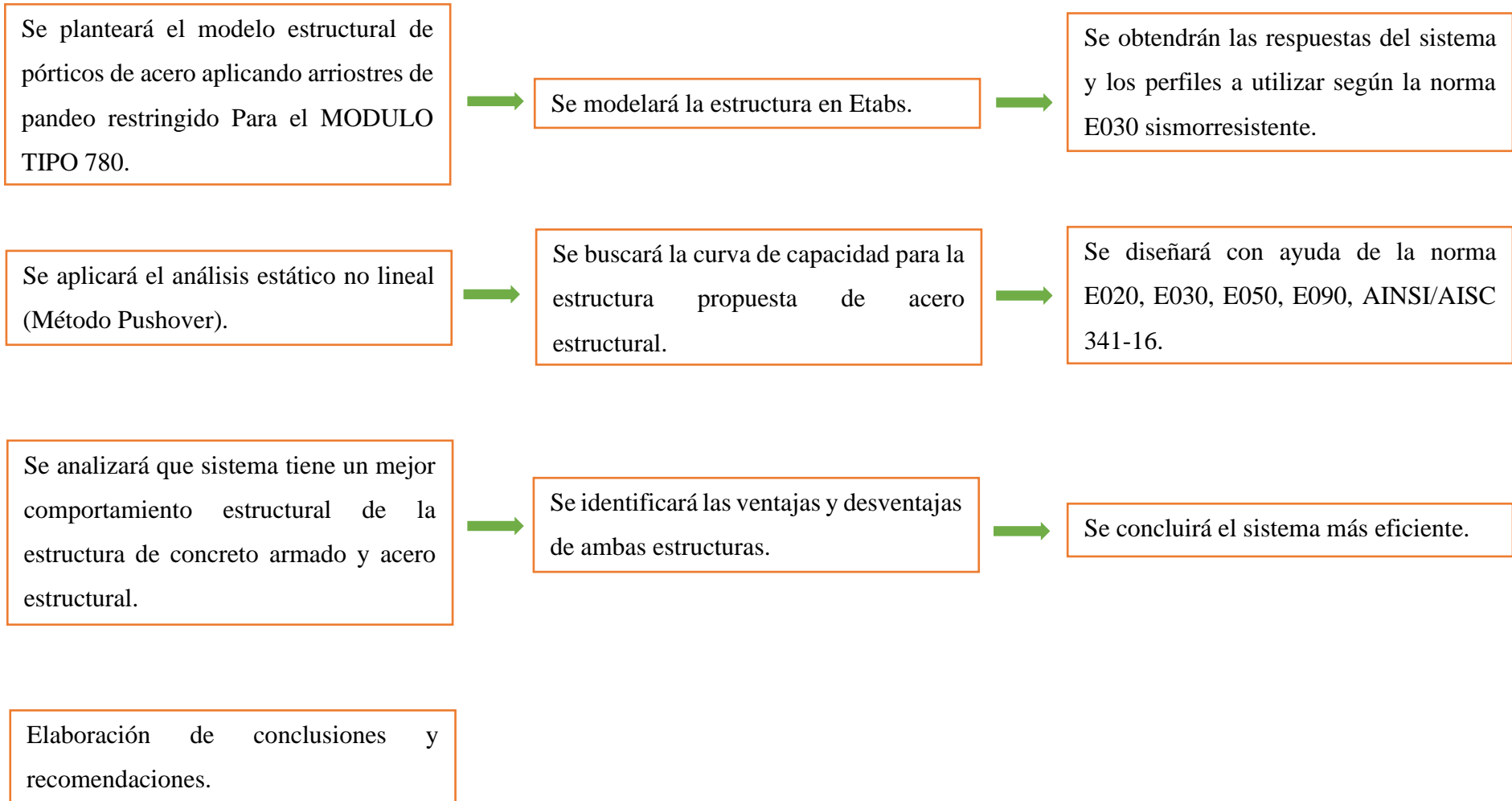
Se aplicará el análisis estático no lineal (Método Pushover).



Se buscará la curva de capacidad para la estructura propuesta de concreto armado.



Se diseñará con ayuda de la norma E020, E030, E050, E090, AINSI/AISC 341-16.



Plan de procesamiento

Fase I: Recopilación de información

- Recopilación y análisis de información del proyecto.
- Recopilación de artículos, bibliografías virtuales y antecedentes del proyecto.
- Revisión de la normativa peruana actual e internacional.

Fase II: Procesamiento de datos

- Análisis sismorresistente y modelamiento de la estructura.

Fase III: Modelamiento de la estructura existente con la norma sismorresistente del año 1977.

- Modelamiento sismorresistente del MODULO TIPO 780 PRE NDSR-1997.
- Aplicación del análisis estático no lineal (Método Pushover).
- Análisis del comportamiento de la estructura con la norma de 1977.
- Determinar las características de la estructura.

Fase IV: Modelamiento de la estructura existente con la norma E030 actual sismorresistente.

- Modelamiento sismorresistente del MODULO TIPO 780 PRE NDSR-1977.
- Análisis del comportamiento de la estructura.
- Determinar las características de la estructura.

Fase V: Diseño estructural de concreto armado.

- Diseño sismorresistente del MODULO TIPO 780 de concreto armado aplicando arriostres de pandeo restringido.
- Aplicación del análisis estático no lineal (Método Pushover).
- Análisis del comportamiento de la estructura.
- Determinar las características de la estructura.

Fase VI: Diseño estructural con pórticos de acero.

- Diseño sismorresistente del MODULO TIPO 780 con pórticos de acero aplicando arriostres de pandeo restringido.
- Aplicación del análisis estático no lineal (Método Pushover).
- Análisis del comportamiento de la estructura.
- Determinar las características de la estructura.

Fase VII: Análisis de resultados conclusiones y recomendaciones.

- Análisis de resultados
- Revisión de resultados
- Elaboración de conclusiones y recomendaciones.

Fase VIII: Presentación final del proyecto

- Presentación del proyecto definitivo.
- Levantamiento de observaciones.
- Sustentación de tesis.

Resultados y discusión

Variación de la normativa sismorresistente E030 del año 1970 al año 2019

Norma del año de 1970

En 1970 se publica el reglamento nacional de construcciones, incluyendo en el capítulo IV, las exigencias para “seguridad contra el efecto destructivo de los sismos”.

Para esta norma el coeficiente sísmico se calculaba con la siguiente expresión.

$$H = UKCP \text{ EC}.01$$

A continuación, las zonas sísmicas que se identificaban en este año (1970):



Figura 4 Mapa de regionalización sísmica (1970)

Para la determinación de U, se identificaba de acuerdo a la región de estudio

TIPO DE EDIFICACIÓN	FACTORES U POR REGIÓN		
	1	2	3
A			
B	1	0.8	0.6
C	1.2	1	0.7
D			

Tabla 3 Factores U por región

TIPO DE EDIFICACIÓN	SEGÚN LA CONDICIÓN
A	Viviendas rurales y populares
B	Construcciones comunes (viviendas unifamiliares, multifamiliares, oficinas, etc.)
C	Edificios con aglomeraciones al público (teatros, coliseos, colegios, etc.)
D	Estructuras especiales.

Tabla 4 Tipo de edificación

Para el valor de K

VALOR DE K	TIPO DE ESTRUCTURA
1.33	Estructura tipo cajón con muros
1	Estructura mixta con muros y pórticos
0.8	Estructura con pórticos dúctiles para resistir el 25% del cortante en la base
0.67	Estructuras solamente con pórticos dúctiles

Tabla 5 Valores de K según el tipo de estructura

Para el valor de C

C es el factor que determina el porcentaje de la carga permanente más una parte de la carga viva que debe tomarse como cortante sísmico en la base. Se calcula con:

$$C = \frac{0.05}{\sqrt[3]{T}} \quad EC. 02$$

T (seg)	TIPO DE ESTRUCTURA
$T = \frac{0.09h}{\sqrt{D}}$	Para estructuras solamente con pórticos
$T = \frac{0.05h}{\sqrt{D}}$	Para estructuras rígidas con gran cantidad de muros
$T = \frac{0.07h}{\sqrt{D}}$	Para estructuras mixtas

Tabla 6 Cálculo del periodo según el tipo de estructura.

T se podía estimar con $T=0.1$ (Número de pisos)

Norma sismorresistente del año 1977

En 1977 se aprueba la incorporación de la norma básica de diseño sismorresistente al reglamento nacional de construcciones, la cual reemplaza a la anterior.

Para esta norma el coeficiente sísmico se calculaba con la siguiente expresión.

$$H = \frac{ZUSCP}{R_d} \text{ EC.03}$$

En esta nueva norma se definen tres nuevas zonas sísmicas



Figura 5 Mapa de regionalización sísmica año 1977.

FACTOR Z

FACTOR Z		
ZONA 1	ZONA 2	ZONA 3
1	0.7	0.3

Tabla 7 Factor zona para el año de 1977.

FACTOR U

VALORES DE U		
CATEGORÍA A	CATOGORÍA B	CATEGORÍA C
Decide el proyectista	1.3	1

Tabla 8 Factor según la categoría de la edificación.

FACTOR S

FACTOR "S"-VALOR DE Ts		
SUELO	'S"	Ts(seg.)
I	1	0.3
II	1.2	0.6
III	1.4	0.9

Tabla 9 Tipos de suelo para el año 1977.

COEFICIENTE SÍSMICO "C"

$$C = \frac{0.8}{\frac{T}{T_s} + 1} \quad EC.04$$

COEFICIENTES DE REDUCCIÓN R

SISTEMA ESTRUCTURAL	N-77 Factor de ductilidad Rd
Pórticos de acero	6
Pórticos de concreto armado	5
sistema dual	4
Muros de concreto armado	3
Albañilería armada o confinada	2.5
Construcciones de madera	4

Tabla 10 Coeficiente de reductor R para los distintos sistemas estructurales.

El periodo puede determinarse con las siguientes expresiones, las cuales se aplican en cada dirección de acuerdo a la estructuración correspondiente.

PERIODO DE LA ESTRUCTURA (T)

T (seg)	TIPO DE ESTRUCTURA
$T=0.08N$	Para estructuras solamente con pórticos
$T= \frac{0.09h}{\sqrt{D}}$	Para estructuras solamente con pórticos y cajas de ascensores.
$T= \frac{0.05h}{\sqrt{D}}$	Para estructuras rígidas con gran cantidad de muros
$T= \frac{0.07h}{\sqrt{D}}$	Para estructuras mixtas

Tabla 11 Periodo de la estructura para los distintos sistemas estructurales.

Norma sismorresistente del año 2019

Para esta actual norma el Perú se subdivide en 4 zonas sísmicas



FIGURA N° 1. ZONAS SÍSMICAS

Figura 6 Regionalización sísmica según actual norma E.030 sismorresistente.

Para cada zona le corresponde un factor Z de acuerdo al estudio de peligro sísmico que se realizó.

FACTORES DE ZONA	
ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.1

Tabla 12 Factor zona actual norma E.030 sismorresistente.

Para esta norma se encuentran los siguientes tipos de suelo:

FACTOR DE SUELO				
SUELO \ ZONA	S0	S1	S2	S3
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00

Tabla 13 Tipo de suelos para las 4 zonas sísmicas según norma actual E.030 sismorresistente.

Con periodos TP y TL

PERIODOS "Tp" y TL"				
	Perfil del suelo			
	S0	S1	S2	S3
TP(s)	0.30	0.40	0.60	1.00
TL(s)	3.00	2.50	2.00	1.60

Tabla 14 Obtención de los periodos según el tipo de suelo norma actual E.030 sismorresistente.

De acuerdo a las características de sitio se dan los siguientes valores para el factor de amplificación C

$$T < TP \quad C = 2.5 \text{ EC.05}$$

$$TP < T < TL \quad C = 2.5 \left(\frac{TP}{T} \right) \text{ EC.06}$$

$$T > TL \quad C = 2.5 \left(TP - \frac{TL}{T^2} \right) \text{ EC.07}$$

Categoría de las edificaciones y factor uso

TIPO DE EDIFICACIÓN	FACTOR U	
A1	Edificaciones del sector salud	Ver nota 1
A	Edificaciones esenciales	1.5
B	Edificaciones importantes	1.3
C	Edificaciones comunes	1
D	Edificaciones temporales	ver nota 2

Tabla 15 Factor de importancia U según el tipo de edificación, norma actual E.030 sismorresistente.

Nota 1: tienen aislamiento en la base cuando se encuentran en la zona 4 y 3, en las zonas sísmicas 1 y 2 la entidad decide si se usa aislamiento en la base si no es así el valor de U debe ser como mínimo 1.5.

Nota 2: en estas edificaciones se provee resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista.

Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas R_0

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
SISTEMA ESTRUCTURAL	Coeficiente básico de reducción R_0 (*)
Acero	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	4
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	7
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	4
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto armado	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería confinada o armada	3
Madera	7(**)

Tabla 16 Coeficiente básico de reducción R_0 , normal actual E.030 sismorresistente.

Resultados del módulo Pre NDSR-1997 con los parámetros de la norma sismorresistente del año 1977.

Espectro de respuesta del módulo 780 con la normativa de 1977

Espectro en X

Z=	1
U=	1.5
S=	1.2
Ts=	0.6
Rd=	5

Tabla 17 Datos para la obtención de la curva de pseudoaceleraciones.

Antiguamente en el año de 1977 toda la costa peruana se encontraba en una zona 1 con un factor de 1.

El factor U para para una categoría A lo decidía el proyectista, en este caso es 1.5.

El factor suelo le corresponde a un S2 [16] con un factor de 1.2 y un valor Ts de 0.6, según la ubicación del módulo que en este caso es lima Metropolitana.

El factor de reducción sísmica Rd=5 para pórticos de concreto armado.

Factor c

$$C = \frac{0.8}{\frac{T}{T_s} + 1} \text{ EC.08}$$

Para sistemas rígidos, C=0.4

$$H = \frac{ZUSC}{Rd} p \text{ EC.09}$$

Donde el coeficiente sísmico se calculaba con la siguiente expresión.

El coeficiente c se calculaba de acuerdo a los periodos y al Ts.

Evualuando estos parametros de esta normativa se obtuvo la siguiente grafica de pseudoaceleraciones hasta un periodo T=3.5s.

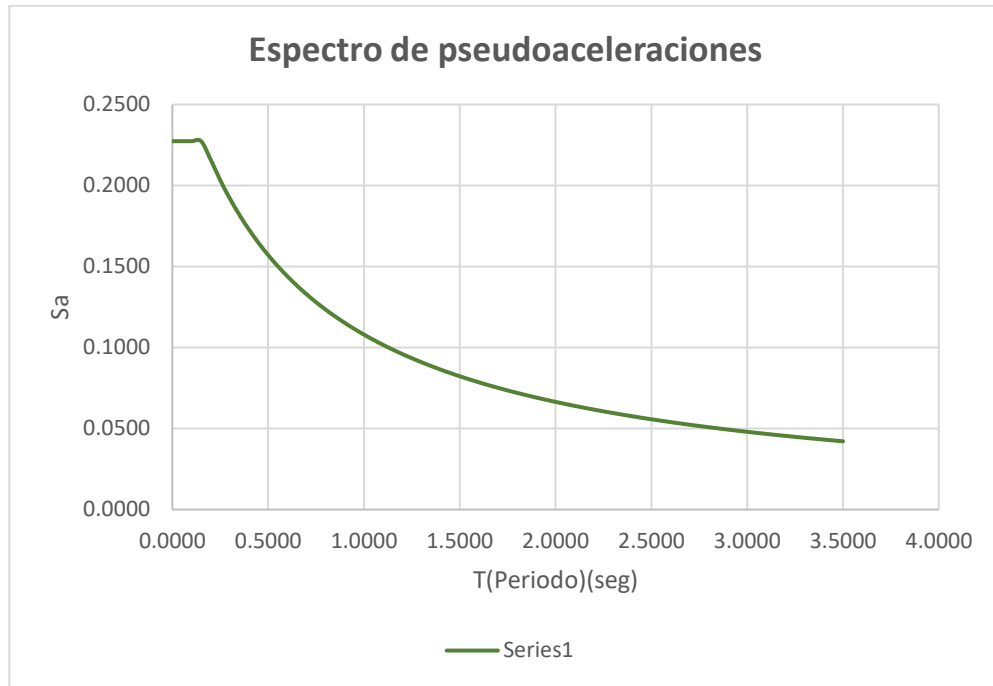


Gráfico 1 espectro de pseudoaceleraciones.

Espectro en Y

Z=	1
U=	1.5
S=	1.2
Ts=	0.6
Rd=	2.5

Tabla 18 Datos para obtener la curva de pseudoaceleraciones en Y.

En comparación con el espectro en X es que en esta dirección se tendrán muros de albañilería con un factor de reducción sísmica $R_d=2.5$

Factor c

$$C = \frac{0.8}{\frac{T}{T_s} + 1} \quad EC. 10$$

Para sistemas rígidos, $C=0.4$

$$H = \frac{ZUSC}{R_d} p \quad EC. 11$$



Gráfico 2 Curva de pseudoaceleraciones en Y

Curva de pseudoaceleraciones analizada hasta un periodo $T=3.5s$

Los parámetros calculados se encuentran en anexo número 06.

Verificación por participación modal

Case	ItemType	Item	Static %	Dynamic %
Modal	Acceleration	UX	99.98	96.07
Modal	Acceleration	UY	98.84	90
Modal	Acceleration	UZ	0	0

Tabla 19 Participación modal de las masas efectivas

Según norma actual se consideran aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa total.

Entonces la masa efectiva para el módulo, tanto la dirección x como y trabaja con más del 90% de la masa efectiva para el análisis de respuesta del sistema.

Verificación por desplazamiento lateral

Para ese año las distorsiones máximas de entrepiso para los distintos sistemas estructurales eran:

NORMA	1977
MATERIAL PREDOMINANTE	
Concreto Armado	0.010
Acero	0.015
Albañilería	0.010
Madera	0.015

Tabla 20 Distorsiones máximas para los distintos sistemas estructurales del año 1977.

Evaluando el módulo con los parámetros de esta norma se obtuvo las siguientes distorsiones de entrepiso para ambas direcciones X y Y.

Donde se puede observar que en el análisis estático en X con sistema de pórticos de concreto armado están cumpliendo muy ajustadas las derivas para una distorsión máxima de 0.01.

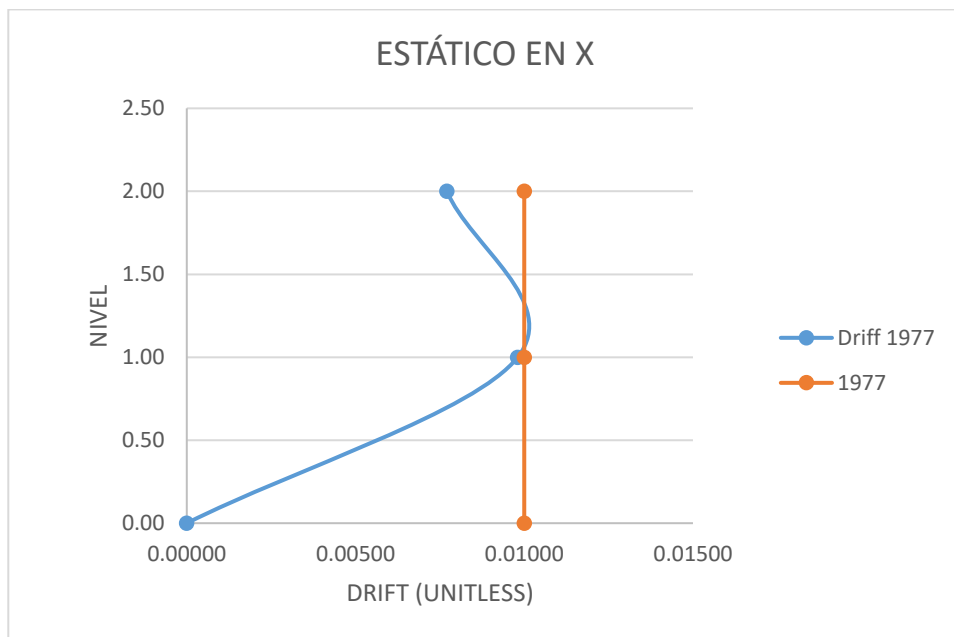


Gráfico 3 Distorsión máxima para el sismo estático en X

En cuanto la dirección de análisis estático en Y está cumpliendo la normativa de ese año para un sistema de albañilería confinada con una distorsión máxima de 0.01, donde se nota que en esta dirección la estructura es rígida.

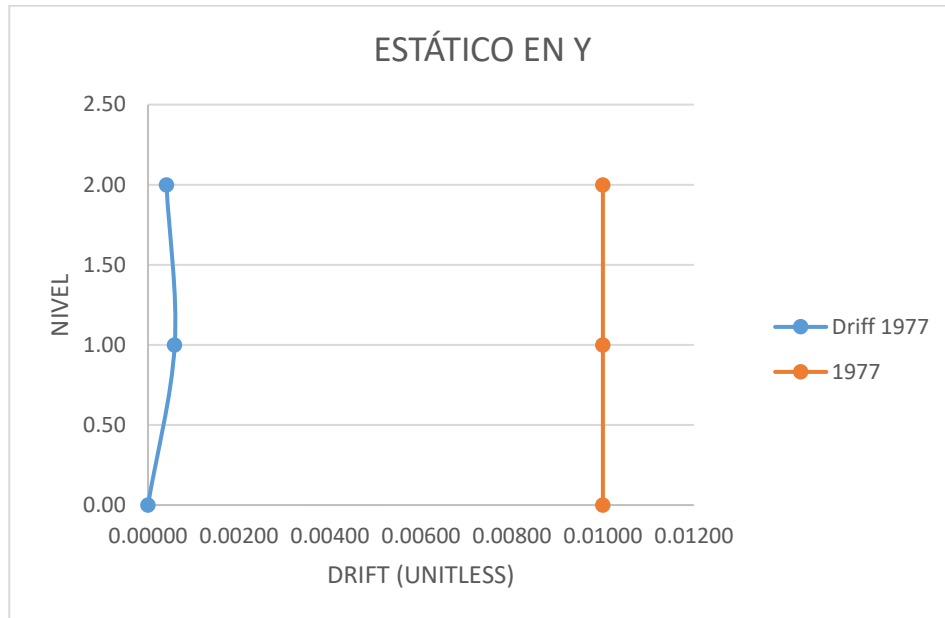


Gráfico 4 Distorsión máxima para el sismo estático en Y

El análisis dinámico en X para un sistema de concreto armado está cumpliendo la normativa del año de 1977.

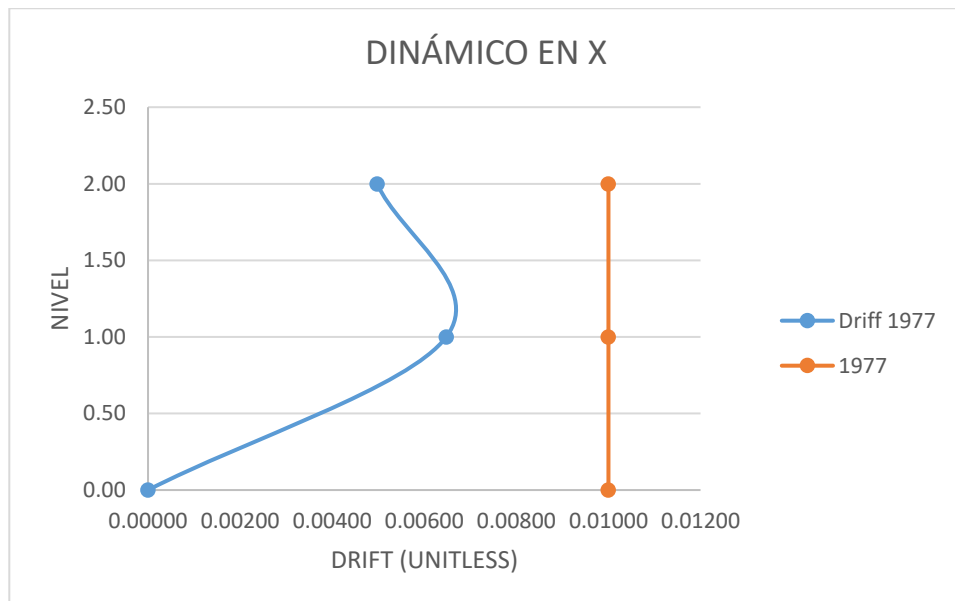


Gráfico 5 Distorsión máxima para el sismo dinámico en X

El análisis dinámico en Y para un sistema de albañilería está cumpliendo la normativa del año de 1977.

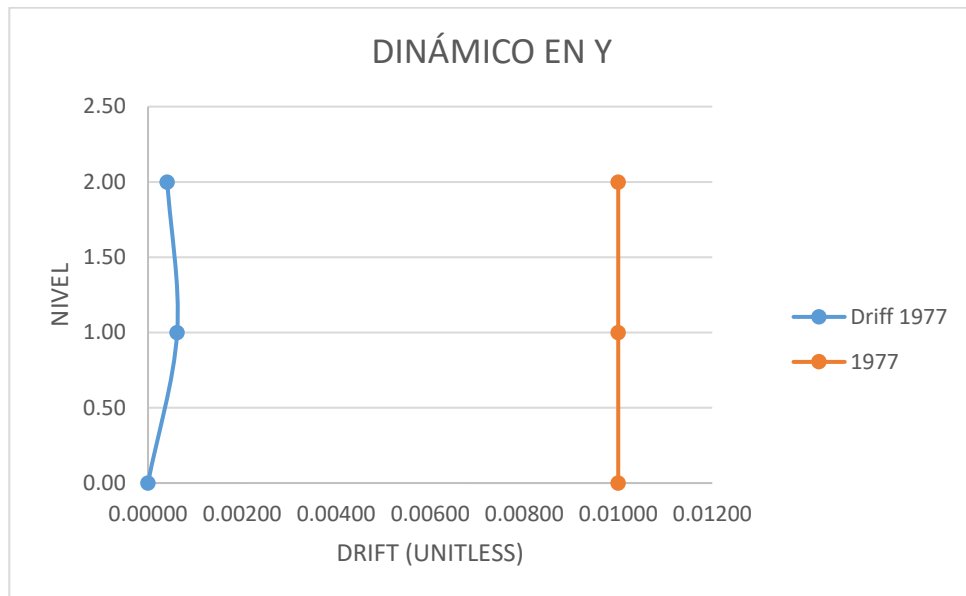


Gráfico 6 Distorsión máxima para el sismo dinámico en Y

Verificación de irregularidades

La estructura es regular en planta como en altura.

Ver anexo número 01

Análisis de cortantes basales

Dirección X, Y

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf
Story1	SEX	LinStatic	Step By Step	1	Bottom	0	-86.7281	0
Story1	SEY	LinStatic	Step By Step	1	Bottom	0	-0.0037	-162.8081
Story1	SDX	LinRespSpec	Max		Bottom	0	52.8335	0.0001
Story1	SDY	LinRespSpec	Max		Bottom	0	0.0034	138.2498

Tabla 21 Cortantes basales en ambos ejes.

Se observa que la dirección Y se lleva mayor porcentaje de cortante basal, esto es por la alta densidad de muros que hay en esa dirección.

Peso sísmico de la estructura

Story	Diaphragm	Mass X tonf-s ² /m	Mass Y tonf-s ² /m
Story1	D1	19.56862	19.56862
Story2	D2	12.90738	12.90738

Tabla 22 Peso sísmico de la estructura.

Para el piso 1

$$\text{Peso sísmico} = 19.56862 \text{tonf} \times 9.81 \text{ EC. 12}$$

$$\text{Peso sísmico} = 191.968 \text{tonf} \text{ EC. 13}$$

Para el piso 2

$$\text{Peso sísmico} = 12.9074 \text{tonf} \times 9.81 \text{ EC. 14}$$

$$\text{Peso sísmico} = 126.622 \text{tonf} \text{ EC. 15}$$

Peso por unidad de área

$$\text{Área} = 23.53 \text{m} \times 7.65 \text{m}$$

$$\text{Área} = 180.004 \text{m}^2$$

Para primer piso

$$\frac{191.968 \text{ton}}{180.004 \text{m}^2} = \frac{1.0665 \text{ton}}{\text{m}^2} \text{ EC. 16}$$

Para segundo piso

$$\frac{126.622 \text{ton}}{180.004 \text{m}^2} = \frac{0.7034 \text{ton}}{\text{m}^2} \text{ EC. 17}$$

Resultados del módulo Pre NDSR-1997 con los parámetros de la norma actual sismorresistente E030-2019

Espectro de respuesta para el modulo 780 con la normativa actual

Espectro en X

Z=	0.45
U=	1.5
S=	1.05

Tabla 23 Parámetros para la curva de pseudoaceleraciones.

Ia=	1
Ip=	1
Ro=	8
R=	8

Tabla 24 Factor de reducción sísmica Ro.

	Tipo de Suelo			
	0	1	2	3
TP=	0.3	0.4	0.6	1
TL=	3	2.5	2	1.6

Tabla 25 Valores de Tp y Tl para la obtención de la curva de pseudoaceleraciones.

La actual norma nos dice que la costa se encuentra en una zona 4 por lo tanto le corresponde un facto $Z=0.45$.

El factor $U=1.5$ por ser una estructura esencial.

El factor suelo por ser S2

El sistema es completamente regular según anexo número....

El factor $R_0=8$ por ser un sistema a porticado en la dirección x

Valores de TP Y TL 0.6 y 2 sucesivamente según el tipo de suelo.

$$V = \frac{ZUCS}{R} * P \quad EC. 18$$

$$T < TP \quad C = 2.5 \quad EC. 19$$

$$TP < T < TL \quad C = 2.5 \left(\frac{TP}{T} \right) \quad EC. 20$$

$$T > TL \quad C = 2.5 \left(TP - \frac{TL}{T^2} \right) \quad EC. 21$$

Donde la fuerza cortante en la base se calcula con la siguiente expresion

El factor de amplificacion C se se calculara mediante las expresiones que se muestran.

Dando por resultado la siguiente grafica de pseudoaceleraciones para el analisis en X

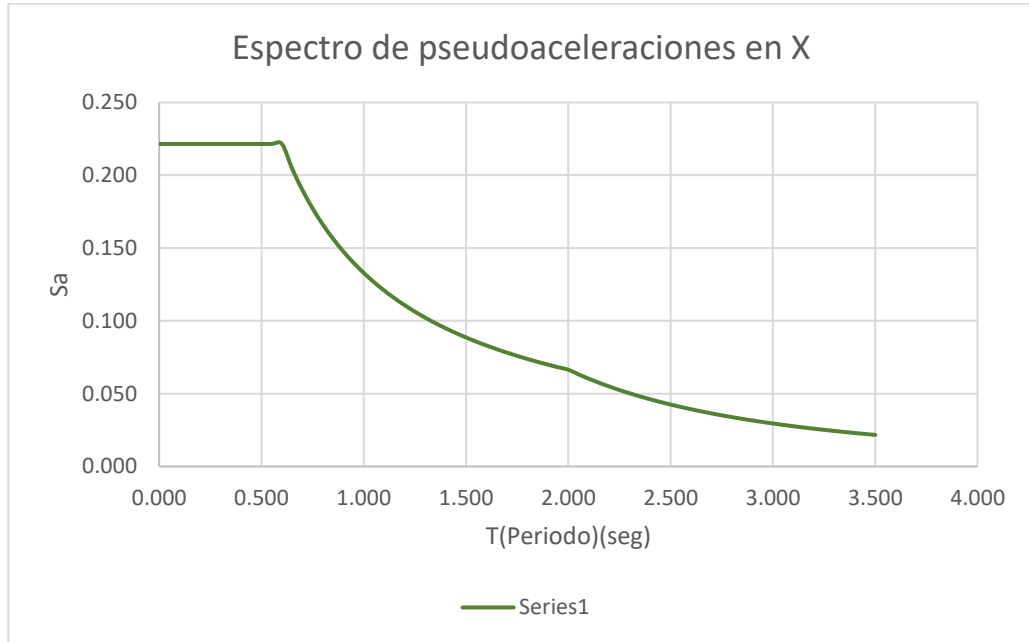


Gráfico 7 Espectro de pseudoaceleraciones en dirección X para la norma actual E.030 sismorresistente.

Curva de pseudoaceleraciones hasta un periodo T=3.5s

Espectro en Y

Z=	0.45
U=	1.5
S=	1.05

Tabla 26 Parámetros para la obtención de la curva de pseudoaceleraciones.

Ia=	1
Ip=	1
Ro=	3
R=	3

Tabla 27 Factor de reducción sísmica Ro

	Tipo de Suelo			
	0	1	2	3
Tp=	0.3	0.4	0.6	1
TL=	3	2.5	2	1.6

Tabla 28 Valores de Tp y Tl para la obtención de la curva de pseudoaceleraciones.

En comparación con el espectro en X es que en esta dirección se tendrán muros de albañilería con un factor de reducción sísmica R0=3

$$V = \frac{ZUCS}{R} * P \quad EC.22$$

$$T < TP \quad C = 2.5 \quad EC.23$$

$$TP < T < TL \quad C = 2.5 \left(\frac{TP}{T} \right) \quad EC.24$$

$$T > TL \quad C = 2.5 \left(TP - \frac{TL}{T^2} \right) \quad EC.25$$

Donde la fuerza cortante en la base se calcula con la siguiente expresion

El factor de amplificacion C se se calculara mediante las expresiones que se muestran.

Dando por resultado la siguiente grafica de pseudoaceleraciones para el análisis en Y

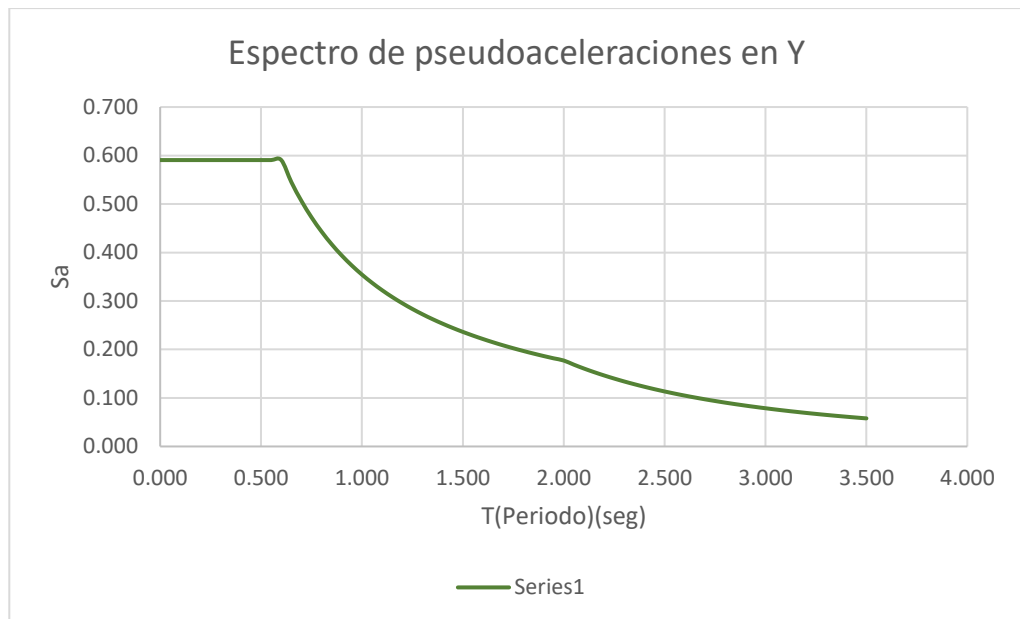


Gráfico 8 Espectro de pseudoaceleraciones en dirección Y para la norma actual E.030 sismorresistente.

Curva de pseudoaceleraciones analizada hasta un periodo $T=3.5s$

Los parámetros calculados se encuentran en anexo número 07.

Verificación por participación modal

Case	ItemType	Item	Static %	Dynamic %
Modal	Acceleration	UX	99.98	96.07
Modal	Acceleration	UY	98.84	90
Modal	Acceleration	UZ	0	0

Tabla 29 Participación de la masa sísmica.

Según norma actual se consideran aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa total.

Entonces la masa efectiva para el módulo, tanto la dirección X como Y trabaja con más del 90% de la masa efectiva para el análisis de respuesta del sistema.

Verificación por desplazamiento lateral

Para la norma actual las distorsiones máximas de entrepiso para los distintos sistemas estructurales son:

NORMA	Actual
MATERIAL PREDOMINANTE	
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de Concreto Armado con Muros de Ductilidad Limitada	0.005

Tabla 30 Distorsiones máximas para la norma actual E.030 sismorresistente.

Evaluando el módulo con los parámetros de esta norma se obtuvo las siguientes distorsiones de entrepiso para ambas direcciones X y Y.

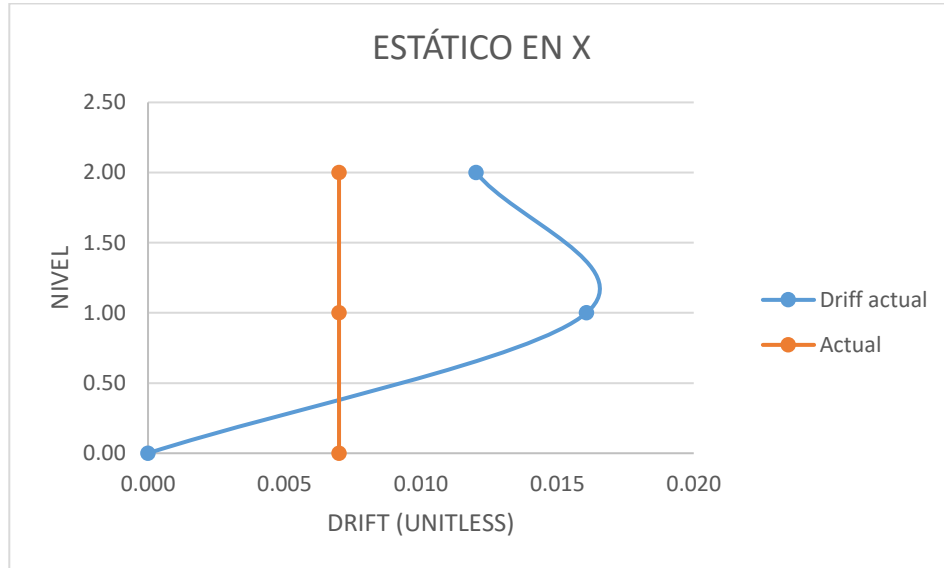


Gráfico 9 Distorsión máxima estático en X para el módulo base.

Donde se puede observar que en el análisis estático en X con sistema de pórticos de concreto armado no están cumpliendo al 100% derivas para una distorsión máxima de 0.007.

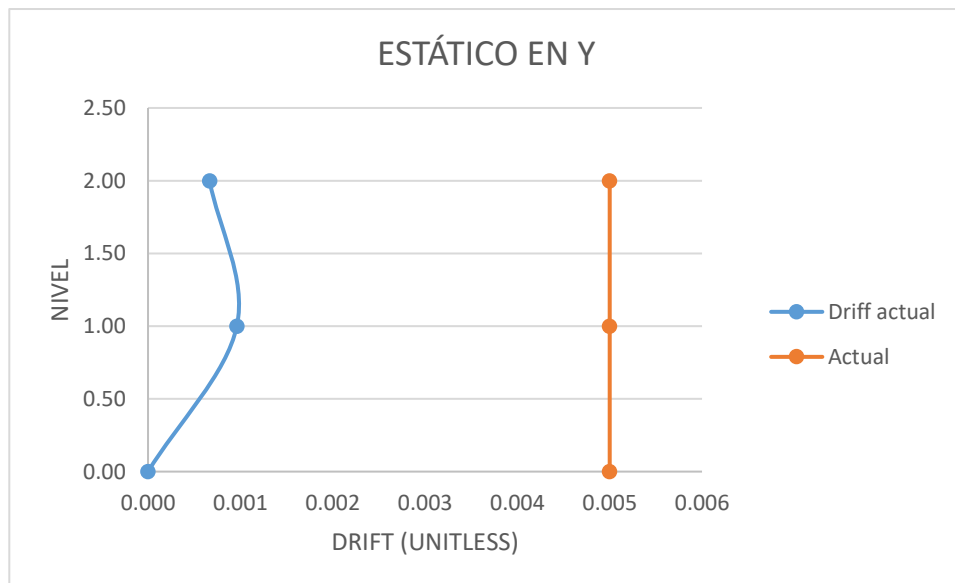


Gráfico 10 Distorsión máxima estático en Y para el módulo base.

En cuanto la dirección de análisis estático en Y está cumpliendo la normativa actual para un sistema de albañilería confinada con una distorsión máxima de 0.005, donde se nota que en esta dirección la estructura es rígida.

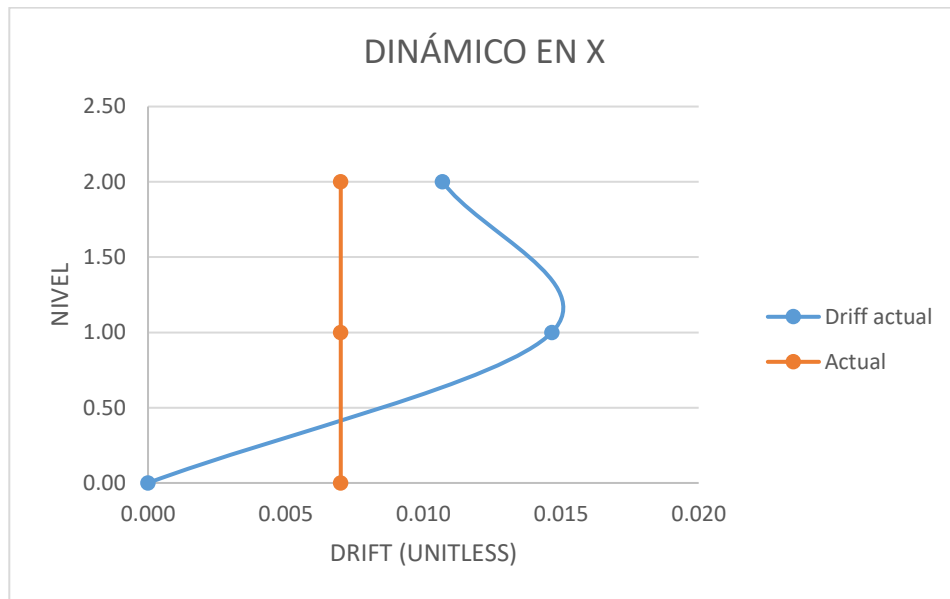


Gráfico 11 Distorsión máxima dinámico en X para el módulo base.

El análisis dinámico en X para un sistema de concreto armado tampoco está cumpliendo la normativa actual para una distorsión máxima de 0.007

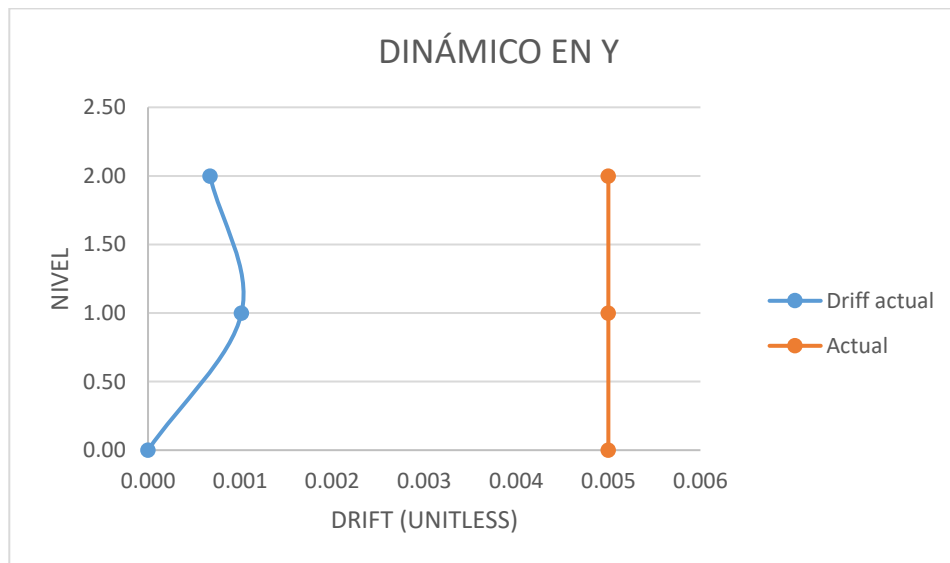


Gráfico 12 Distorsión máxima dinámico en Y para el módulo base.

El análisis dinámico en Y para un sistema de albañilería está cumpliendo la normativa actual.

Verificación de irregularidades

La estructura es regular en planta como en altura.

Ver anexo número 01.

Análisis de cortantes basales

Dirección X, Y

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf
Story1	SEX	LinStatic	Step By Step	2	Bottom	0	-90.571	0
Story1	SEY	LinStatic	Step By Step	2	Bottom	0	0	-241.4955
Story1	SDX	LinRespSpec	Max		Bottom	0	80.2135	6.48E-07
Story1	SDY	LinRespSpec	Max		Bottom	0	9.30E-06	216.5571

Tabla 31 Cortantes basales en ambas direcciones para el módulo base con norma actual E.030 sismorresistente.

Se observa que la dirección Y se lleva mayor porcentaje de cortante basal, esto es por la alta densidad de muros que hay en esa dirección.

Peso sísmico de la estructura

Story	Diaphragm	Mass X tonf-s ² /m	Mass Y tonf-s ² /m
Story1	D1	19.57496	19.57496
Story2	D2	12.91279	12.91279

Tabla 32 Masa sísmica modulo base norma actual.

Para el piso 1

$$\text{Peso sísmico} = 19.57496 \text{tonf} \times 9.81 \text{ EC. 26}$$

$$\text{Peso sísmico} = 192.030 \text{tonf} \text{ EC. 27}$$

Para el piso 2

$$\text{Peso sísmico} = 12.91279 \text{tonf} \times 9.81 \text{ EC. 28}$$

$$\text{Peso sísmico} = 126.6745 \text{tonf} \text{ EC. 29}$$

Peso por unidad de área

$$\text{Área} = 23.53 \text{m} \times 7.65 \text{m}$$

$$\text{Área} = 180.004 \text{m}^2$$

Para primer piso

$$\frac{192.030 \text{ton}}{180.004 \text{m}^2} = \frac{1.0668 \text{ton}}{\text{m}^2} \text{ EC. 30}$$

Para segundo piso

$$\frac{126.6745 \text{ton}}{180.004 \text{m}^2} = \frac{0.7037 \text{ton}}{\text{m}^2} \text{ EC. 31}$$

Comparativa para los espectros, distorsiones máximas y cortantes basales para ambas normas

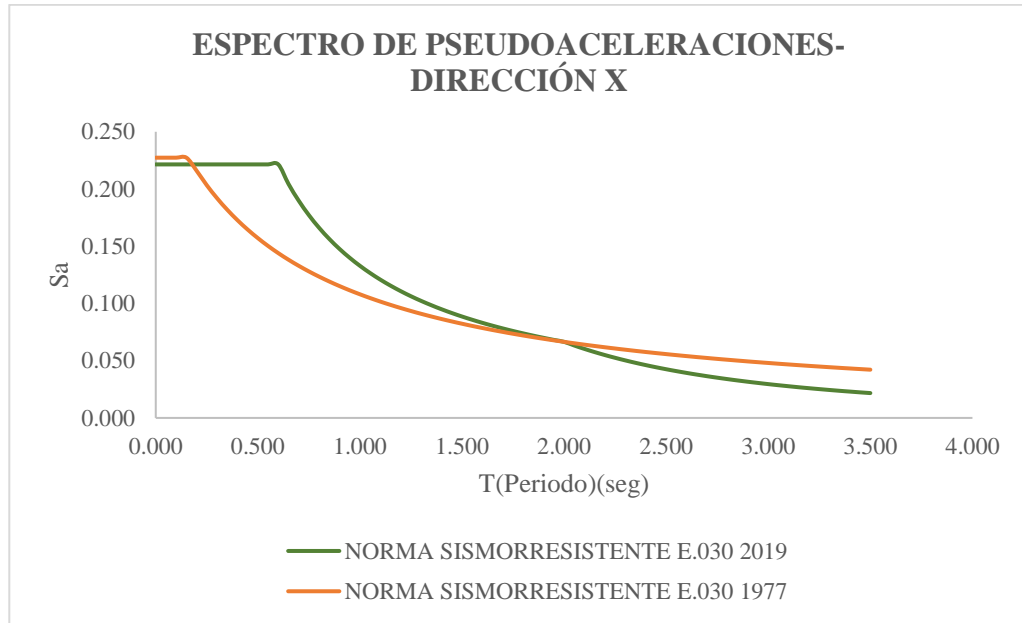


Gráfico 13 Espectro de pseudoaceleraciones en dirección X para la norma E.030 1977-2019.

Fuente 2 Fuente propia

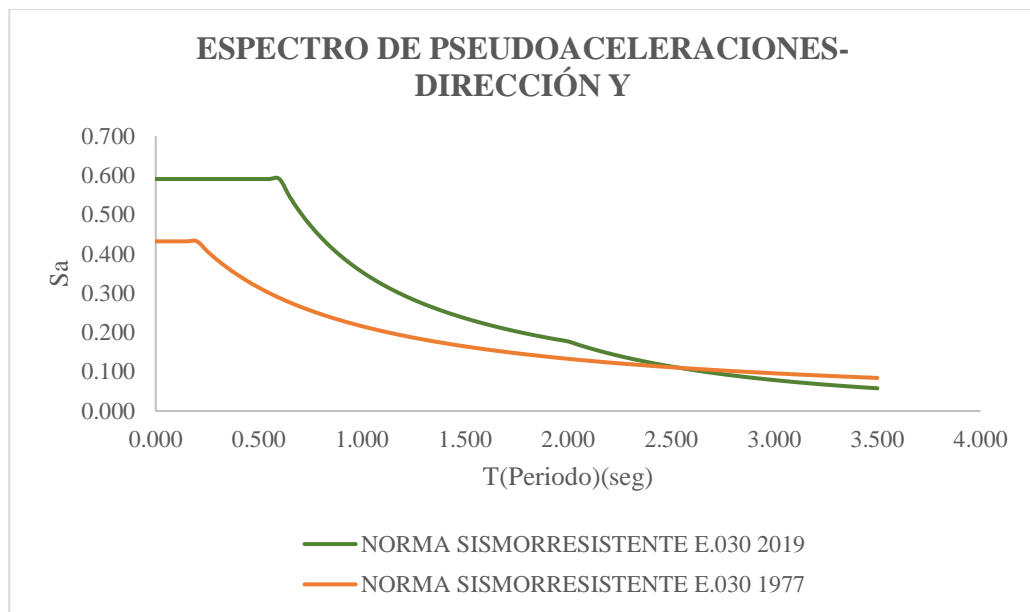


Gráfico 14 Espectro de pseudoaceleraciones en dirección Y para la norma E.030 1977-2019.

Fuente 3 Fuente Propia

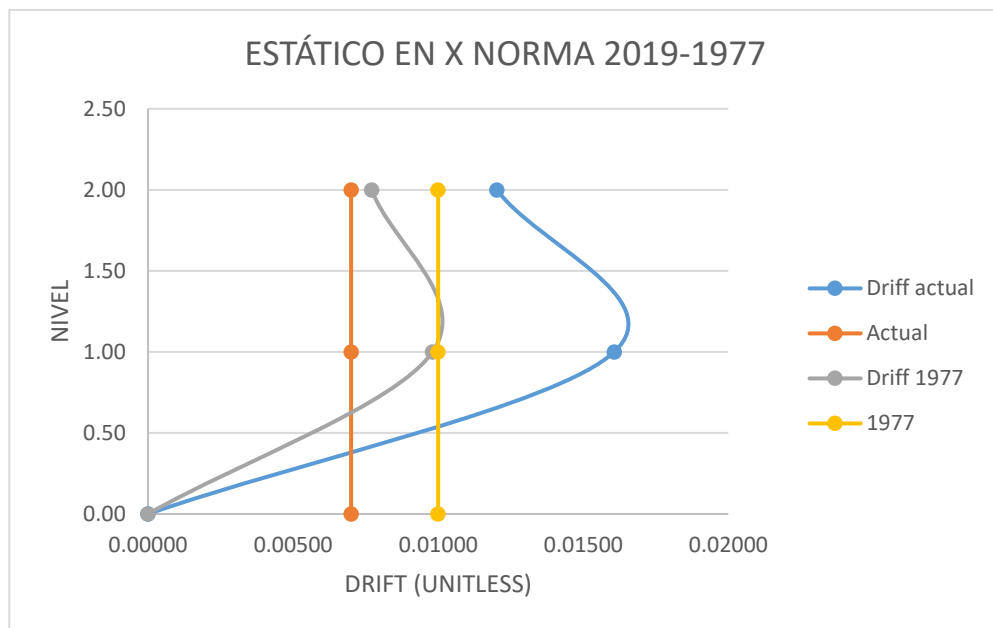


Gráfico 15 Distorsiones máximas para ambas normativas 1977-E.030 actual, estático en X.

Se observa que el análisis en X del módulo para la norma de 1977 está cumpliendo la distorsión máxima de ese año 0.01, mientras que con la norma actual los desplazamientos en esa dirección sobrepasan más del doble de la distorsión permisible.

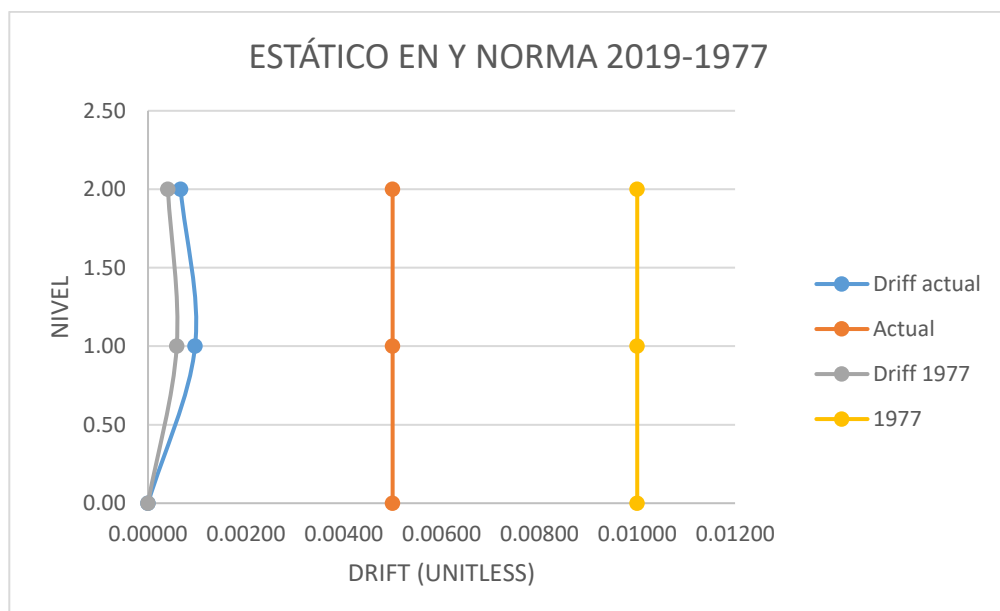


Gráfico 16 Distorsiones máximas para ambas normativas 1977-E.030 actual, estático en Y.

El módulo en la dirección Y para ambas normativas de 1977 y 2019 el sistema es rígido debido a la presencia de muros de albañilería.

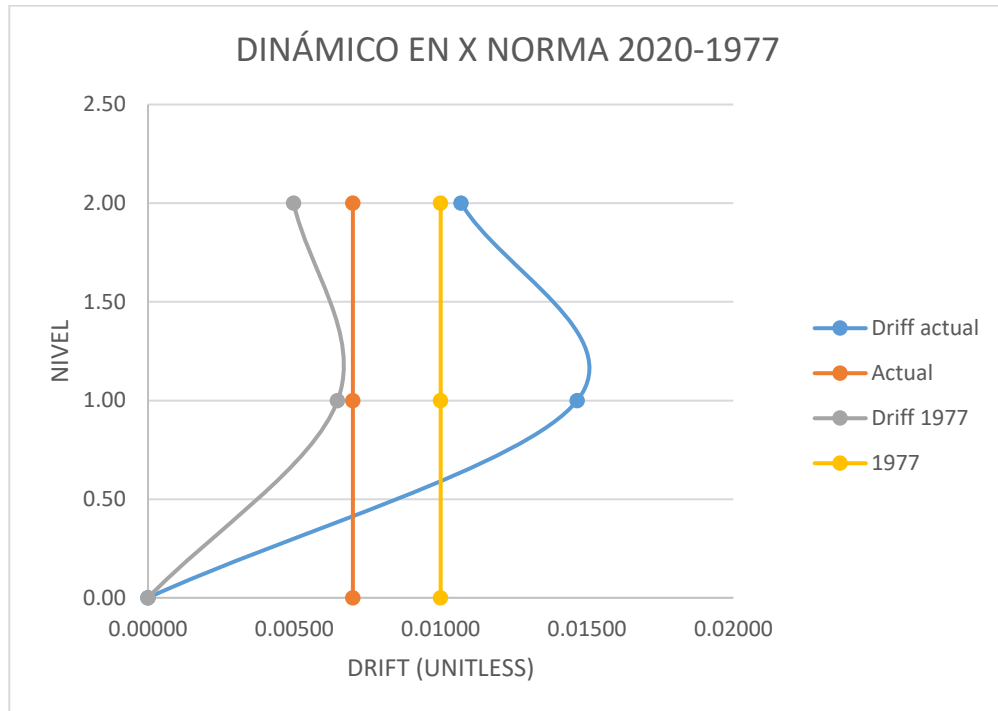


Gráfico 17 Distorsiones máximas para ambas normativas 1977-E.030 actual, dinámico en X.

El módulo para el análisis dinámico en X para la normativa antigua cumple la distorsión máxima de 0.01, mientras que para la normativa actual sobrepasa el doble de 0.07.

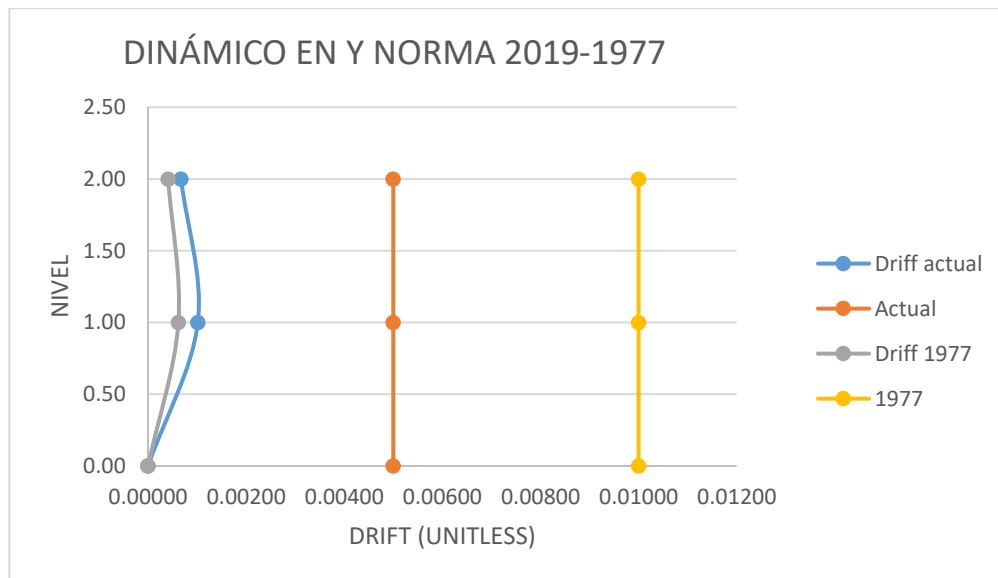


Gráfico 18 Distorsiones máximas para ambas normativas 1977-E.030 actual, dinámico en Y.

En esta dirección de análisis para el sismo dinámico, cumple para ambas normas.

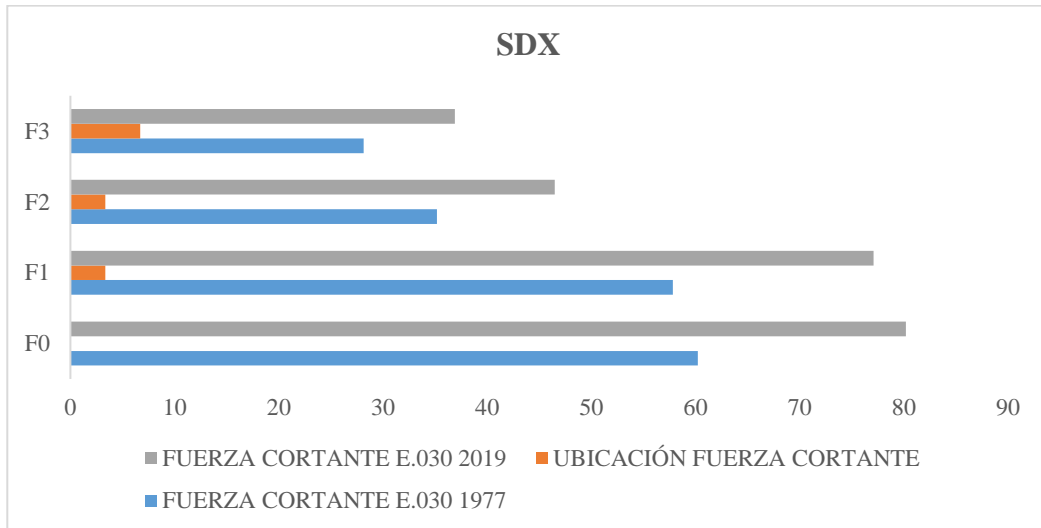


Gráfico 19 Cortante dinámico X en la base para la norma E.030 1977-2019.

Se observa que en la dirección X el módulo tipo 780 con la norma del año del 2019 absorbe mayor cortante en la base que con la norma del año de 1977.

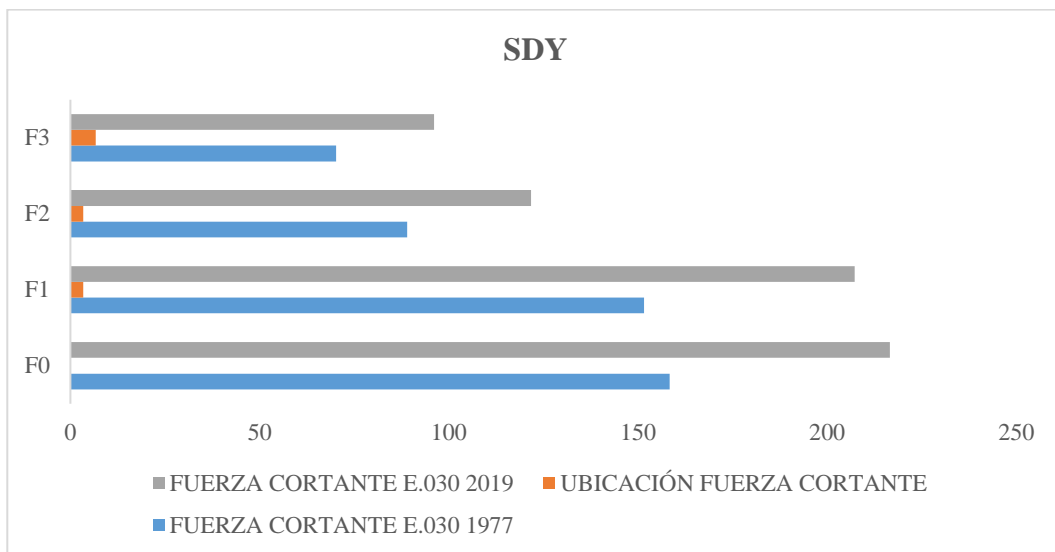


Gráfico 20 Cortante dinámico Y en la base para la norma E.030 1977-2019.

Se observa que en la dirección Y el módulo tipo 780 con la norma del año del 2019 absorbe mayor cortante en la base que con la norma del año de 1977.

Resultados del análisis estático no lineal-pushover para el módulo base con la norma E.030 del año 1977.

Se extrajo el módulo base de la tesis “Vulnerabilidad sísmica de una edificación escolar típica módulo 780 pre NDSR-1997 mediante modelos no lineales. Ubicada en lima Metropolitana.

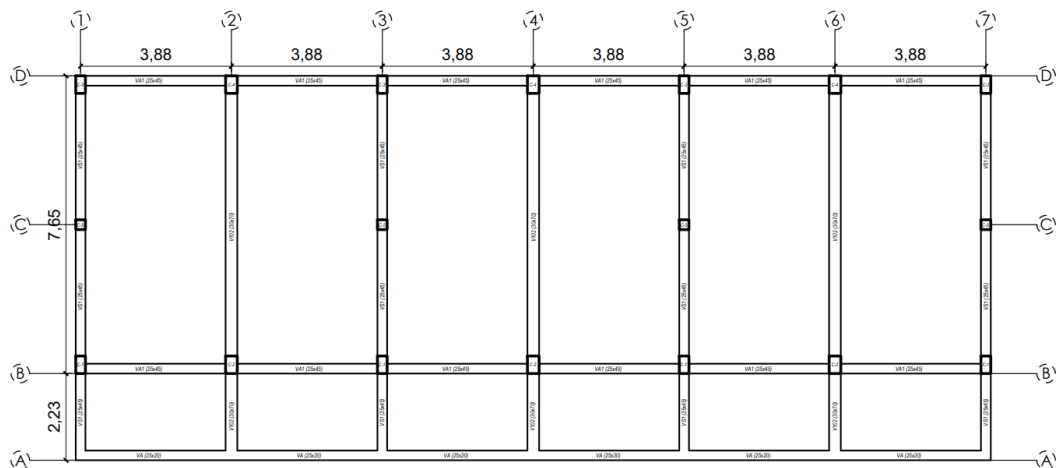


Figura 7 Planta del plano de estructuras.

Para el modelamiento se tomaron las secciones tal cual el módulo se construyó:

Las secciones para el análisis son:

Columnas:

25cmX25cm

25cmX45cm

30cmX45cm

Vigas:

25cmX20cm

25cmX45cm

30cmX70cm

Muro de albañilería:

e=25cm

Propiedades elásticas de los materiales:

Acero de refuerzo:

Límite de fluencia $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad $E_s=2000000 \text{ kg/cm}^2$

Concreto

Resistencia especificada a la compresión	$f'_c=175 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de poisson	$\nu=0.15$
Módulo de elasticidad	$E_c=15000\sqrt{f'_c}$ $E_c=198431\text{kg/cm}^2$

Cargas consideradas

Cargas de servicio para el análisis.

Carga muerta

Losa h=20cm unidireccional	0.30 ton/m ²
Acabados	0.12 ton/m ²
Albañilería	0.18 ton/m ²

Carga viva

Sobrecarga	0.30 ton/m ² (aulas)
	0.10 ton/m ² (azotea)

Consideraciones del análisis estático no lineal (método pushover)

- Según Fema 356 el desplazamiento máximo es el 4% de la altura del edificio.
- Se modelaron las rótulas plásticas para columnas y vigas tipo fibra para un mejor comportamiento de la curva de capacidad cortante vs desplazamiento.
- Los muros de albañilería se modelaron con elementos tipo Frame y shear V3, con un material equivalente al de albañilería.
- La asignación de Hinges para columnas y vigas se asignaron a una distancia de 0.05 y 0.95 desde la opción relative to clear length.
- La asignación de Hinges para los muros de albañilería se asignó a la mitad del elemento Frame a una distancia de 0.65 desde la opción relative to clear length.

Vista 3D con muros de albañilería equivalente tipo Frame.

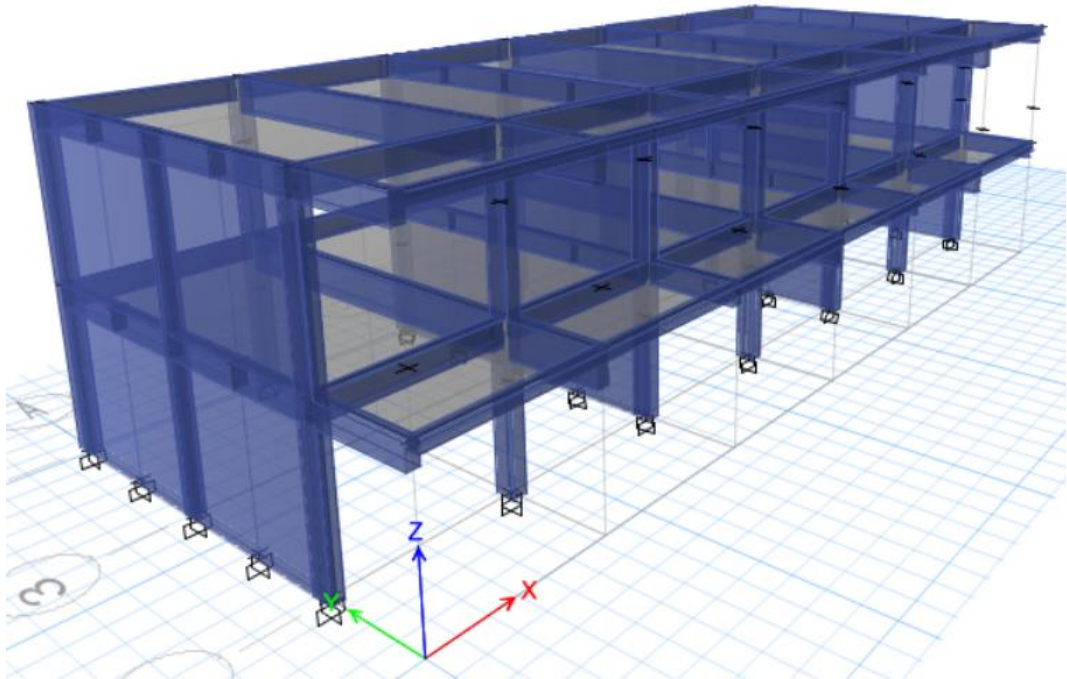


Figura 8 Vista 3D con elementos tipo frame.

Análisis estático no lineal en la dirección XX

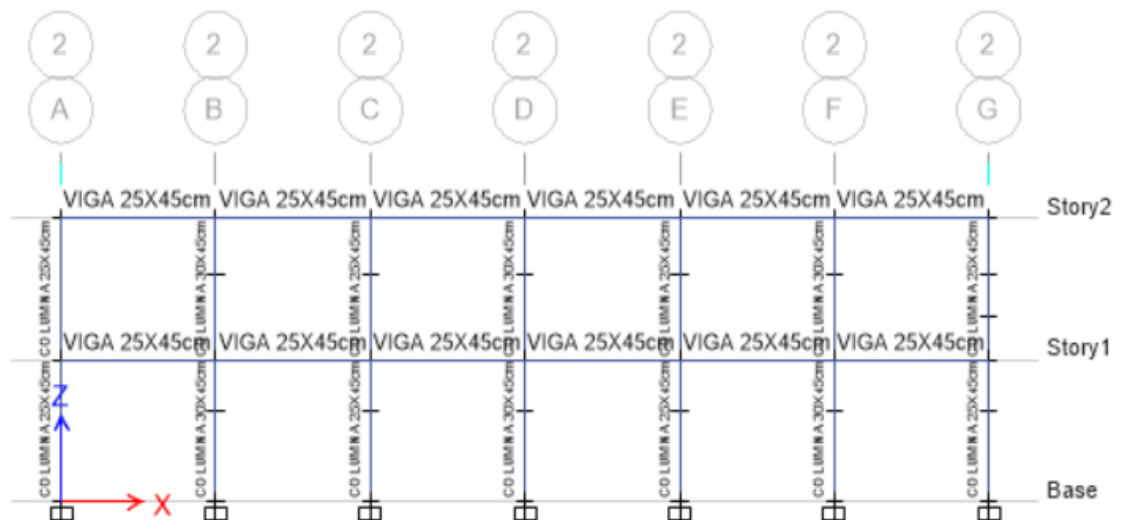


Figura 9 Vista modulo base XZ.

Asignación de rotulas tipo fibra

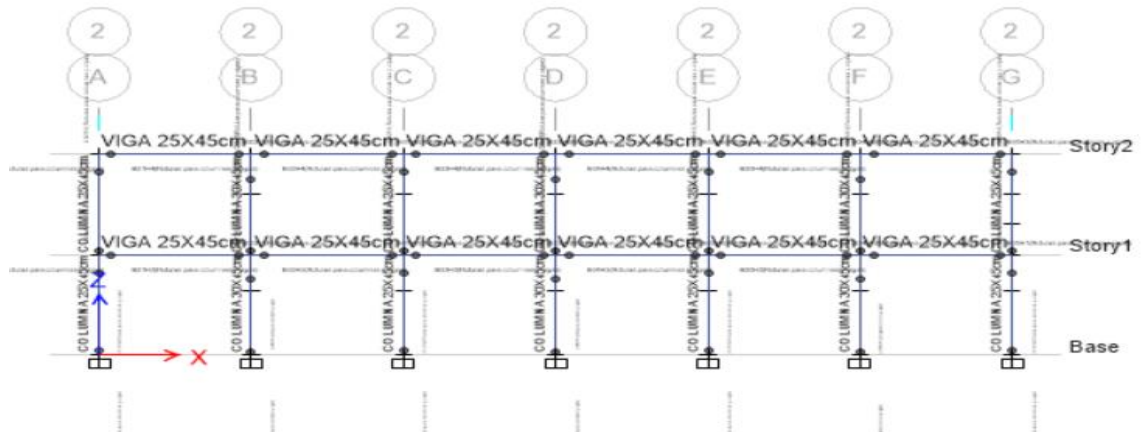


Figura 10 Vista modulo base XZ con asignación de rótulas plásticas.

Significados de colores según SEAOC:



Figura 11 desempeño de la estructura según SEAOC.

Verde: totalmente operacional

Celeste: operacional

Morado: resguardo de vida

Rojo: colapso

Modos de falla

40 pasos iterativos para el patrón de cargas

En el paso numero 02 aparecen las primeras rótulas en las columnas del eje 2B y eje 2B con un desplazamiento en el primer piso de 1.8723cm y en el segundo piso de 3.60cm.

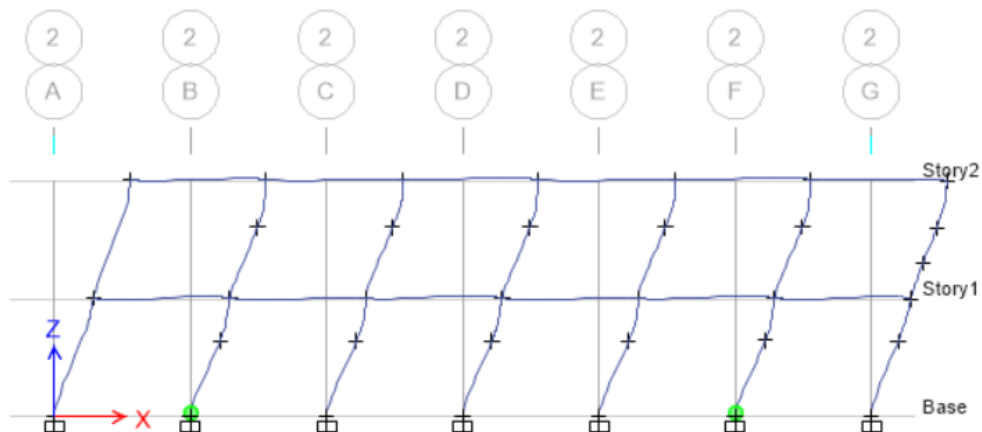


Figura 12 Modo de falla para el paso 02 en vista XZ.

En el paso siguiente se observa que columnas y vigas empiezan a generar rótulas, para un desplazamiento en el primer piso de 2.78cm y en el segundo piso de 5.286cm.

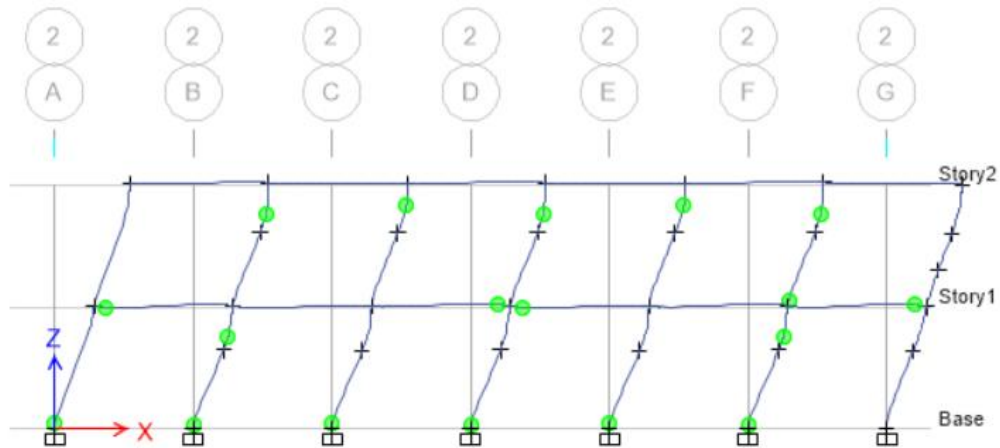


Figura 13 Modo de falla para el paso 04 en vista XZ.

En el paso 06 falla la viga del eje BC Y FG con un desplazamiento para el primer piso de 6.598cm y el segundo piso de 13.633cm.

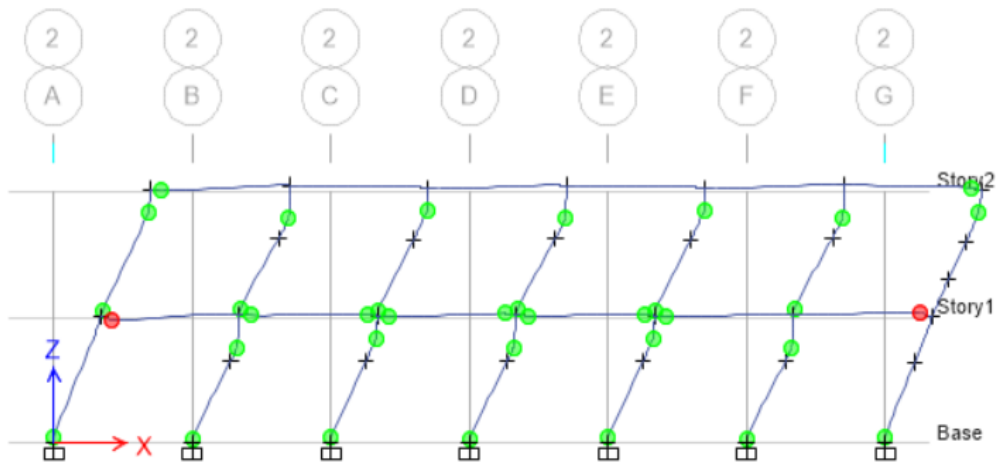


Figura 14 Modo de falla para el paso 05 en vista XZ.

En el paso 16 empieza a aparecer las primeras rótulas de falla en columnas del segundo piso para un desplazamiento para el primer piso de 8.584cm y en el segundo piso de 18.13cm.

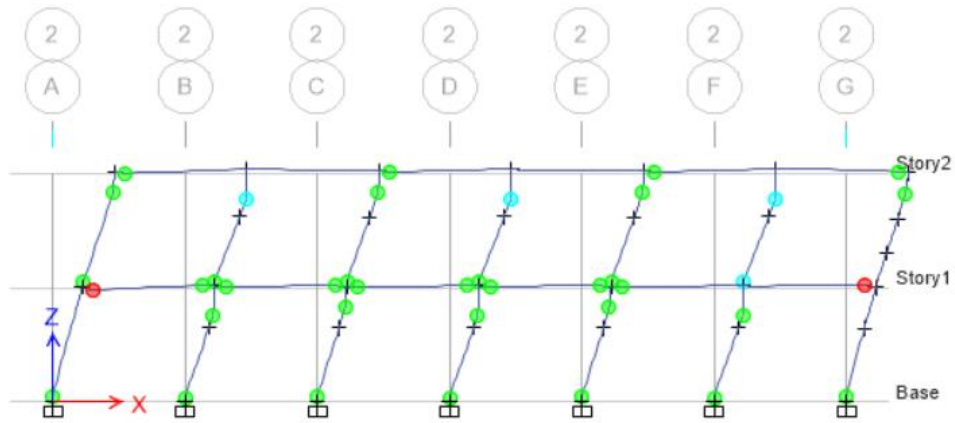


Figura 15 Modo de falla para el paso 07 en vista XZ.

En el paso 28 fallan las vigas del eje AB, CD, DE y EF además se generan rótulas de falla en el primer y segundo nivel para un desplazamiento del primer piso de 10.875cm y el segundo 23.85cm y se observa que empiezan a fallar las vigas del segundo piso.

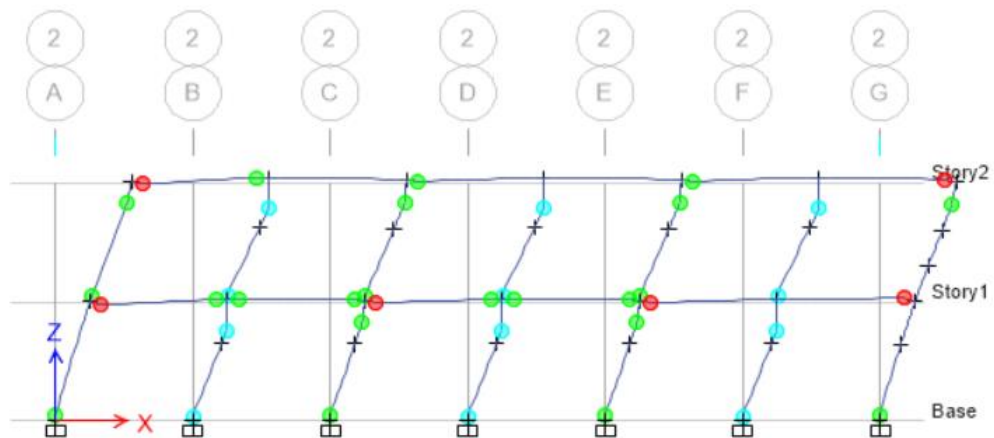


Figura 16 Modo de falla para el paso 22 vista XZ.

En el paso 38 ya fallaron columnas y vigas como se muestra en la imagen, para un desplazamiento del primer piso de 12.04cm y el segundo piso de 26.81cm

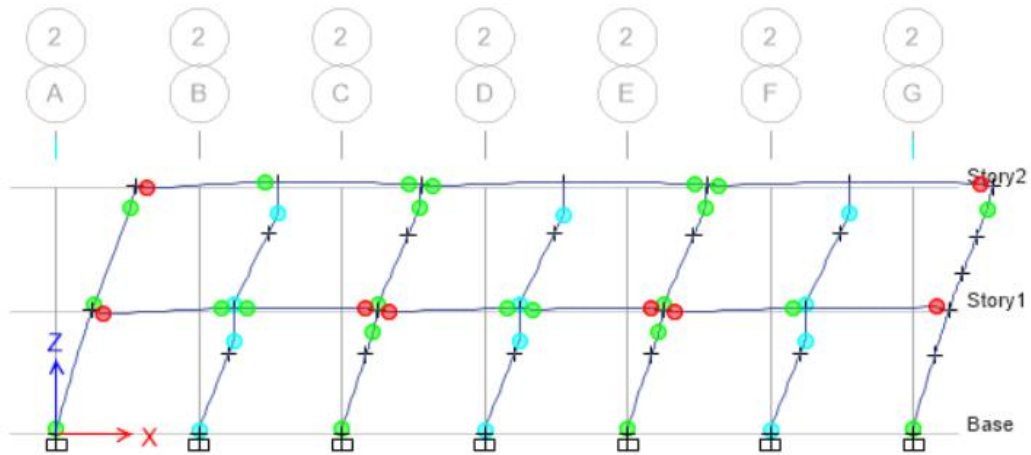


Figura 17 Modo de falla para el paso 40 vista XZ.

Curva de capacidad y curva Bilineal en la dirección XX

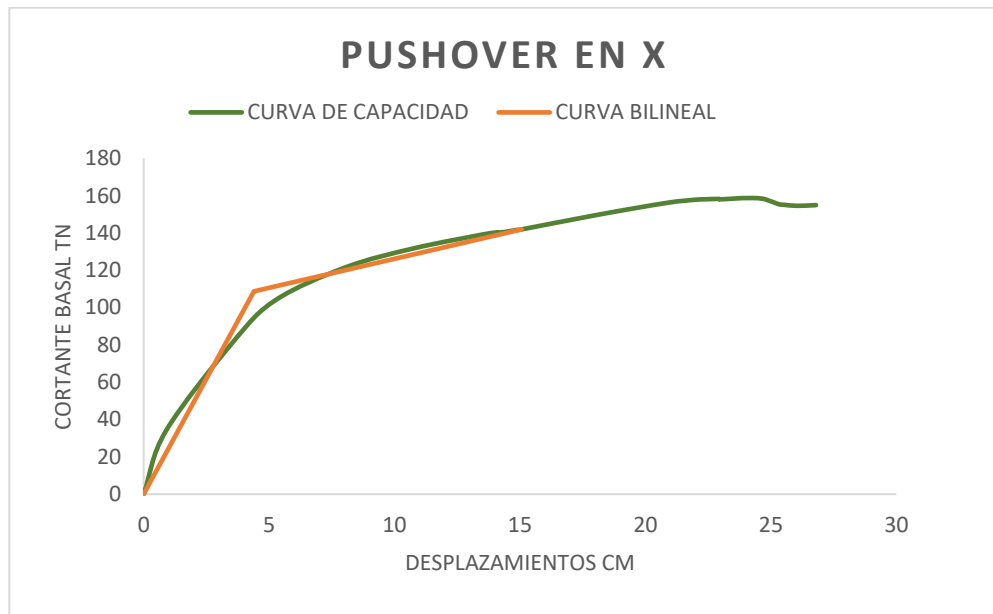


Gráfico 21 Curva de capacidad cortante vs desplazamiento para el módulo base con los parámetros de la norma sismorresistente de 1977.

Se observa un máximo desplazamiento para la estructura a porticada en la dirección X, de 26.8cm y una fuerza cortante máxima de 158.24tonf.

Punto de desempeño según comité visión 2000

Para hallar el punto de desempeño se representó la curva bilineal el cual nos indica que tiene como desplazamiento de fluencia hacia el desplazamiento objetivo.

Método de los coeficientes en la dirección X

Se tiene un desplazamiento objetivo D_o de 15.06 cm con una cortante V_o de 141.88Tnf, y un punto de fluencia efectiva D_y en 4.40cm con una cortante en el límite elástico V_y de 108.76Tnf. Se tiene una ductilidad μ_d dividiendo el desplazamiento ultimo D_o/D_y un valor de 3.42.

CURVA BILINEAL	
D (cm)	V (Tn)
0	0
4.4	108.76
15.06	141.88

Tabla 33 Datos para realizar la curva bilineal en el eje X

Por otro lado, con ayuda del ETABS se encontró el punto de desempeño según Fema 440, con un desplazamiento 10.93cm en el punto de intersección de las curvas de capacidad y demanda.

Desempeño sismorresistente Albañilería E.030 1977

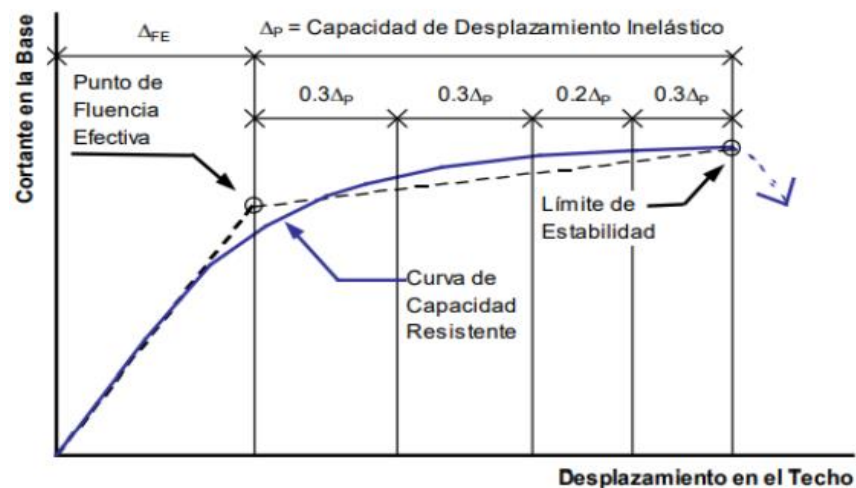


Figura 18 Desempeño para edificaciones según visión 2000

Para analizar el desempeño estructural del módulo 780 se siguió el procedimiento que brinda el comité visión 2000 que nos permite sectorizar la curva de capacidad e identificar en qué estado se encuentra la estructura.

Para ello se extrajo el desplazamiento en el techo de 1.18cm en el programa ETABS, teniendo en cuenta el punto de fluencia efectiva de 4.40cm y una fuerza cortante de 108.76 tnf, la sectorización quedo de la siguiente manera

$$\Delta FE = 4.40\text{cm}$$

$\Delta p =$	1.18cm		
	4.76cm	5.11cm	5.34cm
		5.34cm	5.70cm

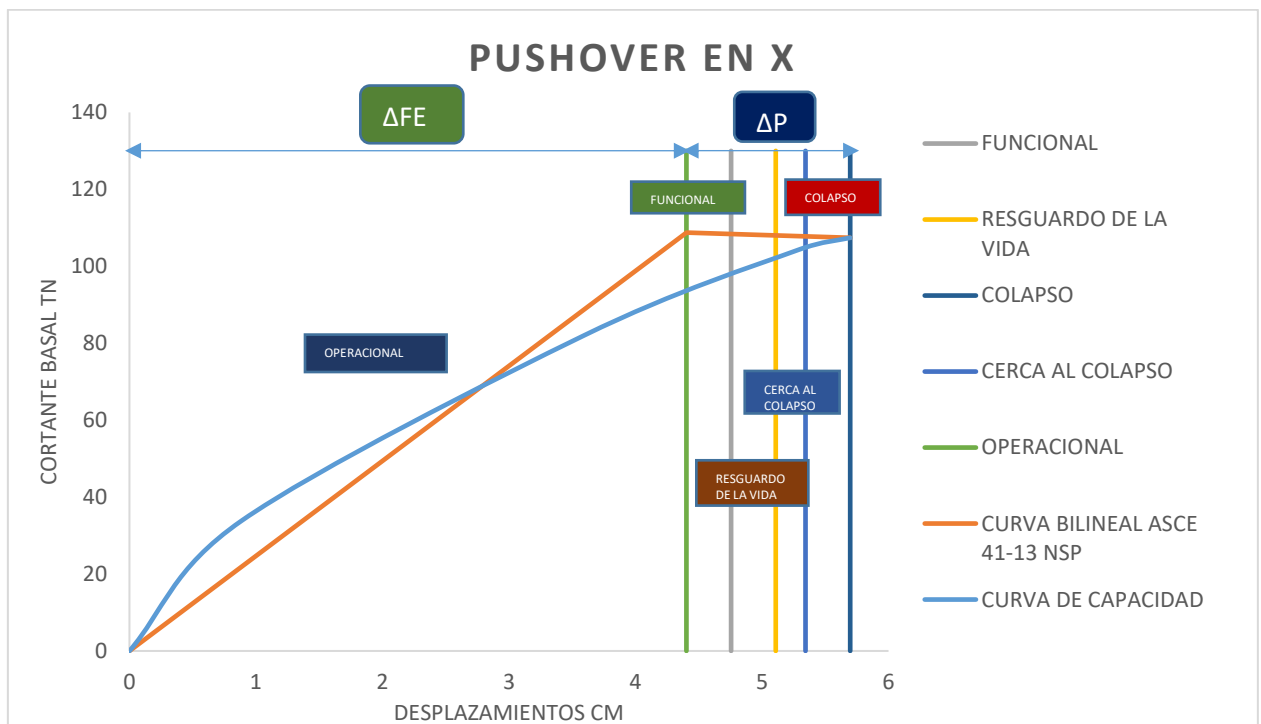


Gráfico 22 Curva de capacidad con la norma E.030 1977 con la sectorización que brinda el comité Visión 2000.

Se observa que la curva de capacidad sectorizada con el comité visión 2000 no tiene un buen desempeño debido que en el punto de fluencia efectiva 4.40cm tiene una cortante en el límite elástico de 108.76tonf y la estructura llega al colapso con 107.4tonf, la relación es de 0.98 dando a entender que la estructura falla, dando un desplazamiento máximo hasta el colapso de 5.70cm, pero no llega al punto objetivo de 15.06cm dando a entender que la estructura falla antes.

Para poder entender mejor la curva de capacidad es necesario definir algunos puntos de interés, estos facilitan el reconocimiento de la zona de comportamiento elástica e inelástica del módulo.

Puntos de interés

La siguiente tabla presenta todos los puntos de interés para la dirección X

Puntos de interés	Dirección		
	XX		
	V (ton)	Δ (cm)	Relación
Diseño	90.57	4.18	
Primera Rótula	82.07	3.60	0.91
Fluencia Efectiva	108.76	4.40	1.20
Colapso	107.40	5.70	1.19

Tabla 34 Puntos de interés

Para la norma E.030 se requiere que por lo menos el módulo soporte 90.57tonf de cortante basal, con la obtención de la curva de capacidad podemos demostrar que la estructura para la etapa de formación de la primera rótula no soporta lo requerido por la norma, debido que la rótula aparece antes de la capacidad límite de la E.030 dando una relación de 0.91, por otro lado las etapas de fluencia efectiva y colapso la estructura no desarrolla mayor cortante basal, entendiéndose que la estructura falla prácticamente con la misma fuerza cortante de la fluencia efectiva.

A continuación, se presentarán los momentos curvaturas de los elementos estructurales, pero para eso hay que conocer los diagramas esfuerzo deformación del concreto y acero.

Diagrama esfuerzo deformación del concreto

Las propiedades no lineales del concreto pertenecen a Mander $F'_c=175 \text{ kgf/cm}^2$

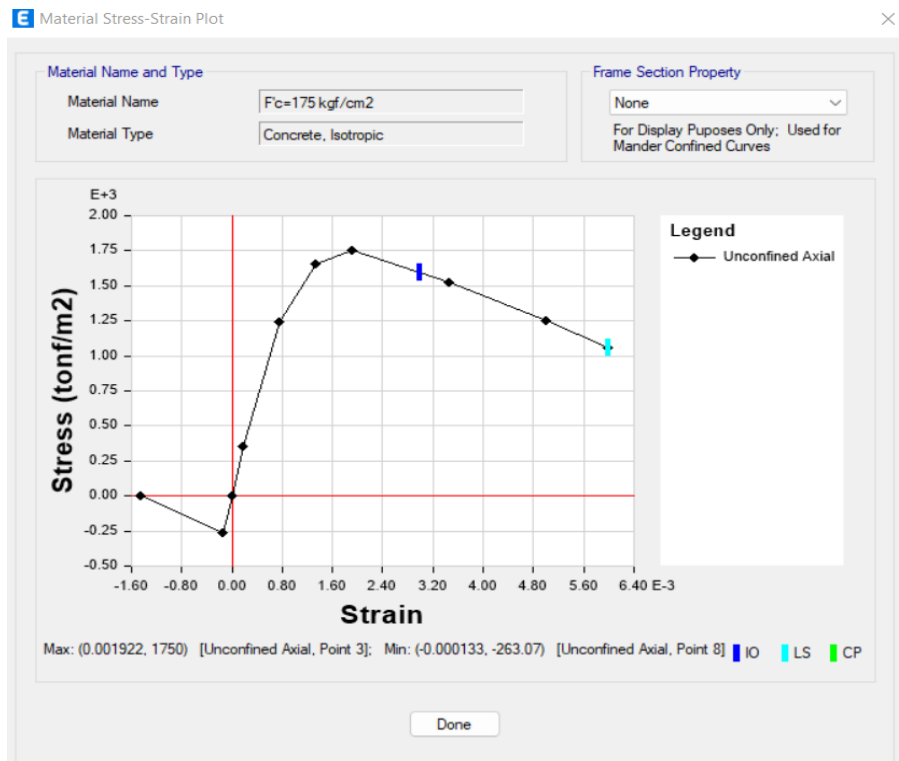


Figura 19 Propiedades del concreto tipo Mander

Diagrama esfuerzo deformación del acero

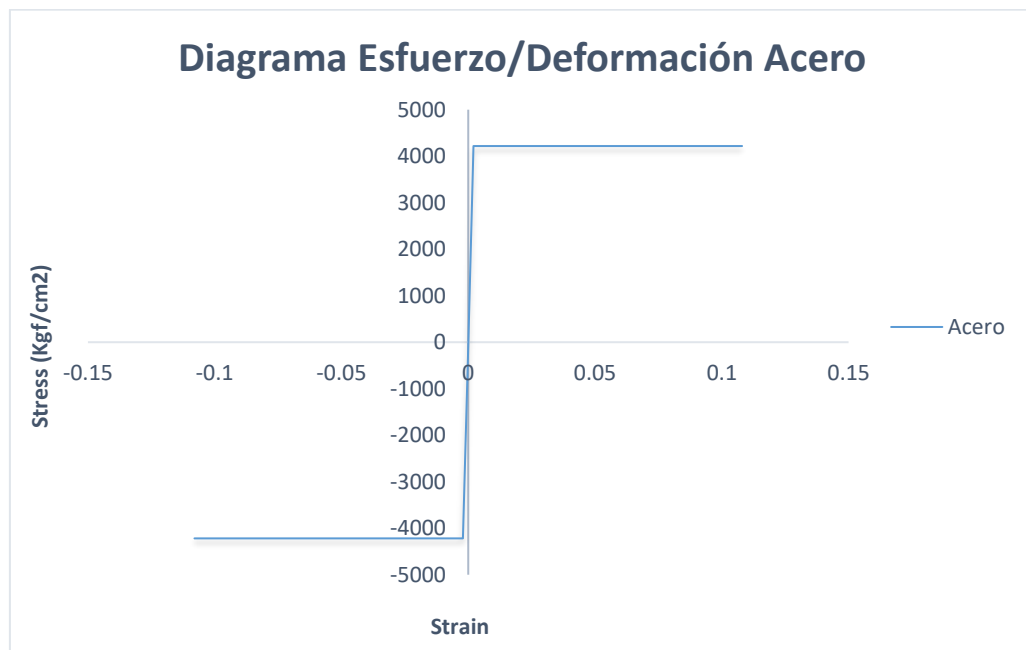


Gráfico 23 Diagrama esfuerzo deformación del acero 4200 kgf/cm2

Diagramas de momento curvatura para columnas y vigas para el módulo tipo 780 con la norma de 1977.

Columna 30cmx45cm

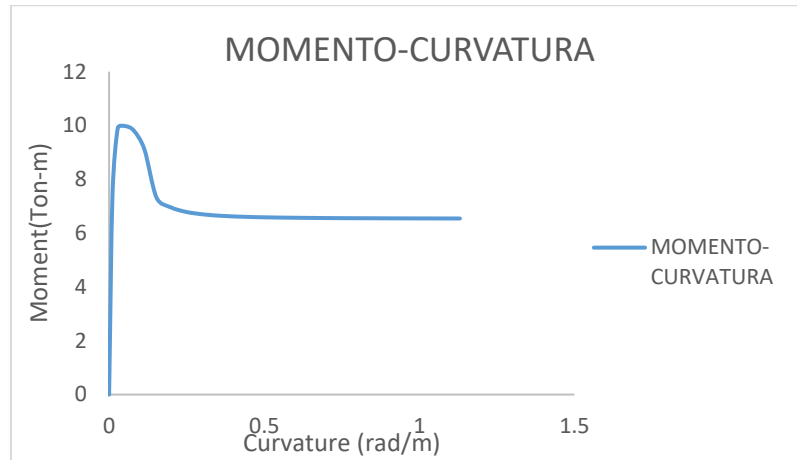


Gráfico 24 Diagrama momento curvatura de 90° M33 para columna de 30cmx45cm sin carga axial.

Se visualiza que para la columna de 30cmX45cm llega a tener un momento máximo de 9.97ton-m para un momento M33 y una curvatura máxima de 1.13 (rad/m).

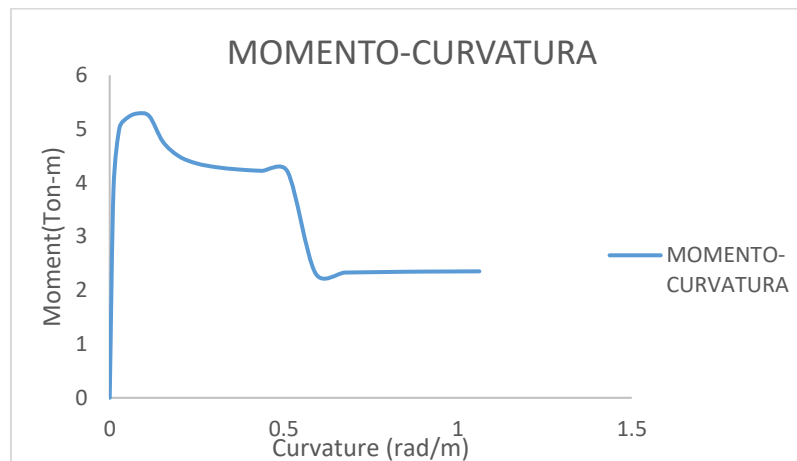


Gráfico 25 Diagrama momento curvatura de 90° M33 para columna de 30cmx45cm con carga axial de 50tonf.

Mientras que para esa misma columna de 30cmX45cm asignando una carga axial de 50tonf para un momento M33 el momento máximo llega a 5.28ton-m y una curvatura máxima de 1.06 (rad/m). además, se aprecia que el elemento llega a su límite elástico con 5.28ton-m con una curvatura de 0.08 (rad/m). esto influirá mucho en la obtención de la curva capacidad (Pushover debido a que si el elemento estructural se le asigna una sección más grande o se le pone más fierro cumpliendo cuantías o también que se use una calidad de concreto más importante, influirá mucho para la curva Pushover y por consecuencia en la sectorización con el comité visión 2000.

Viga 25cmx45cm

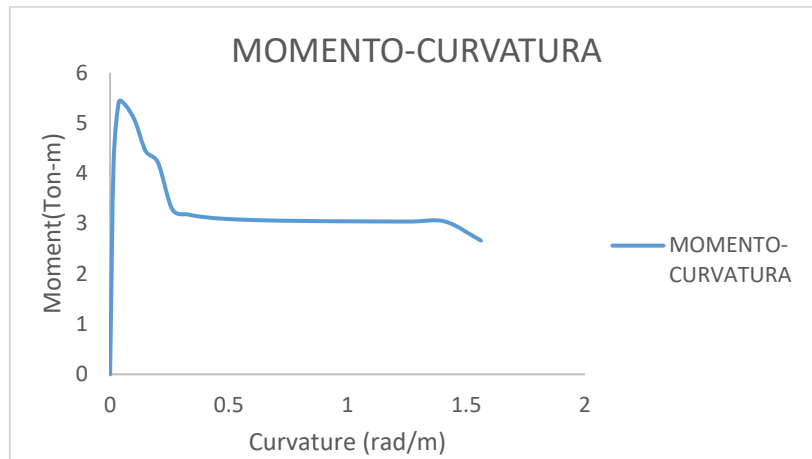


Gráfico 26 Diagrama momento curvatura de 90° M33 para viga de 25cmx45cm sin carga axial.

Se visualiza que para la viga de 25cmX45cm llega a tener un momento máximo de 5.42ton-m para un momento M33 y una curvatura máxima de 1.56 (rad/m).

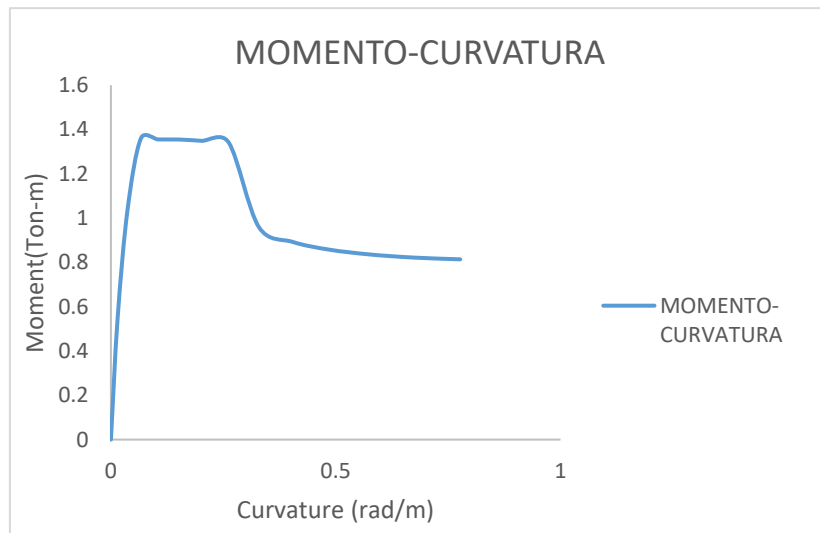


Gráfico 27 Diagrama momento curvatura de 90° M33 para viga de 25cmx45cm con carga axial de 50tonf.

Mientras que para esa misma viga de 25cmX45cm asignando una carga axial de 50tonf para un momento M33 el momento máximo llega a 1.36ton-m y una curvatura máxima de 0.77 (rad/m). además, se aprecia que el elemento llega a su límite elástico con 1.36ton-m con una curvatura de 0.07 (rad/m). esto influirá mucho en la obtención de la curva capacidad (Pushover debido a que si el elemento estructural se le asigna una sección más grande o se le pone más fierro cumpliendo cuantías o también que se use una calidad de concreto más importante, influirá mucho para la curva Pushover y por consecuencia en la sectorización con el comité visión 2000.

Propuesta para la estructura de concreto armado

Predimensionamiento.

Predimensionamiento de losa.

LOSA NERVADA												
N° PAÑO	Simple Apoyada		Con un extremo continuo		Con ambos extremos continuos		Voladizo		Dimensiones (X,Y)		Área	Eje de luz mayor
	L (m)	h=L/16 (m)	L (m)	h=L/18.5 (m)	L (m)	h=L/21 (m)	L (m)	h=L/8 (m)	X(m)	Y)m		
1			3.61	0.20					3.61	7.15	25.81	Y-Y
2					3.61	0.17			3.61	7.15	25.81	Y-Y
3					3.61	0.17			3.61	7.15	25.81	Y-Y
4					3.61	0.17			3.61	7.15	25.81	Y-Y
5					3.61	0.17			3.61	7.15	25.81	Y-Y
6			3.61	0.20					3.61	7.15	25.81	Y-Y
7							1.98	0.25	3.61	1.98	7.15	X-X
8							1.98	0.25	3.61	1.98	7.15	X-X
9							1.98	0.25	3.61	1.98	7.15	X-X
10							1.98	0.25	3.61	1.98	7.15	X-X
11							1.98	0.25	3.61	1.98	7.15	X-X
12							1.98	0.25	3.61	1.98	7.15	X-X

Tabla 35 Predimensionamiento de la losa aligerada.

$e_{\text{losa}} =$	0.25 m
---------------------	--------

Predimensionamiento de columnas

Requisitos y recomendaciones:

Norma E.060 concreto armado - capítulo 21 disposiciones especiales para el diseño sísmico

21.6 requisitos para las columnas de edificios con sistema resistente a fuerzas laterales de pórticos y duales tipo II.

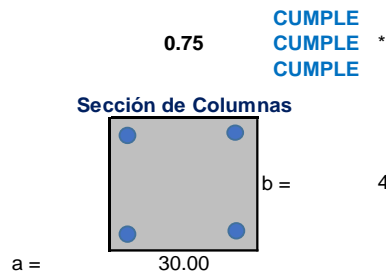
21.6.1.2 La dimensión menor de la sección transversal, medida en cualquier línea recta que pase por su centroide geométrico, no debe ser menor de 250 mm.

21.6.1.3 La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor que 0,25.

En zonas de alta sismicidad $A_{min} \geq 1000 \text{ cm}^2$

Columna	Área Tributaria (m2)	Tipo de Columna	Pservicio (Kgf)	Área Requerida (cm2)	Columna Cuadrada (cm)	Columna a Usar (cm)	Área de Columna a Usar (cm2)	Amin ≥1000 cm2
C1	4.26	Externa	10233.60	139.23	15.00	30.00 40.00	1200.00	CUMPLE
C2	14.94	Externa	35856.00	487.84	25.00	30.00 40.00	1200.00	CUMPLE
C3	7.99	Externa	19176.00	260.90	15.00	30.00 40.00	1200.00	CUMPLE
C4	14.94	Externa	35856.00	487.84	25.00	30.00 40.00	1200.00	CUMPLE
C5	7.99	Externa	19176.00	260.90	15.00	30.00 40.00	1200.00	CUMPLE
C6	14.94	Externa	35856.00	487.84	25.00	30.00 40.00	1200.00	CUMPLE
C7	4.25	Externa	10200.00	138.78	15.00	30.00 40.00	1200.00	CUMPLE
C8	7.19	Externa	17256.00	234.78	15.00	30.00 40.00	1200.00	CUMPLE
C9	13.49	Central	32376.00	342.60	20.00	30.00 40.00	1200.00	CUMPLE
C10	13.49	Central	32376.00	342.60	20.00	30.00 40.00	1200.00	CUMPLE
C11	7.18	Externa	17232.00	234.45	15.00	30.00 40.00	1200.00	CUMPLE
C12	8.85	Externa	21240.00	288.98	20.00	30.00 40.00	1200.00	CUMPLE
C13	23.64	Externa	56736.00	771.92	30.00	30.00 40.00	1200.00	CUMPLE
C14	16.60	Externa	39840.00	542.04	25.00	30.00 40.00	1200.00	CUMPLE
C15	23.64	Externa	56736.00	771.92	30.00	30.00 40.00	1200.00	CUMPLE
C16	16.60	Externa	39840.00	542.04	25.00	30.00 40.00	1200.00	CUMPLE
C17	23.64	Externa	56736.00	771.92	30.00	30.00 40.00	1200.00	CUMPLE
C18	8.83	Externa	21192.00	288.33	20.00	30.00 40.00	1200.00	CUMPLE
Σ =	232.46							

Tabla 36 Predimensionamiento de las columnas.



$$Acol. ext. = \frac{P_{servicio}}{0.35 * f'c}$$

$$Acol. central = \frac{P_{servicio}}{0.45 * f'c}$$

DATOS		
N° de Pisos:	2	
Peso por m2:	1200.00	Kgf/m2

$$P_{servicio} = \text{Peso por m2} * \text{Atrib.} * N^{\circ} \text{ de Pisos}$$

Predimensionamiento de vigas

Requisitos y recomendaciones:

Norma E.060 concreto armado - capítulo 21 disposiciones especiales para el diseño sísmico

21.5 Requisitos para las vigas de los edificios con sistemas resistentes a fuerzas laterales de pórticos y duales tipo II.

21.5.1.2 La luz libre del elemento l_n no debe ser menor que cuatro veces su peralte.

21.5.1.3 El ancho del elemento, b_w , no debe ser menor de 0,25 veces el peralte ni de 250 mm.

Las dimensiones se aproximan a múltiplos de 5 cm

Vigas dirección x-x

VIGA	B	In	bw (cm) B/20	Bw NORMA	$h = \frac{L}{12}$	RELACIÓN	4h<In
EJE D:1/2	3.58	3.61	17.90	25.00	30.00	0.83	CUMPLE
EJE D:2/3	3.58	3.61	17.90	25.00	30.00	0.83	CUMPLE
EJE D:3/4	3.58	3.61	17.90	25.00	30.00	0.83	CUMPLE
EJE D:4/5	3.58	3.61	17.90	25.00	30.00	0.83	CUMPLE
EJE D:5/6	3.58	3.61	17.90	25.00	30.00	0.83	CUMPLE
EJE D:6/7	3.58	3.61	17.90	25.00	30.00	0.83	CUMPLE
EJE B:1/2	4.82	3.61	24.10	25.00	30.00	0.83	CUMPLE
EJE B:2/3	4.82	3.61	24.10	25.00	30.00	0.83	CUMPLE
EJE B:3/4	4.82	3.61	24.10	25.00	30.00	0.83	CUMPLE
EJE B:4/5	4.82	3.61	24.10	25.00	30.00	0.83	CUMPLE
EJE B:5/6	4.82	3.61	24.10	25.00	30.00	0.83	CUMPLE
EJE B:6/7	4.82	3.61	24.10	25.00	30.00	0.83	CUMPLE
EJE A:1/2	0.99	3.61	4.95	25.00	30.00	0.83	CUMPLE
EJE A:2/3	0.99	3.61	4.95	25.00	30.00	0.83	CUMPLE
EJE A:3/4	0.99	3.61	4.95	25.00	30.00	0.83	CUMPLE
EJE A:4/5	0.99	3.61	4.95	25.00	30.00	0.83	CUMPLE
EJE A:5/6	0.99	3.61	4.95	25.00	30.00	0.83	CUMPLE
EJE A:6/7	0.99	3.61	4.95	25.00	30.00	0.83	CUMPLE

Tabla 37 Predimensionamiento de vigas XX.

B: Ancho Tributario

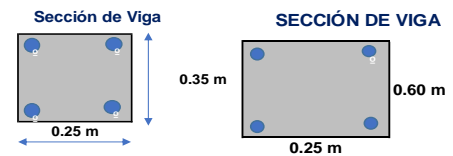
In: Longitud libre de la Viga

bw: Base de la Sección de la Viga

h: Altura de la Sección de la Viga

SECCIÓN PARA VIGAS X - X		
bw (cm)	h (cm)	Relación bw/h
25.00	35.00	0.71

SECCIÓN PARA VIGAS Y - Y		
bw (cm)	h (cm)	Relación bw/h
25.00	60.00	0.42



Vigas dirección y-y

VIGA	B	In	bw (cm) B/20	Bw NORMA	$h = L/12$	RELACIÓN	4h<In
EJE 1:D/C	1.81	3.45	10.00	25.00	30.00	0.83	CUMPLE
EJE 1:C/B	1.81	3.48	10.00	25.00	30.00	0.83	CUMPLE
EJE 2:B/A	1.81	1.98	10.00	25.00	20.00	1.25	CUMPLE
EJE 2:D/B	3.91	7.15	20.00	25.00	60.00	0.42	CUMPLE
EJE 2:B/A	3.91	1.98	20.00	25.00	20.00	1.25	CUMPLE
EJE 3:D/C	3.86	3.45	20.00	25.00	30.00	0.83	CUMPLE
EJE 3:C/B	3.86	3.48	20.00	25.00	30.00	0.83	CUMPLE
EJE 3:B/A	3.86	1.98	20.00	25.00	20.00	1.25	CUMPLE
EJE 4:D/B	3.91	7.15	20.00	25.00	60.00	0.42	CUMPLE
EJE 4:B/A	3.91	1.98	20.00	25.00	20.00	1.25	CUMPLE
EJE 5:D/C	3.86	3.45	20.00	25.00	30.00	0.83	CUMPLE
EJE 5:C/B	3.86	3.48	20.00	25.00	30.00	0.83	CUMPLE
EJE 5:B/A	3.86	1.98	20.00	25.00	20.00	1.25	CUMPLE
EJE 6:D/B	3.91	7.15	20.00	25.00	60.00	0.42	CUMPLE
EJE 6:B/A	3.91	1.98	20.00	25.00	20.00	1.25	CUMPLE
EJE 7:D/C	1.80	3.45	10.00	25.00	30.00	0.83	CUMPLE
EJE 7:C/B	1.80	3.48	10.00	25.00	30.00	0.83	CUMPLE
EJE 7:B/A	1.80	1.98	10.00	25.00	20.00	1.25	CUMPLE

Tabla 38 Predimensionamiento de las vigas dirección YY.

Predimensionamiento de muros de corte

Según norma E.060 de concreto armado el espesor mínimo para el alma de un muro de corte es:

$$\frac{1}{25}H \text{ EC.32}$$

$$\frac{1}{25} \times 3.35 = 0.134m \text{ EC.33}$$

El espesor del muro no debe ser menor que 150mm, por lo tanto, para esta estructura se trabaja con muros de 15cm de espesor.

Análisis lineal para la estructura de concreto armado

Estructuración para el módulo de concreto armado con muros de corte y arriostres de pandeo restringido.

Se estructura de la siguiente manera, vista 3D.

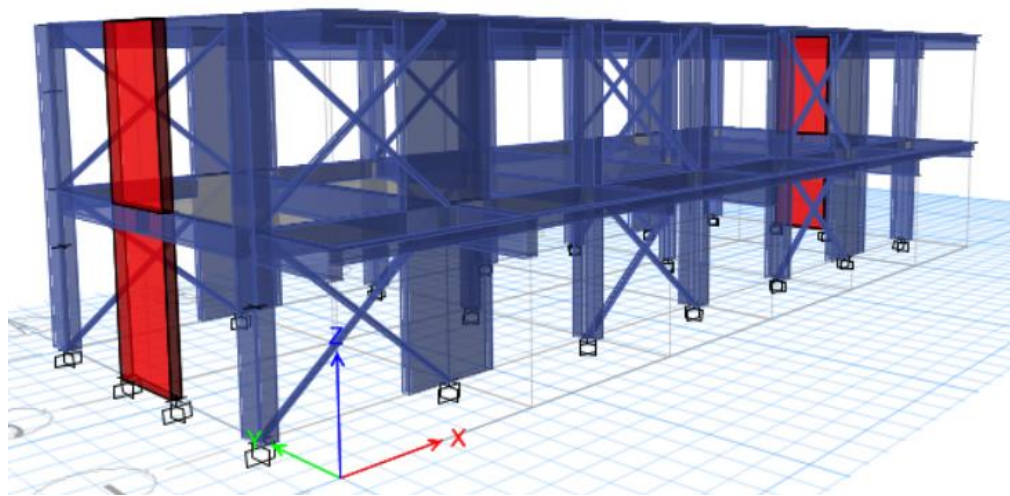


Figura 20 Vista 3D estructura de concreto armado.

En el eje X hay 4 muros de corte, de espesores de 20cm y anchos de 2m, los arriostres se encuentran con las propiedades de los arriostres de pandeo restringido de sección HSS4X4X1/4 en toda la dirección X.

Mientras que en la dirección Y hay columnas y dos muros de corte netamente para salvar la torsión, las secciones de columnas son de:

25cmx40cm

30cmx60cm

40cmx60cm

Irregularidades

Los factores en planta como en altura es 1 ver anexo n°01

$$I_p = 1 \text{ EC.34}$$

$$I_a = 1 \text{ EC.35}$$

Sistema estructural

Dirección XY

Cortante en la base de la estructura

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf
Story1	SEX	LinStatic	Step By Step	1	Bottom	0	-113.501	-2.71E-05
Story1	SEY	LinStatic	Step By Step	1	Bottom	0	-2.82E-05	-113.5673
Story1	SDX	LinRespSpec	Max		Bottom	0	89.3602	0.2268
Story1	SDY	LinRespSpec	Max		Bottom	0	0.2107	85.8375

Tabla 39 Cortantes basales para la estructura de concreto armado.

Se observa que en X el sismo estático tiene una cortante de 113.50tonf

Mientras que el dinámico en X tiene 89.36tonf

Sismo estático

Con ayuda del programa Etabs se asignaron Piers en los muros de corte para comprobar cuanto se llevan de cortante en la base.

Se aplicó el sismo estático en X y da como resultado los siguientes valores.

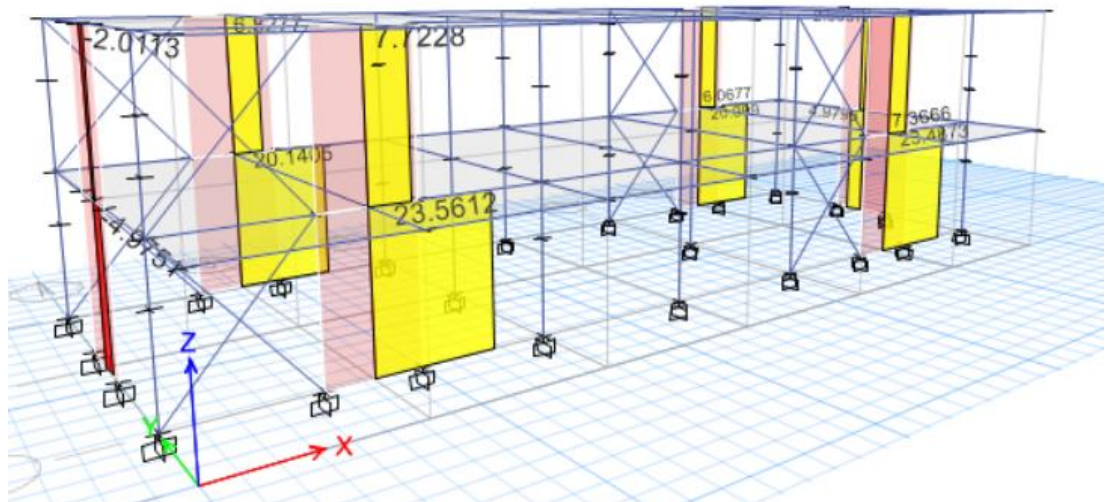


Figura 21 Fuerzas cortantes en la base que absorben los muros en la dirección X para un sismo estático.

Se observa que las dos primeras placas llevan un cortante de $23.56\text{tonf} + 23.49\text{tonf} = 47.05\text{tonf}$

Mientras que en el otro eje $20.14\text{tonf} + 20.10\text{tonf} = 40.24\text{tonf}$

Sumando

$$47.05\text{tonf} + 40.24\text{tonf} = 87.29\text{tonf EC.36}$$

Llegando a la conclusión que esa cantidad de cortante en la base se llevan los muros de corte.

Se calcula el porcentaje de acuerdo a la cortante basal total

$$\frac{87.29tonf}{113.50onf} = 0.77 \text{ EC. 37}$$

Pasando esa cantidad a porcentaje 77%, es el porcentaje que se llevarían las placas. Nuestra norma la E.030 sismorresistente nos indica que para un sistema de muros estructurales las placas por lo menos deben llevarse más del 70% de la cortante en la base.

Entonces se concluye que el sistema en la dirección X es de muros estructurales con un factor $R_0=6$

Sismo dinámico

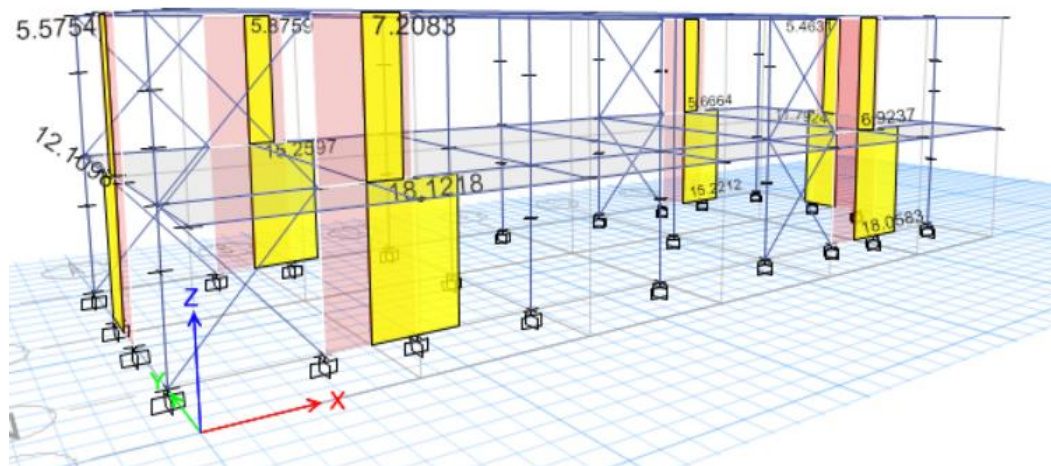


Figura 22 Fuerzas cortantes en la base que absorben los muros en la dirección X para un sismo dinámico.

Se observa que las dos primeras placas llevan un cortante de $18.12tonf + 18.06tonf = 36.18tonf$

Mientras que en el otro eje $15.22tonf + 15.26tonf = 30.481tonf$

Sumando

$$36.18tonf + 30.48tonf = 66.66tonf \text{ EC. 38}$$

Llegando a la conclusión que esa cantidad de cortante en la base se llevan los muros de corte.

Se calcula el porcentaje de acuerdo a la cortante basal total

$$\frac{66.66tonf}{89.36tonf} = 0.75 \text{ EC. 39}$$

Pasando esa cantidad a porcentaje 75%, es el porcentaje que se llevarían las placas. La norma la E.030 sismorresistente nos indica que para un sistema de muros estructurales las placas por lo menos deben llevarse más del 70% de la cortante en la base.

Entonces se concluye que el sistema en la dirección X es de muros estructurales con un factor $R_0=6$.

El sistema estructural en la dirección Y también es de muros estructurales con un factor $R_0=6$.

Peso sísmico

Peso por unidad de área

Story	Diaphragm	Mass X tonf-s ² /m	Mass Y tonf-s ² /m
Story1	D1	21.42292	21.42292
Story2	D2	16.52704	16.52704

Tabla 40 Peso sísmico para la estructura de concreto armado.

Para el piso 1

$$\text{Peso sísmico} = 21.42292 \text{ ton} \times 9.81 \quad \text{EC. 40}$$

$$\text{Peso sísmico} = 210.1588452 \text{ tonf} \quad \text{EC. 41}$$

Para el piso 2

$$\text{Peso sísmico} = 16.52704 \text{ ton} \times 9.81 \quad \text{EC. 42}$$

$$\text{Peso sísmico} = 162.1303 \text{ tonf} \quad \text{EC. 43}$$

Peso por unidad de área

$$\text{Área} = 23.53 \text{ m} \times 7.65 \text{ m}$$

$$\text{Área} = 180.0045 \text{ m}^2$$

Para primer piso

$$\frac{210.1588452 \text{ tonf}}{180.0045 \text{ m}^2} = \frac{1.16752 \text{ ton}}{\text{m}^2} \quad \text{EC. 44}$$

Para segundo piso

$$\frac{162.1303 \text{ tonf}}{180.0045 \text{ m}^2} = \frac{0.90070 \text{ ton}}{\text{m}^2} \quad \text{EC. 45}$$

Análisis sísmico por fuerzas estáticas equivalentes

SISMO ESTÁTICO EN X		
Z	0.45	g
U	1.5	
S	1.05	Seg
TP	0.6	Seg
TL	2	Seg
hn	6.7	
CT=	60	
T	0.112	Seg
C	2.5	
R0	6	
la	1	
lp	1	
R	6	
Coef=	0.2953	
K	1	
Peso	372.2891452	Tnf
VxE	109.942	Tnf

Tabla 41 Análisis sísmico por fuerzas estáticas equivalentes para la dirección X.

SISMO ESTÁTICO EN Y		
Z	0.45	g
U	1.5	
S	1.05	Seg
TP	0.6	Seg
TL	2	Seg
hn	6.7	
CT=	60	
T	0.112	Seg
C	2.5	
R0	6	
la	1	
lp	1	
R	6	
Coef=	0.2953	
K	1	
Peso	372.2891452	Tnf
VyE	109.942	Tnf

Tabla 42 Análisis sísmico por fuerzas estáticas equivalentes para la dirección Y.

- Para el factor Z la estructura está en la costa.
- La edificación es de categoría A.
- El tipo de suelo es S2.
- El sistema en la dirección X es de muros estructurales.
- El sistema en la dirección Y es de muros estructurales
- Dando por resultado una fuerza cortante en la base para X $V_{xE}=109.942\text{tonf}$
- Dando por resultado una fuerza cortante en la base para Y $V_{yE}=109.942\text{tonf}$

Análisis modal

Case	ItemType	Item	Static %	Dynamic %
Modal	Acceleration	UX	100	100
Modal	Acceleration	UY	100	100
Modal	Acceleration	UZ	0	0

Tabla 43 Participación de la masa efectiva para la estructura de concreto armado.

Según norma actual se consideran aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa total.

Entonces la masa efectiva para el módulo, tanto la dirección X como Y trabaja con más del 90% de la masa efectiva para el análisis de respuesta del sistema.

Distorsiones máximas de entrepiso (derivadas)

Se observa que el sismo estático en X cumple la distorsión máxima de 0.007, siendo la estructura rígida por la presencia de muros de corte y arriostres de pandeo restringido.

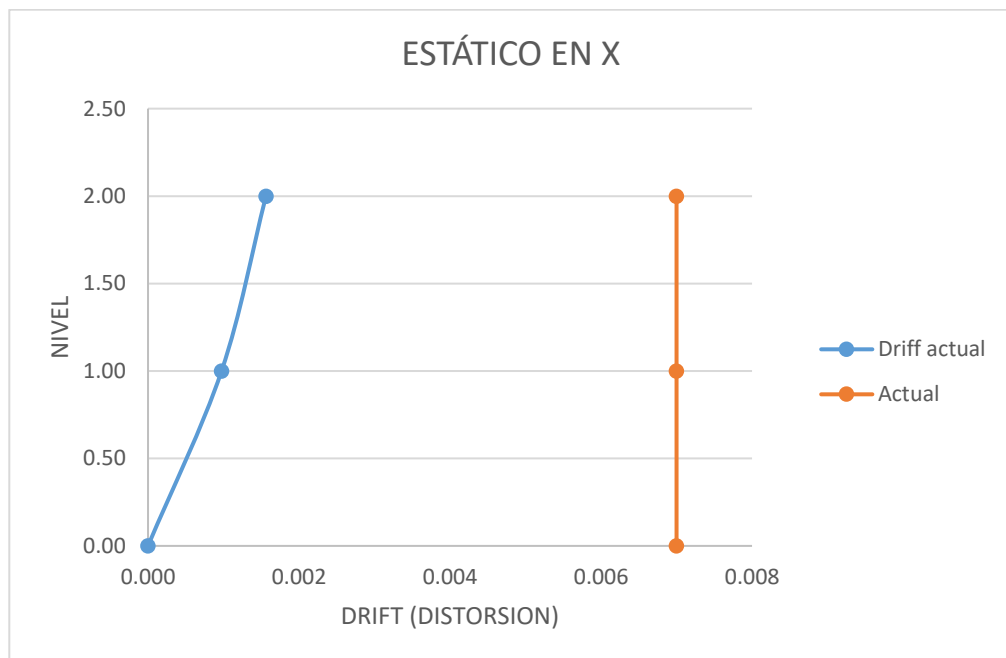


Gráfico 28 Distorsión máxima para el sismo estático en X.

Para el sismo estático en Y se observa que está cumpliendo con la E.030, esto por la presencia de dos muros de corte

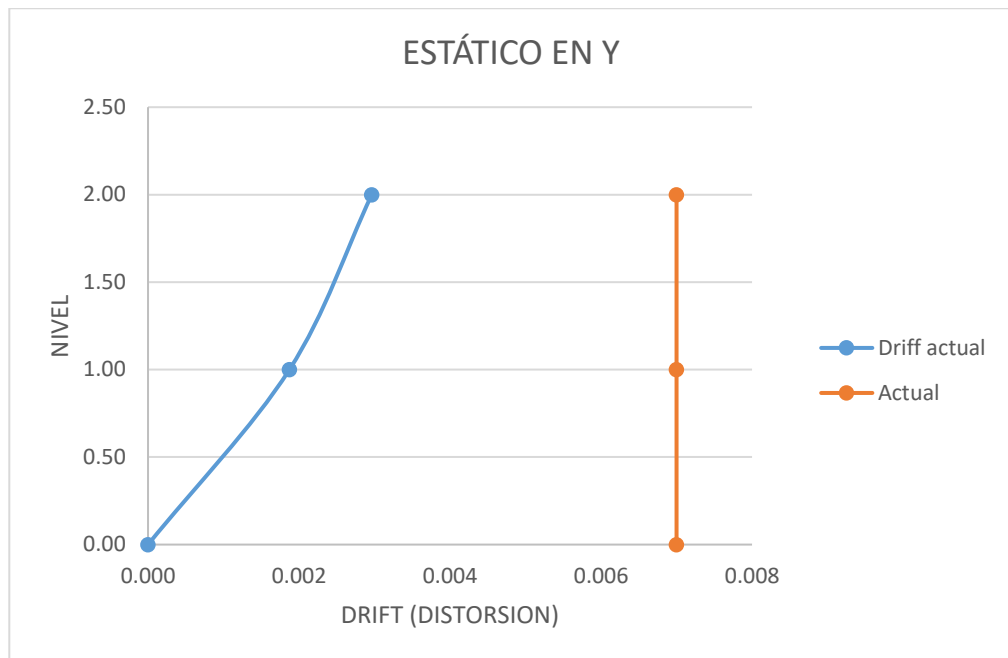


Gráfico 29 Distorsión máxima para el sismo estático en Y.

El análisis dinámico en X cumple con la norma E.030 sismorresistente

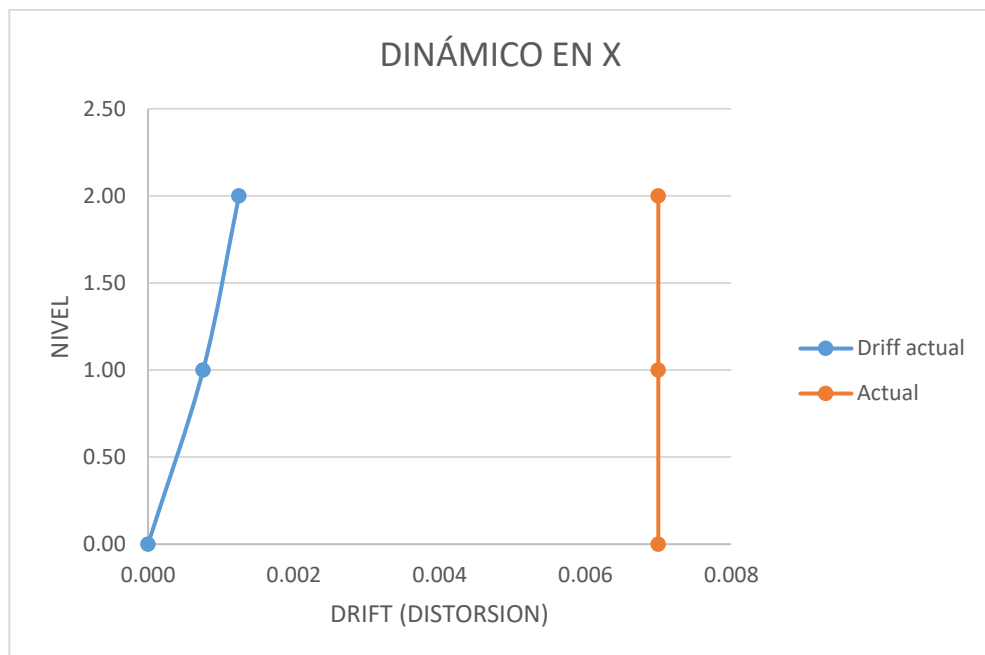


Gráfico 30 Distorsión máxima para el sismo dinámico en X.

El análisis dinámico en Y cumple con la norma E.030 sismorresistente

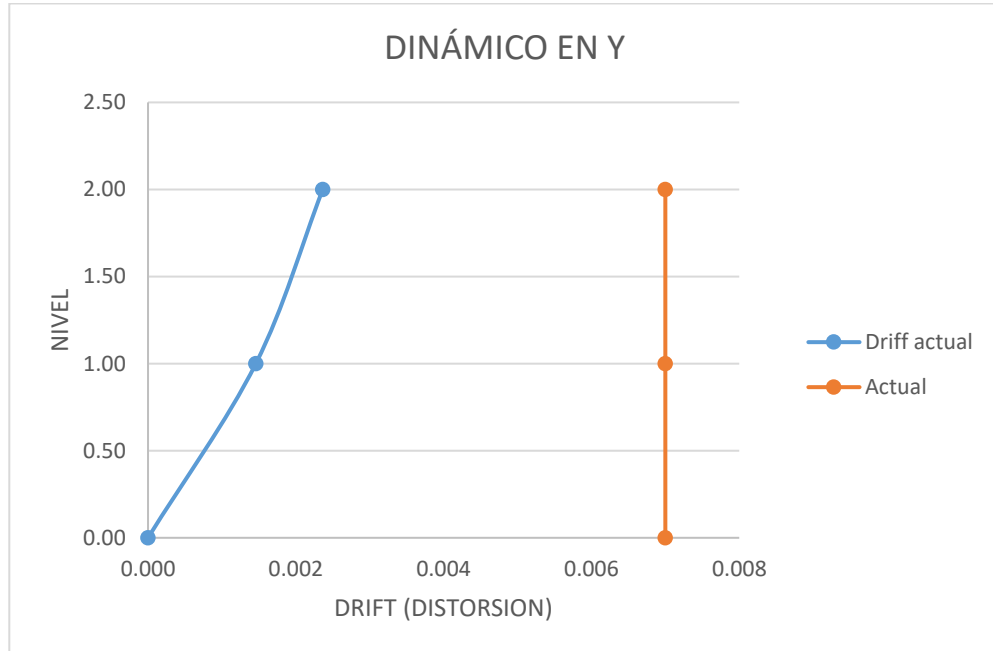


Gráfico 31 Distorsión máxima para el sismo dinámico en Y.

Análisis estático no lineal (Pushover)

Arriostres de pandeo restringido

Se presenta de manera esquemática, los componentes básicos de los BRB. [5]

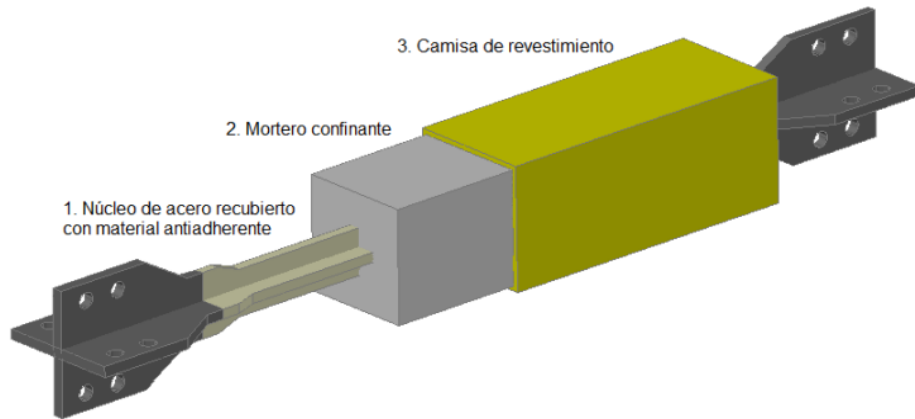


Figura 23 Componentes de un arriostre de pandeo restringido.

Fuente 4 Análisis de factibilidad de la implementación de riostras de pandeo restringido como dispositivos disipadores de energía, cuenca-ecuador, 2015.

Diagrama de flujos para el proceso de diseño de los arriostres de pandeo restringido.

[5]

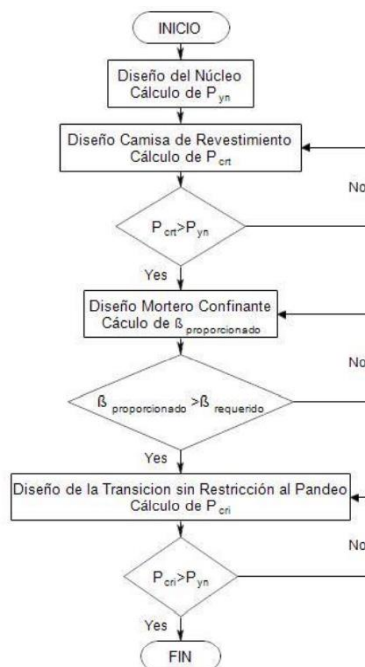


Figura 24 Proceso de diseño de los arriostres de pandeo restringido.

Fuente 5 Análisis de factibilidad de la implementación de riostras de pandeo restringido como dispositivos disipadores de energía, cuenca-ecuador, 2015.

Deformaciones y resistencias ajustadas del BRB

El factor de ajuste a la compresión β , toma en cuenta la sobre resistencia a compresión (con respecto a la tensión) que se produce en las riostras de pandeo restringido. El factor de ajuste por endurecimiento ω , toma en consideración la resistencia extra del material debido al endurecimiento. En la Figura 6.14 se puede observar una relación fuerza-desplazamiento bilineal en donde los factores β y ω están relacionados con las fuerzas en la riostra y el esfuerzo de fluencia nominal del material de la misma. Por otra parte, la ecuación 1 y ecuación 2; ponen en manifiesto el cálculo de estos dos factores. [5]

$$\beta = \frac{P_{max}}{T_{max}} \quad EC..46$$

$$\omega = \frac{T_{max}}{F_{y_{sc}} A_{sc}} \quad EC..47$$

Donde:

A_{sc} = área transversal del segmento de núcleo bajo fluencia

$F_{y_{sc}}$ =esfuerzo de fluencia medido del núcleo de acero

P_{max} =máxima fuerza a compresión, $P_{max} = \beta \omega F_{y_{sc}} A_{sc}$

T_{max} =máxima fuerza a tensión dentro de las deformaciones

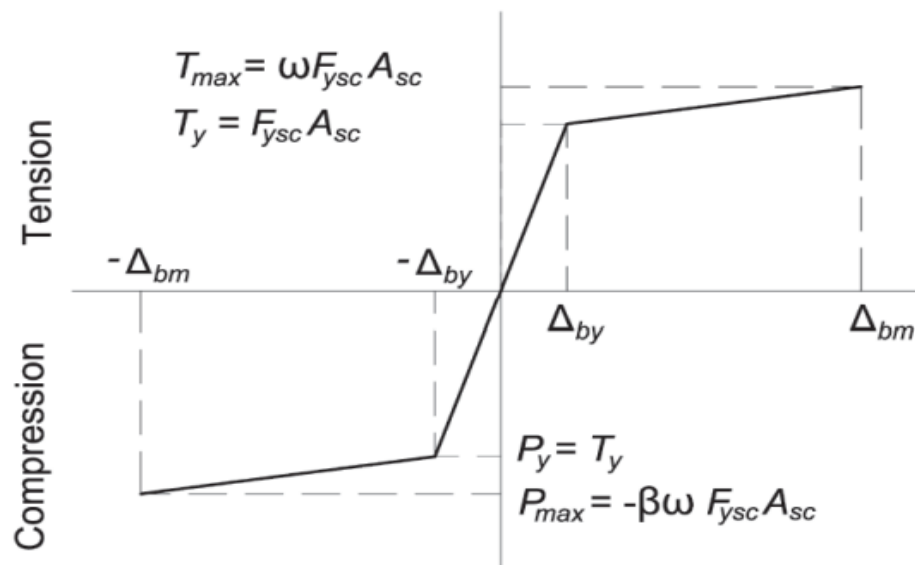


Figura 25 Curva característica de un arriostre de pandeo restringido.

Diagrama de fuerza-desplazamiento de un BRB. [5]

Curva característica de un arriostre de pandeo restringido

Para el análisis estático no lineal se aplicó una curva característica del arriostre de pandeo restringido, la cual se extrajo de la tesis ‘‘Análisis de factibilidad de la implementación de riostras de pandeo restringido como dispositivos disipadores de energía’’. [5]

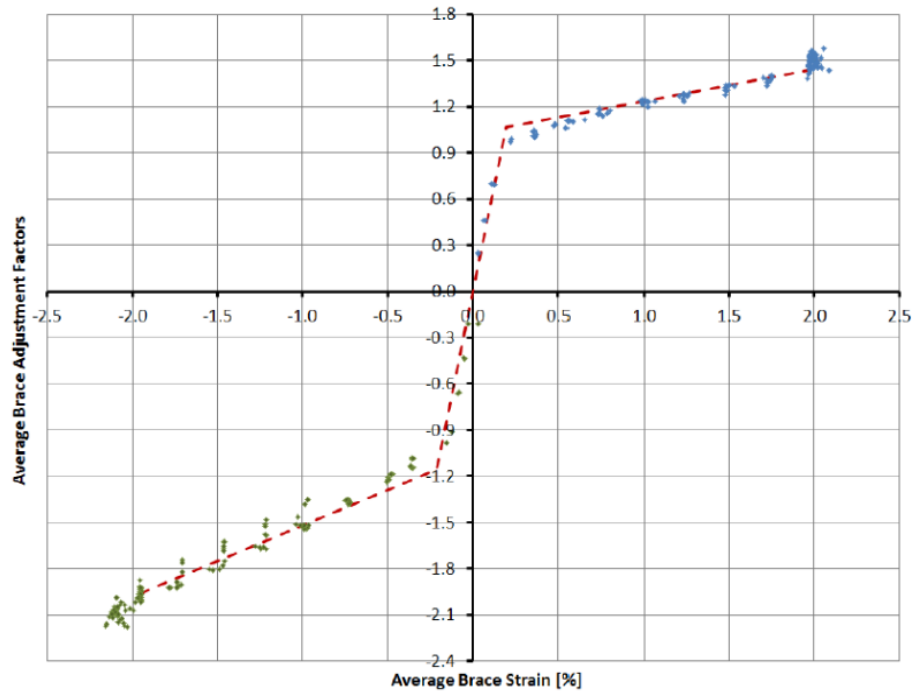


Figura 26 Curva característica de un arriostre de pandeo restringido, fuerza-desplazamiento.

Para esto se interceptaron los puntos y se asignaron al programa Etabs.

Desplazamiento	Fuerza
X	Y
-2.5	0
-2	-1.95
-1.5	-1.7
-1	-1.2
-0.3	-0.6
0	0
0.2	0.6
1	1.1
1.2	1.3
2	1.45
2	0
3	0

Tabla 44 Parámetros para obtener la curva característica del arriostre de pandeo restringido.

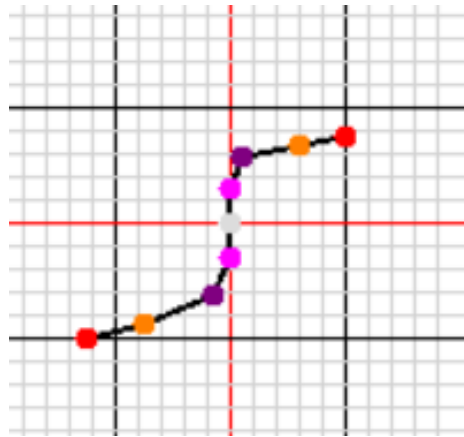


Figura 27 Curva obtenida introduciendo los parámetros en el Etabs.

Curva característica para el arrioste de pandeo restringido.

Curva característica del muro de corte según FEMA 440

Muros de corte equivalente a elementos Frame.

Para la curva característica del muro se extrajo del estudio ‘análisis no lineal estático de una edificación de muros portantes con un modelo de fibras’.

Donde se consideró la curva propuesta por el FEMA 440

Curva esfuerzo-deformación. [17]

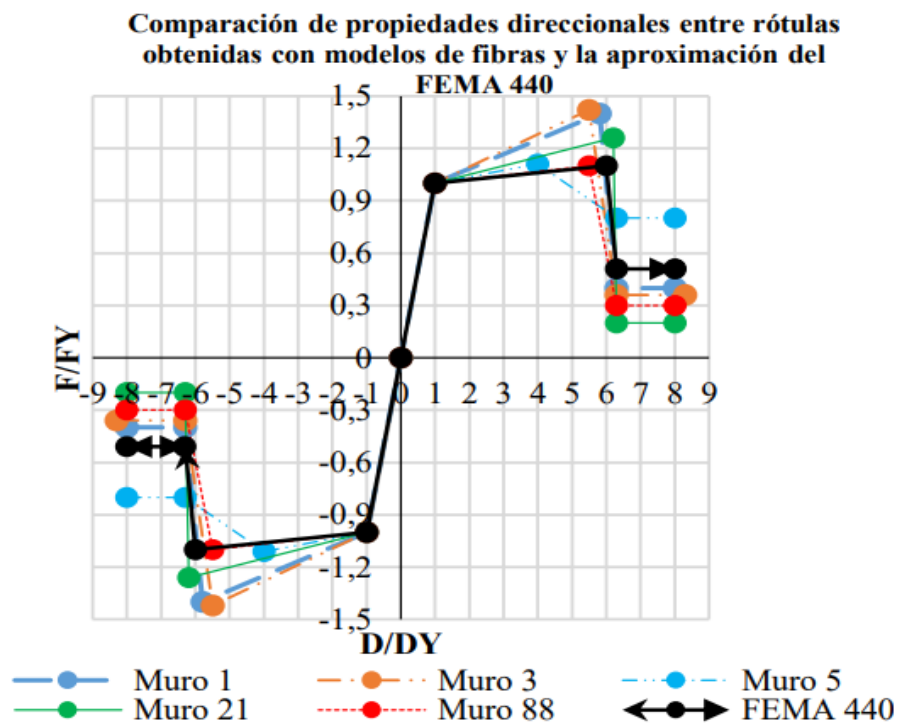


Figura 28 Curva característica del muro de corte según FEMA 440.

Fuente 6 Análisis no lineal estático de una edificación de muros portantes con un modelo de fibras 2018.

Para esto se interceptaron los puntos y se asignaron al programa Etabs.

ESFUERZO VS DEFORMACION	
Esfuerzo	Deformacion
X	Y
-8	-0.5
-6.3	-0.5
-6	-1.1
0	-1
0	0
0	1
6	1.1
6.3	0.5
8	0.5

Tabla 45 Parámetros para obtener la curva característica del muro de corte.

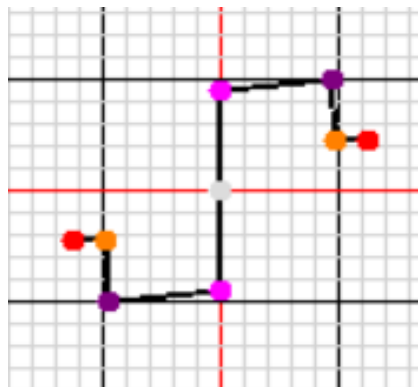


Figura 29 Curva obtenida introduciendo los parámetros en el Etabs.

Curva característica para placa tipo Frame.

Consideraciones del análisis estático no lineal (método pushover)

- Según Fema 356 el desplazamiento máximo es el 4% de la altura del edificio.
- Se modelaron las rótulas plásticas para columnas y vigas tipo fibra para un mejor comportamiento de la curva de capacidad cortante vs desplazamiento.
- Los muros de corte se modelaron con elementos tipo Frame y shear V2.
- La asignación de Hinges para columnas y vigas se asignaron a una distancia de 0.05 y 0.95 desde la opción relative to clear length.
- La asignación de Hinges para los muros de corte se asignó a la mitad del elemento Frame a una distancia de 0.65 desde la opción relative to clear length.

Modos de falla

Dirección XX

03 pasos

Para este paso se observa que los BRB del eje CD y EF empiezan a disipar energía. Para un desplazamiento en el primer piso de 0.1421cm y en el segundo piso de 0.2953cm.

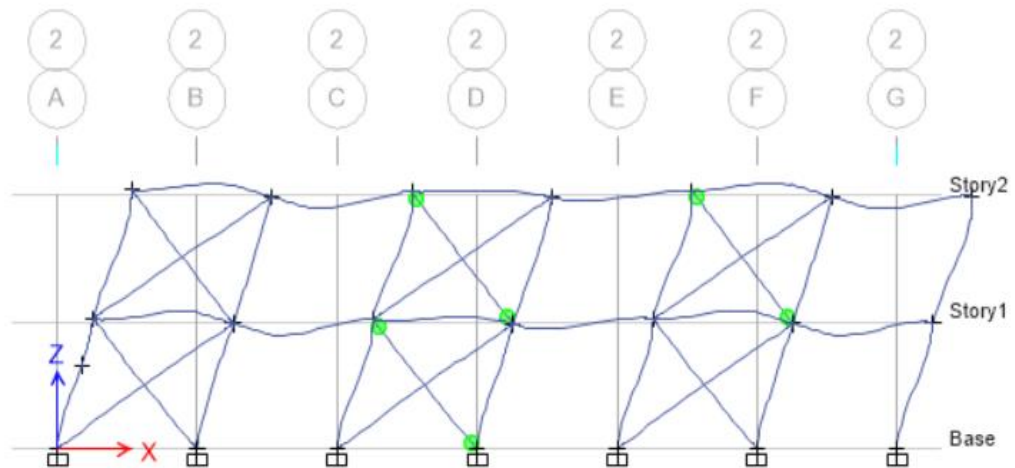


Figura 30 Modos de falla para la estructura de concreto armado en dirección X para el paso 01.

Para el paso 02 los arriostres de pandeo restringido empiezan a disipar más energía y también se observa que los muros tipo Frame empiezan a restringir el desplazamiento, esto para un desplazamiento en el primer piso de 0.5257cm y en el segundo de 1.1131cm.

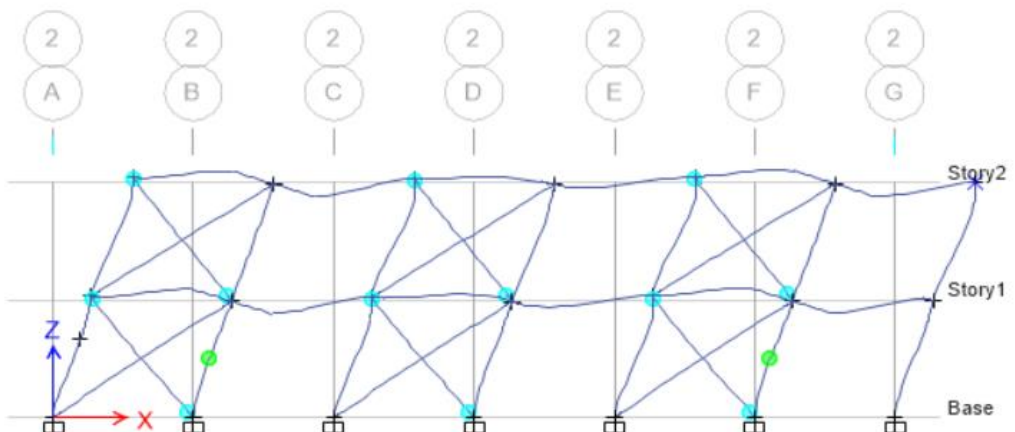


Figura 31 Modos de falla para la estructura de concreto armado en dirección X para el paso 02.

Para el paso 03 se observa que los tres primeros arriostres del primer piso empiezan a colapsar para un desplazamiento en el primer piso de 1.4336cm y en el segundo nivel de 2.4056cm.

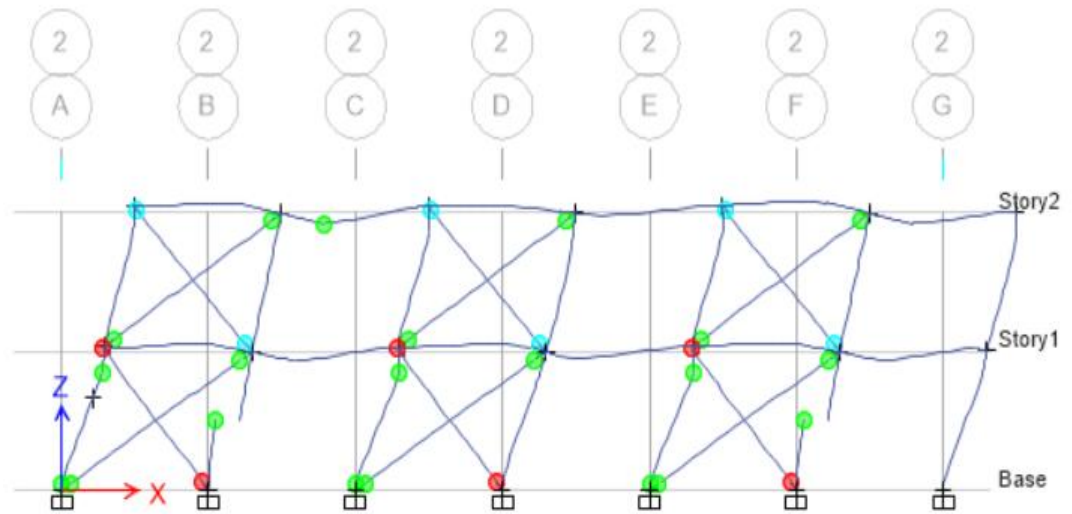


Figura 32 Modos de falla para la estructura de concreto armado en dirección X para el paso 03.

Curva de capacidad y curva Bilineal en la dirección X

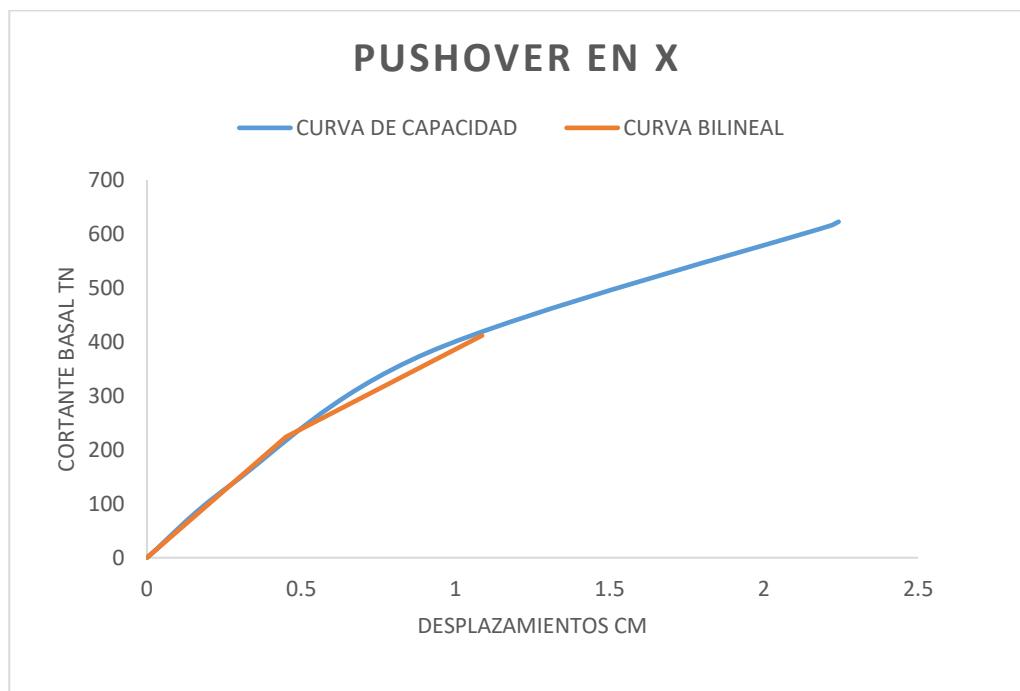


Gráfico 32 Curva de capacidad en la dirección X

Se observa un máximo desplazamiento para la estructura de concreto en la dirección X, de 2.24cm y una fuerza cortante máxima de 622.44tonf.

Punto de desempeño según comité visión 2000

Para hallar el punto de desempeño se representó la curva bilineal el cual nos indica que tiene como desplazamiento de fluencia hacia el desplazamiento objetivo.

Método de los coeficientes en la dirección X

Se tiene un desplazamiento objetivo D_o de 1.08 cm con una cortante V_o de 411.61Tnf, y un punto de fluencia efectiva D_y en 0.45cm con una cortante en el límite elástico V_y de 224Tnf. Se tiene una ductilidad μ_d dividiendo el desplazamiento ultimo D_o/D_y un valor de 2.4.

CURVA BILINEAL	
D (cm)	V (Tn)
0	0
0.45	224
1.08	411.61

Tabla 46 Datos para realizar la curva bilineal en el eje X

Con ayuda del ETABS, se tomaron las consideraciones del FEMA 440 se obtiene el siguiente punto de desempeño, con un desplazamiento 1.05cm en el punto de intersección de las curvas de capacidad y demanda.

Desempeño sismorresistente para concreto armado E.030 2019

Para ello se extrajo el desplazamiento en el techo de 0.23cm en el programa ETABS, teniendo en cuenta el punto de fluencia efectiva de 0.45cm y una fuerza cortante de 224 tnf, la sectorización quedo de la siguiente manera

$$\Delta FE = 0.43$$

$\Delta e =$	0.23cm		
	0.49cm	0.56cm	0.61cm
			0.68cm

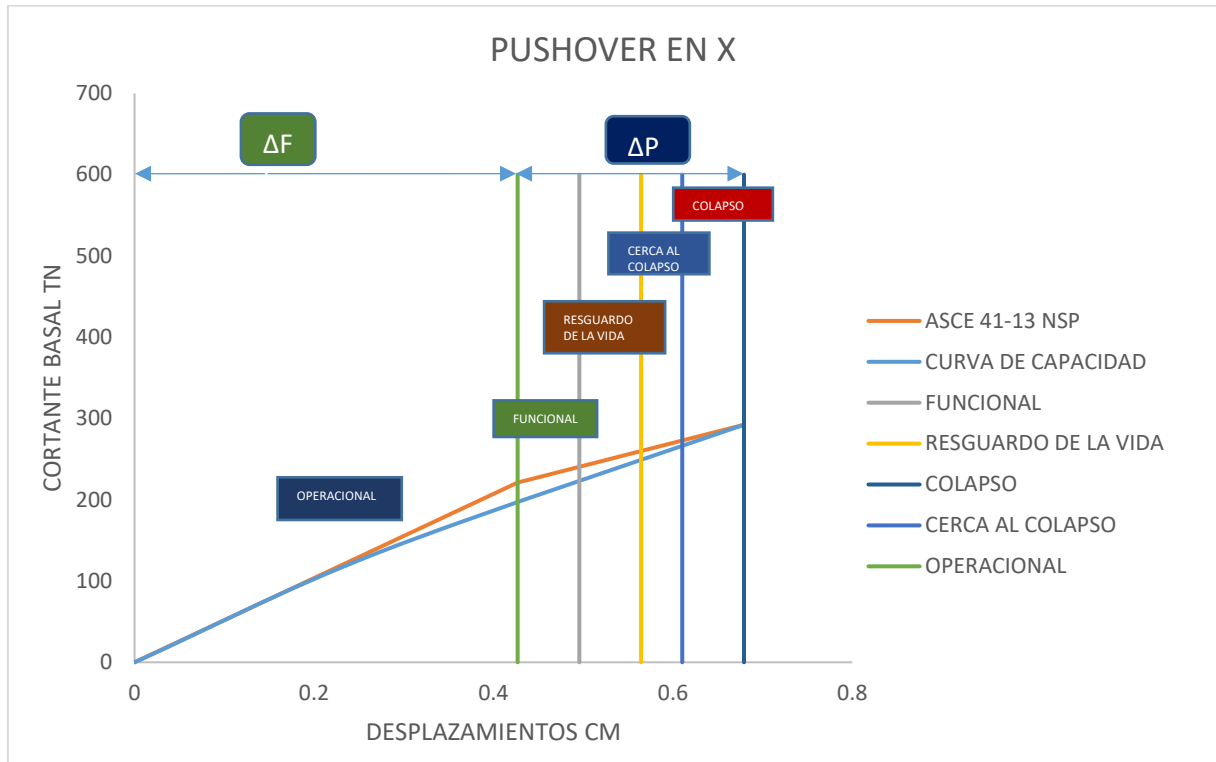


Gráfico 33 Curva de capacidad para la estructura de concreto armado con la sectorización que brinda el comité Visión 2000

Fuente 7 Fuente propia

Se visualiza que el módulo de concreto armado después del punto de fluencia efectiva, a 045 cm tiene un buen desempeño con un desplazamiento máximo de 0.68cm, según la gráfica está cumpliendo por lo menos una cortante basal de diseño de 113.50 tonf según E.030.

Para poder entender mejor la curva de capacidad es necesario definir algunos puntos de interés, estos facilitan el reconocimiento de la zona de comportamiento elástica e inelástica del módulo.

Puntos de interés

La siguiente tabla presenta todos los puntos de interés para la dirección X

Puntos de interés	Dirección		
	XX		
	V (ton)	Δ (cm)	Relación
Diseño	113.50	0.24	
Primera Rótula	135.44	0.27	1.19
Fluencia Efectiva	221.16	0.43	1.95
Colapso	292.25	0.68	2.57

Tabla 47 Puntos de interés

Para la norma E.030 se requiere que por lo menos el módulo soporte 113.50tonf de cortante basal, con la obtención de la curva de capacidad podemos demostrar que la estructura para la etapa de formación de la primera rótula, fluencia efectiva y colapso soportó 1.19, 1.95 y 2.57 veces la demanda del código sucesivamente.

A continuación, se presentarán los momentos curvaturas de los elementos estructurales, pero para eso hay que conocer los diagramas esfuerzo deformación del concreto y acero.

Diagrama esfuerzo deformación del concreto

Las propiedades no lineales del concreto pertenecen a Mander $F'c=210 \text{ kgf/cm}^2$

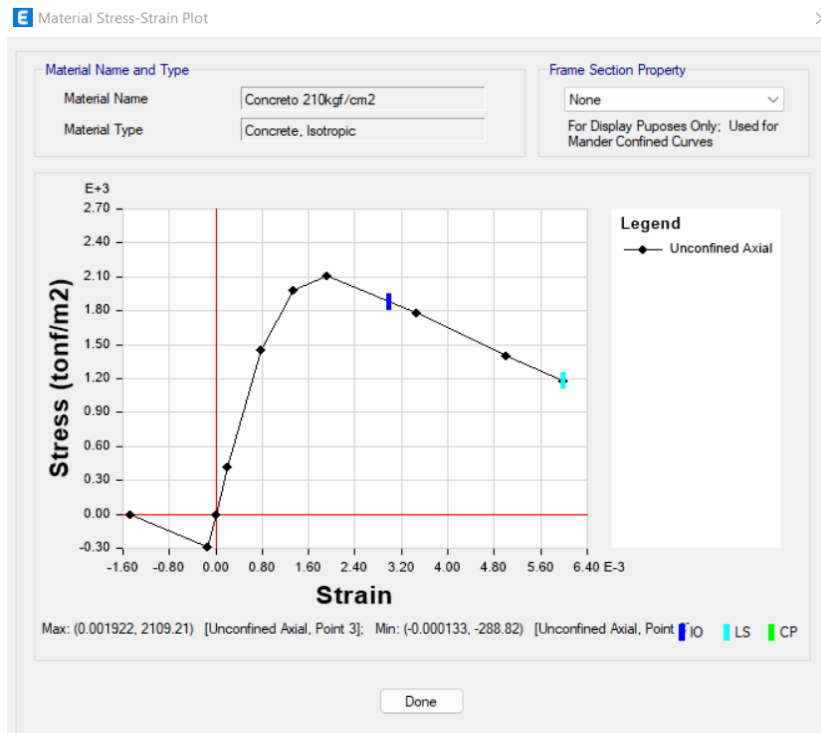


Figura 33 Propiedades del concreto tipo Mander

Diagrama esfuerzo deformación del acero

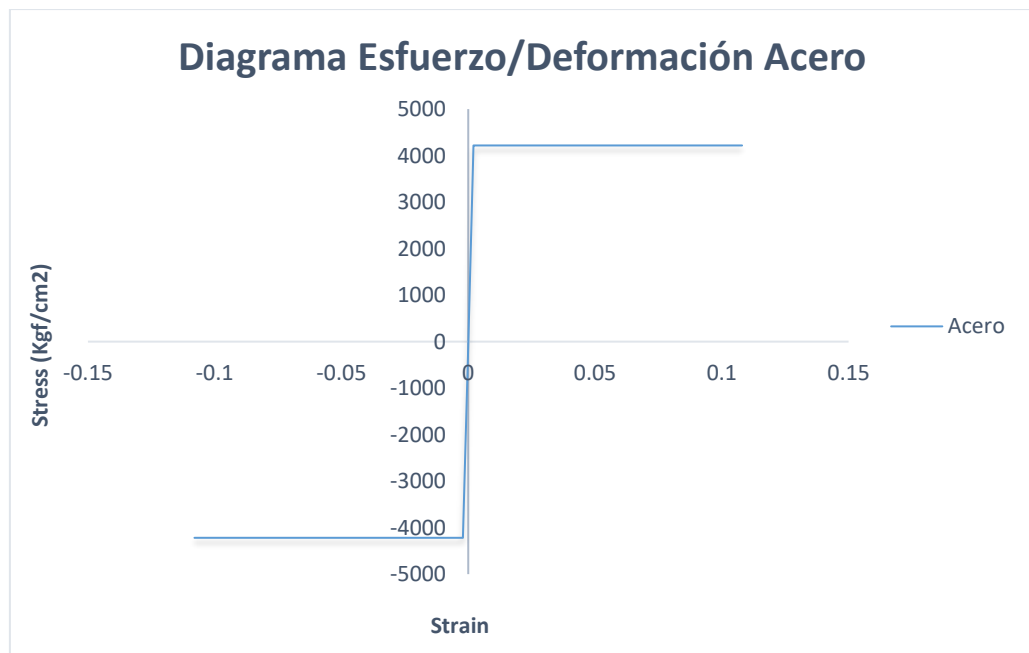


Gráfico 34 Diagrama esfuerzo deformación del acero 4200 kgf/cm²

Diagramas de momento giro para columnas y vigas para el módulo tipo 780 de concreto armado.

Columna 30cmx60cm

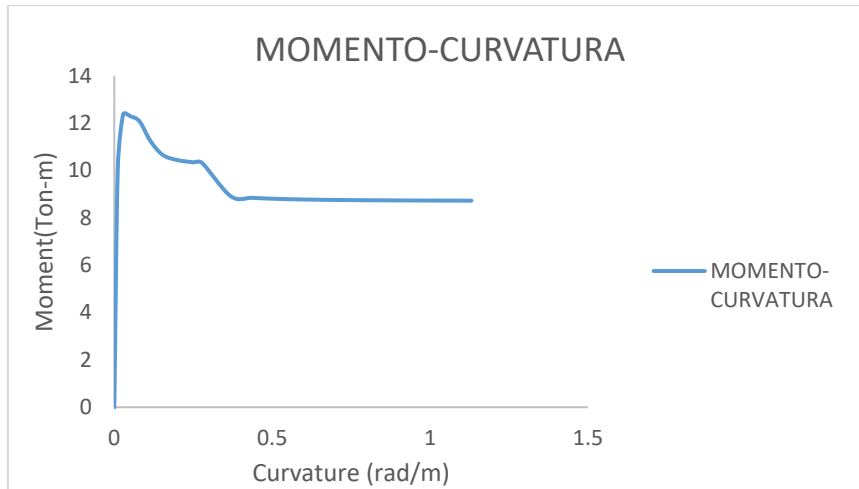


Gráfico 35 Diagrama momento curvatura de 90° M33 para columna de 30cmx60cm sin carga axial.

Se visualiza que para la columna de 30cmX60cm llega a tener un momento máximo de 12.37ton-m para un momento M33 y una curvatura máxima de 1.13 (rad/m).

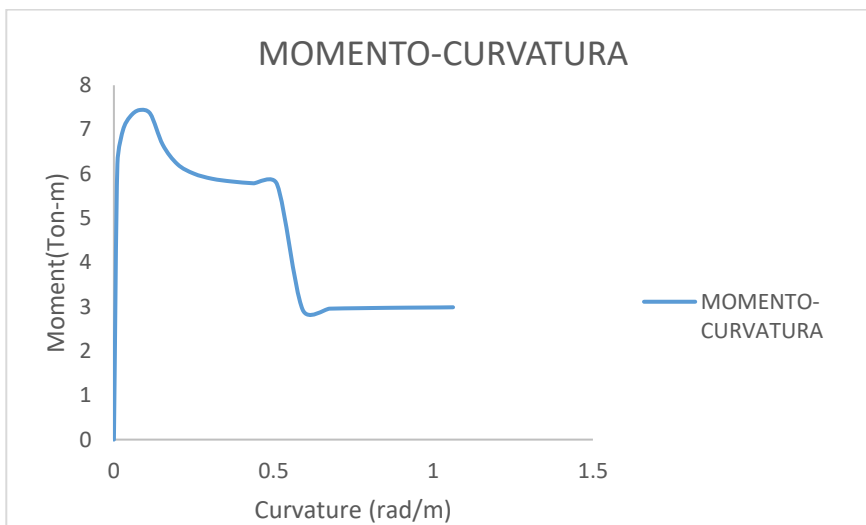


Gráfico 36 Diagrama momento curvatura de 90° M33 para columna de 30cmx60cm con carga axial de 50tonf.

Mientras que para esa misma columna de 30cmX60cm asignando una carga axial de 50tonf para un momento M33 el momento máximo llega a 7.44ton-m y una curvatura máxima de 1.06 (rad/m). además, se aprecia que el elemento llega a su límite elástico con 7.44ton-m con una curvatura de 0.08 (rad/m). esto influirá mucho en la obtención de la curva capacidad (Pushover debido a que si el elemento estructural se le asigna una sección más grande o se le pone más fierro cumpliendo cuantías o también que se use una calidad de concreto más importante, influirá mucho para la curva Pushover y por consecuencia en la sectorización con el comité visión 2000.

Viga 25cmx45cm

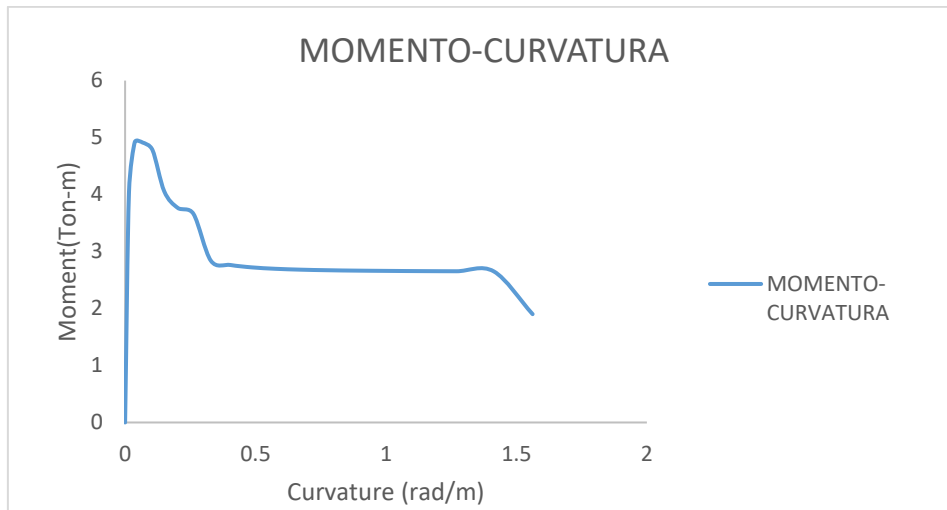


Gráfico 37 Diagrama momento curvatura de 90° M33 para viga de 25cmx45cm sin carga axial.

Se visualiza que para la viga de 25cmX45cm llega a tener un momento máximo de 4.92ton-m para un momento M33 y una curvatura máxima de 1.56 (rad/m).

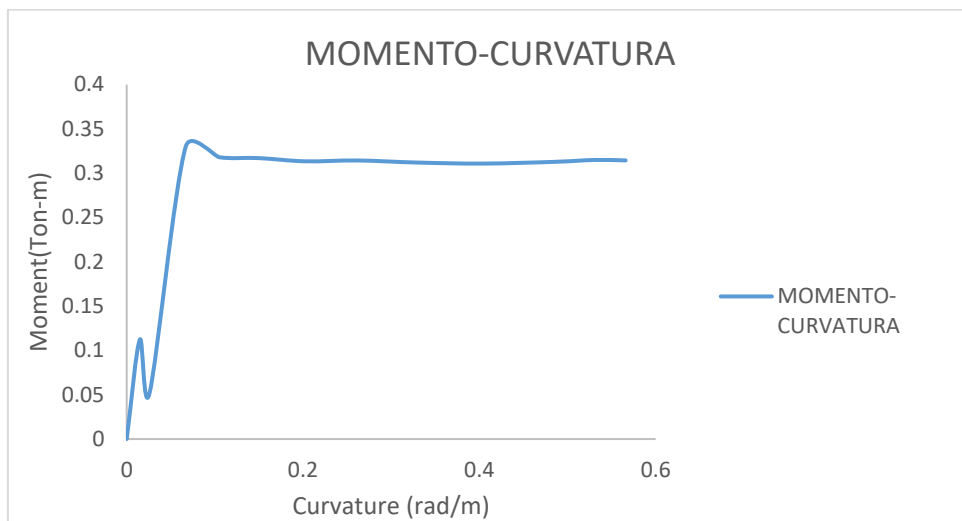


Gráfico 38 Diagrama momento curvatura de 90° M33 para viga de 25cmx45cm con carga axial de 50tonf.

Mientras que para esa misma viga de 25cmX45cm asignando una carga axial de 50tonf para un momento M33 el momento máximo llega a 0.33ton-m y una curvatura máxima de 0.57 (rad/m). además, se aprecia que el elemento llega a su límite elástico con 0.11 ton-m con una curvatura de 0.015 (rad/m). esto influirá mucho en la obtención de la curva capacidad (Pushover debido a que si el elemento estructural se le asigna una sección más grande o se le pone más fierro cumpliendo cuantías o también que se use una calidad de concreto más importante, influirá mucho para la curva Pushover y por consecuencia en la sectorización con el comité visión 2000.

Diseño de los elementos estructurales para la estructura de concreto armado.

Diseño de la columna

Datos

$f_c=210$	kgf/cm ²	Resistencia a compresión del concreto
$f_y=4200$	kgf/cm ²	Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo
$b_w=$	40 cm	
$h_w=$	60 cm	
$A_g=$	2400 cm ²	Área bruta de la sección transversal
$r=$	4.00 cm	Recubrimiento libre
$d_{est}=$	0.95 cm	Diámetro del estribo de confinamiento
$A_{sest}=$	0.71 cm ²	Área de acero del estribo de confinamiento
$d_{var}=$	1.91 cm	Diámetro de la varilla longitudinal
$A_{svar}=$	2.87 cm ²	Área de acero de la varilla longitudinal
$h_n=$	3.35 m	Altura libre de la columna
$\phi_s=$	0.85	Factor de reducción de resistencia en corte
$\phi_c=$	0.70	Factor de reducción de resistencia en compresión
$\rho_{min}=$	0.010	
$A_{s,min}=$	24.00	
$\rho_{max}=$	0.06	
$A_{s,max}=$	144.00 cm ²	
$A_{s,asig}=$	39.90 cm ²	Usar 14 barras de 3/4
$\rho_{asig}=$	0.017	
$\phi P_n,max=$	329.760	ton

Se extrajo las cargas del programa Etabs

CASO DE CARGA	Pu (ton)	M3 (ton.m)	M2 (ton.m)	V3 (ton)	V2 (ton)
DEAD	-12.598	-0.3637	-0.0073	-0.0037	-0.1522
SDEAD	-23.2051	-1.2908	-0.0234	-0.0123	-0.7688
LIVE	-6.1326	-1.055	-0.0092	-0.0056	-0.9217
SxD	0.3061	0.0469	1.9038	0.9925	0.0253
SyD	7.5574	15.7342	0.2894	0.1573	7.9496

Tabla 48 Cargas para el diseño de la columna.

Se realizaron las combinaciones respectivas

Combinación Resistencia	Pu (ton)	Mu (ton.m)
R1 (1.4CM+1.7CV)	-60.55	-4.11
R2 (1.25CM+1.25CV+SxD)	-52.11	-3.34
R3 (1.25CM+1.25CV-SxD)	-52.73	-3.43
R4 (1.25CM+1.25CV+SyD)	-44.86	12.35
R5 (1.25CM+1.25CV-SyD)	-59.98	-19.12
R6 (0.90CM+SxD)	-31.92	-1.44
R7 (0.90CM-SxD)	-32.53	-1.54
R8 (0.90CM+SyD)	-24.67	14.25
R9 (0.90CM-SyD)	-39.78	-17.22

Tabla 49 Combinaciones de carga para el diseño de la columna.

Extrayendo las cargas nominales, ultimas y insertando las cargas de demanda se obtiene el siguiente gráfico.

Donde se observa que las demandas caen dentro del diagrama para una cantidad de fierro de 14 de 3/4

pasig= 0.017

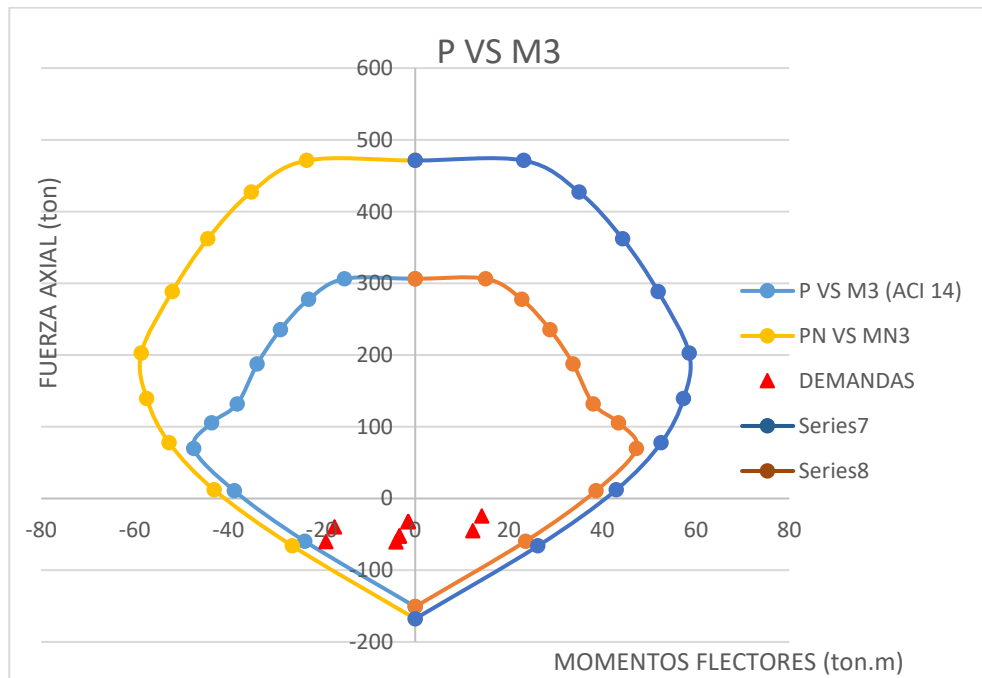
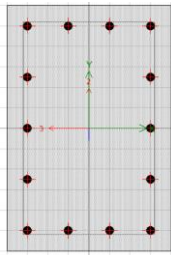


Gráfico 39 Diagrama de interacción para las cargas ultimas de las columnas.

Diseño de viga por capacidad

Sección 30cmx70cm

Momentos extraídos del programa Etabs

Acero negativo

Lado izquierdo	EJE D	
Diseño del refuerzo.-		
Mu=	34.5734 tnf-m	
fi=	0.9	
b=	30 cm	
h=	70 cm	
d=	63.78 cm	
f'c=	210 kgf/cm ²	
fy=	4200 kgf/cm ²	
a=	12.47 cm	(asumido)
As=	15.89 cm²	
a=	12.47 cm	(calculado)

usar 3 de 1"+1 de 1/2"

As=	16.471 cm ²	
verificación de cuantías		
p=	0.0086	
p,min=	0.0024	
P,max=	0.0163	0.025 cap21

pmin<p<pmax **correcto**

Verificación de ancho mínimo

bmin=	26.29 cm	<b=30cm	correcto
-------	----------	---------	-----------------

Lado derecho EJE D

Diseño del refuerzo.-

Mu=	27.4835 tnf-m	
fi=	0.9	
b=	30 cm	
h=	70 cm	
d=	63.78 cm	
f'c=	210 kgf/cm ²	
fy=	4200 kgf/cm ²	
a=	9.68 cm	(asumido)
As=	12.34 cm²	
a=	9.68 cm	(calculado)

usar 2 de 1"+2 de 1/2"

As=	12.674 cm ²	
verificación de cuantías		
p=	0.0066	
p,min=	0.0024	
P,max=	0.0163	0.025 cap21

pmin<p<pmax **correcto**

Verificación de ancho mínimo

bmin=	25.02 cm	<b=30cm	correcto
-------	----------	---------	-----------------

Acero positivo

EJE D

Diseño del refuerzo.-

Mu=	12.2452 tnf-m	
fi=	0.9	
b=	30 cm	
h=	70 cm	
d=	63.78 cm	
f'c=	210 kgf/cm ²	
fy=	4200 kgf/cm ²	
a=	4.12 cm	(asumido)
As=	5.25 cm²	
a=	4.12 cm	(calculado)

usar 3 de 5/8"

Barras continuas en toda la longitud de la viga.

As=	5.97 cm ²	
verificación de cuantías		
p=	0.0031	
p,min=	0.0024	
P,max=	0.0163	0.025 cap21

pmin<p<pmax

correcto

Verificación de ancho mínimo

bmin=	19.67 cm	<b=30cm	correcto
-------	----------	---------	-----------------

Determinación de los momentos últimos resistentes en los apoyos

APOYO 2:		APOYO 4:	
As =	16.47 cm ²	As =	12.67 cm ²
a =	12.92 cm	a =	9.94 cm
Mur ₁ =	40.09 tn.m	Mur ₂ =	31.64 tn.m
As =	5.97 cm ²	As =	5.97 cm ²
a =	4.68 cm	a =	4.68 cm
Mur ₁ =	15.56 tn.m	Mur ₂ =	15.56 tn.m

Metrado de cargas para la viga de 30cmx70cm

Carga muerta (CM)	Peso Específico (Tn/m ³)	Base (m)	Peralte (m)	Peso Parcial (Tn/m)
Peso de la Viga	2.4	0.30	0.70	0.50
	Peso (Tn/m ²)	Long. Izq.	Long. Der.	Peso Parcial (Tn/m)
Peso de la Losa	0.35	0.00	3.88	1.36
	Peso (Tn/m ²)	Long. Izq.	Long. Der.	Peso Parcial (Tn/m)
Acabados y tabiquería	0.20	0.00	3.88	0.78

Carga viva (CV)	Peso (Tn/m ²)	Long. Izq.	Long. Der.	Peso Parcial (Tn/m)
Sobrecarga según el uso	0.25	0.00	3.88	0.97

CV	0.97	Tn/m
CM	2.64	Tn/m
Carga última	4.51	Tn/m

DATOS		Tramo 1 FUERZAS CORTANTES ISOSTÁTICAS	
CM=	2.64 tn/m	Visost1	17.25 tn
CV=	0.97 tn/m		
1,25(CM+CV)=	4.51 tn/m		
wu=	4.51 tn/m		
ln1=	7.65		

Fuerzas cortantes relacionadas a la capacidad de los apoyos, cuando los momentos actúan en sentido horario y antihorario.

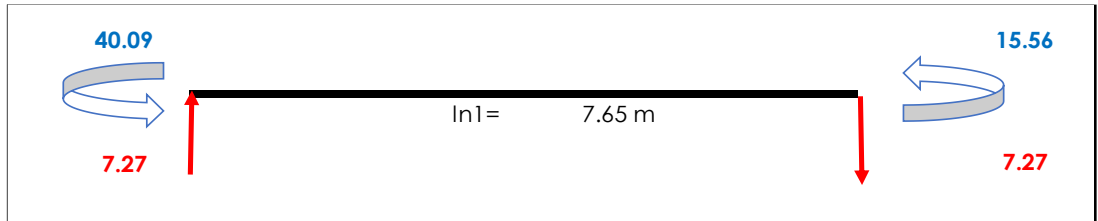


Figura 34 Momentos y cortantes de la viga.

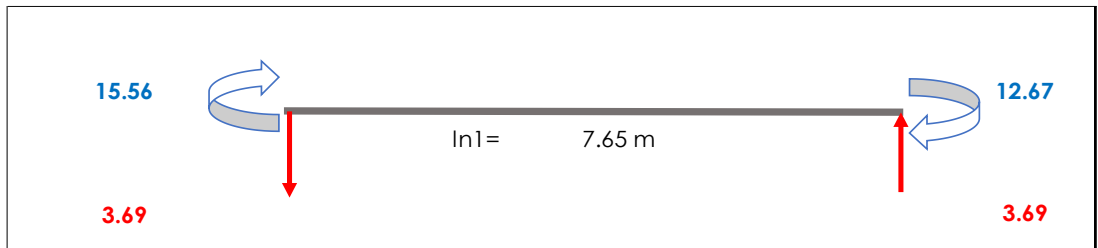


Figura 35 Momentos y cortantes de la viga.

Sumando fuerzas cortantes isostáticas correspondientes.

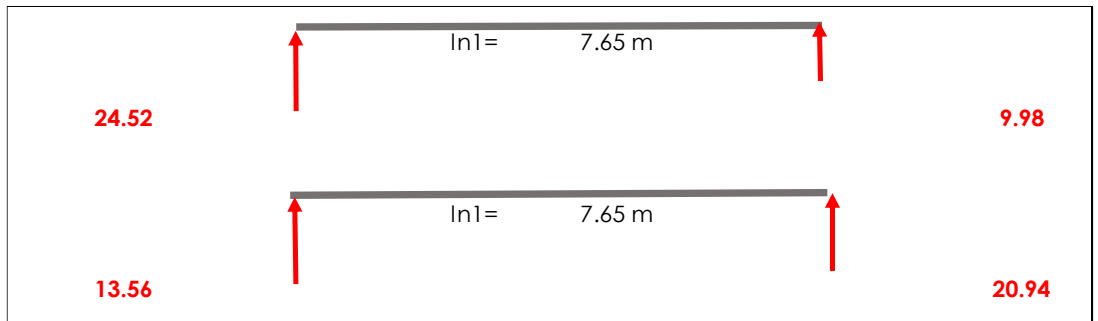


Figura 36 Fuerzas cortantes isostáticas correspondientes.

Formando la envolvente de diseño por capacidad

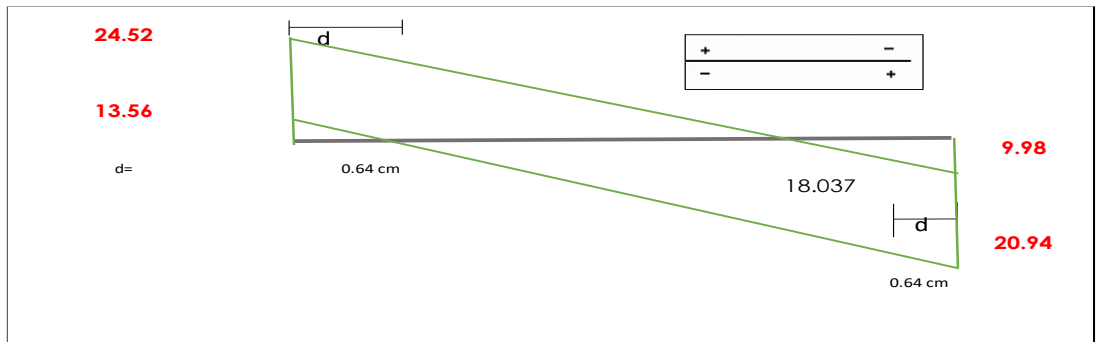


Figura 37 Envolvente de diseño por capacidad.

Sismo amplificado con 2.5

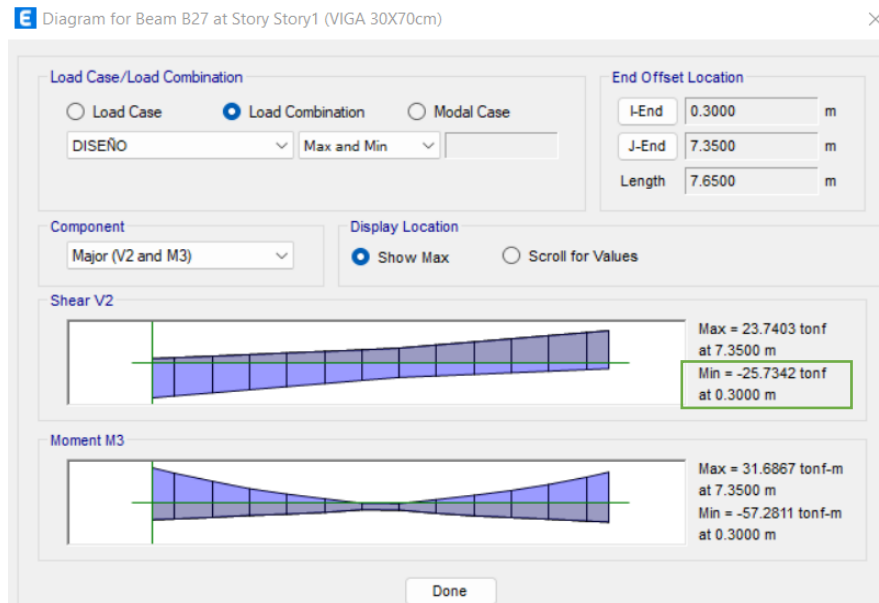


Figura 38 Diagrama con sismo amplificado con 2.5

Sismo sin amplificar

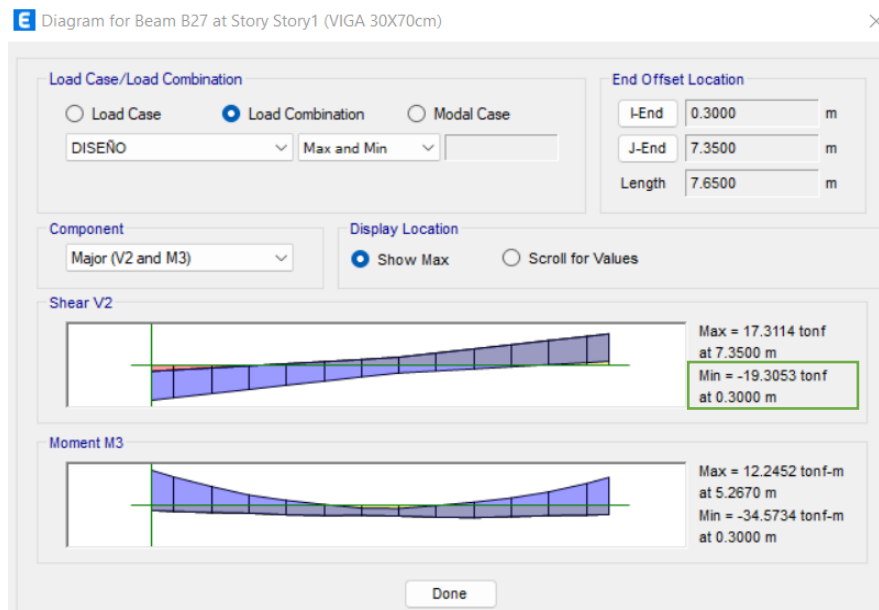


Figura 39 Diagrama con sismo sin amplificar

Comparo el calculado por capacidad (excel) con el amplificado sin 2.5 del sismo, elijo el mayor=24.5tonf

Luego comparo el calculado por capacidad (excel) y el amplificado con 2.5 del sismo y elijo el menor=24.5tonf

Diseño con una fuerza cortante de 24.5tonf

Diseño por fuerza cortante

CORTE TOMADO POR EL CONCRETO	
Vud=	24.52 tn
Vc =	14.84 tn
ϕVc =	12.61 tn
Vs =	14.01 tn
Vu > ϕVc	
CORTE TOMADO POR EL ACERO	
Vs =	14.01 tn
S=	27.42 cm
Vsmáx =	58.80 tn
Vslím =	30.80 tn
CONSIDERACIONES	
SEPARACIÓN DE ESTRIBOS	
Smáx ≤	32.20 cm
Smáx ≤	60 cm

POR NORMA E.060 CAP.21:	
1er estribo a 5cm de la cara del apoyo	
ZONA DE CONFINAMIENTO = 2h	
	d/4
Smáx =	8* ϕ varilla long. más pequeña
	24* ϕ estribo
	30 cm

ZONA DE CONFINAMIENTO =	140.00 cm	
Smáx =		10.0 cm
FUERA ZONA DE CONFINAMIENTO		
Smáx =	32.20 cm	25.00 cm

Distribución final de estribos para cada extremo:

$\phi 3/8$; 1 @ 0.05, 14 @ 0.10, Resto @ 0.25

Diseño del muro de corte

Los resultados se extrajeron del programa Etabs

BOTTOM											
TABLE: Pier Forces											
Story	Pier	Load Case/Combo	Location	P	V2	V3	T	M2	M3	P D-I	
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	tonf	
Story1	PX1	Dead	Bottom	-38.429	0.0577	-0.424	0.0016	-0.5294	0.5098	38.429	
Story1	PX1	Live	Bottom	-9.4433	0.0525	-0.2524	0.0004	-0.2936	0.2155	9.4433	
Story1	PX1	SDX	Bottom	9.559	16.6254	0.1347	0.0356	0.2562	47.1431	9.559	
Story1	PX1	SDY	Bottom	2.351	2.5984	0.821	0.0151	1.5412	7.0759	2.351	

Tabla 50 Cargas del muro de corte.

COMBINACIONES BOTTOM							
COMBO	P	V2	V3	T	M2	M3	
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	
COMBO 1	69.85	0.17	-1.02	0.00	-1.24	1.08	
COMBO 2	69.40	16.76	-0.71	0.04	-0.77	48.05	
COMBO 3	50.28	-16.49	-0.98	-0.03	-1.28	-46.24	
COMBO 4	62.78	3.39	0.18	0.02	0.90	9.75	
COMBO 5	56.90	-3.11	-1.87	-0.02	-2.96	-7.94	
COMBO 6	44.15	16.68	-0.25	0.04	-0.22	47.60	
COMBO 7	25.03	-16.57	-0.52	-0.03	-0.73	-46.68	
COMBO 8	37.52	3.30	0.64	0.02	1.45	9.30	
COMBO 9	31.65	-3.20	-1.41	-0.02	-2.40	-8.39	

Tabla 51 Combos para el diseño del muro de corte.

TOP										
TABLE: Pier Forces										
Story	Pier	Load Case/Combo	Location	P	V2	V3	T	M2	M3	P D-I
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	tonf
Story1	PX1	Dead	Top	-36.1969	0.0577	-0.424	0.0016	0.891	0.3165	36.1969
Story1	PX1	Live	Top	-9.4433	0.0525	-0.2524	0.0004	0.552	0.0395	9.4433
Story1	PX1	SDX	Top	9.559	16.6254	0.1347	0.0356	0.1952	9.875	9.559
Story1	PX1	SDY	Top	2.351	2.5984	0.821	0.0151	1.2092	1.674	2.351

Tabla 52 Cargas del muro de corte.

COMBINACIONES TOP							
COMBO	P	V2	V3	T	M2	M3	
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	
COMBO 1	66.73	0.17	-1.02	0.00	2.19	0.51	
COMBO 2	66.61	16.76	-0.71	0.04	2.00	10.32	
COMBO 3	47.49	-16.49	-0.98	-0.03	1.61	-9.43	
COMBO 4	59.99	3.39	0.18	0.02	3.32	2.54	
COMBO 5	54.11	-3.11	-1.87	-0.02	0.29	-1.65	
COMBO 6	42.14	16.68	-0.25	0.04	1.00	10.16	
COMBO 7	23.02	-16.57	-0.52	-0.03	0.61	-9.59	
COMBO 8	35.52	3.30	0.64	0.02	2.31	2.38	
COMBO 9	29.64	-3.20	-1.41	-0.02	-0.71	-1.81	

Tabla 53 Combos para el diseño del muro de corte.

Si los muros de corte absorben más del 30% del V_{basal}, se debe amplificar la fuerza sísmica en un 25%, en la dirección de análisis.

Artículo 34.- Redundancia

Cuando sobre un solo elemento de la estructura, muro o pórtico, actúa una fuerza de 30% o más del total de la fuerza cortante horizontal en cualquier entrepiso, dicho elemento se diseña para el 125% de dicha fuerza.

Diseño

Datos del material de diseño

f'c:	280	kg/cm ²
f _y :	4200	kg/cm ²
β ₁ :	0.85	
Ø _{tracción}	0.9	
Ø _{compresión}	0.7	
Ø _{corte}	0.85	
Ø _{flexión}	0.9	

Datos del muro a analizar

R=	6	Muros Estructurales
Tipo de estructura:		Regular
Hw=	3.35	m
Lw=	2.00	m
t=	0.2	m
d=	1.60	m
Acw=	0.40	m ²
Hw/Lw	1.68	Muro Corto
Δ=	0.2556	cm
Δδ _u =	1.15	cm

Verificación preliminar de necesidad de elementos de borde

P _u =	70	tnf	a=	7.17	cm
M _u =	48.05	tnf-m	A _s =	8.13	cm ²
Ag=	4000	cm ²	A _{sreq} =	4.88	cm ²
I _{gx} =	133333	cm ⁴	#varillas=	4	
I _{gy} =	13333333	cm ⁴	Φ=	1/2	in
S _{gx} =	13333	cm ³	A _{scol} =	5.08	cm ²
S _{gy} =	133333	cm ³	Leborde=	0.25	m
σ _{max} =	53.50	kgf/cm ²			
0.2f'c=	56.00	kgf/cm ²			

Se observa que se necesitan 4 fierros de $\frac{1}{2}$ de manera vertical para una longitud de borde de 25cm

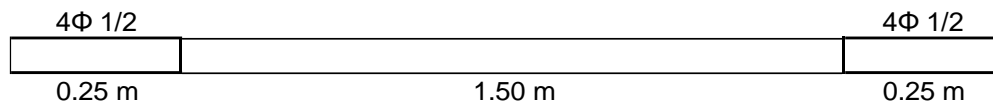


Figura 40 armadura para los bordes de la placa.

Cálculo del acero vertical en el alma

$$\begin{aligned} \rho_{vmin} &= 0.0025 \\ \Phi &= \frac{3}{8} \text{ in} \\ S_v &= 27.50 \text{ cm} \end{aligned}$$

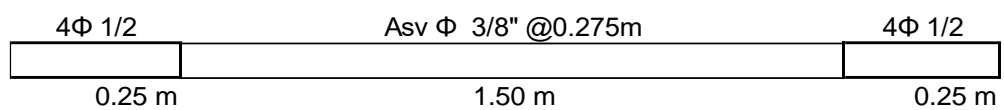


Figura 41 armadura para el alma y los bordes de la placa.

El muro de 2m de ancho por 0.20 de espesor necesita varillas de $\frac{3}{8}$ en el alma cada 0.275m

Flexocompresión

Modelamos el muro en el etabs y comprobamos que para esa cantidad de fierro las demandas caen dentro del diagrama

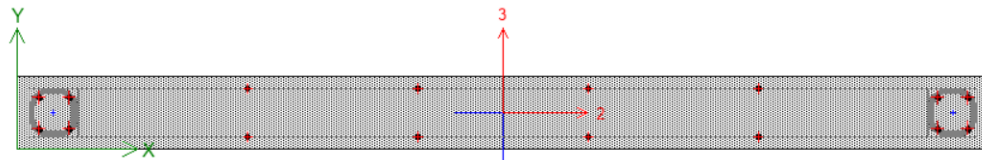


Figura 42 armadura de la placa en Etabs.

En placas el eje relevante es el perpendicular a la longitud del muro

Momento m 2-2

Curve #7 90 deg Curve #19 270 deg

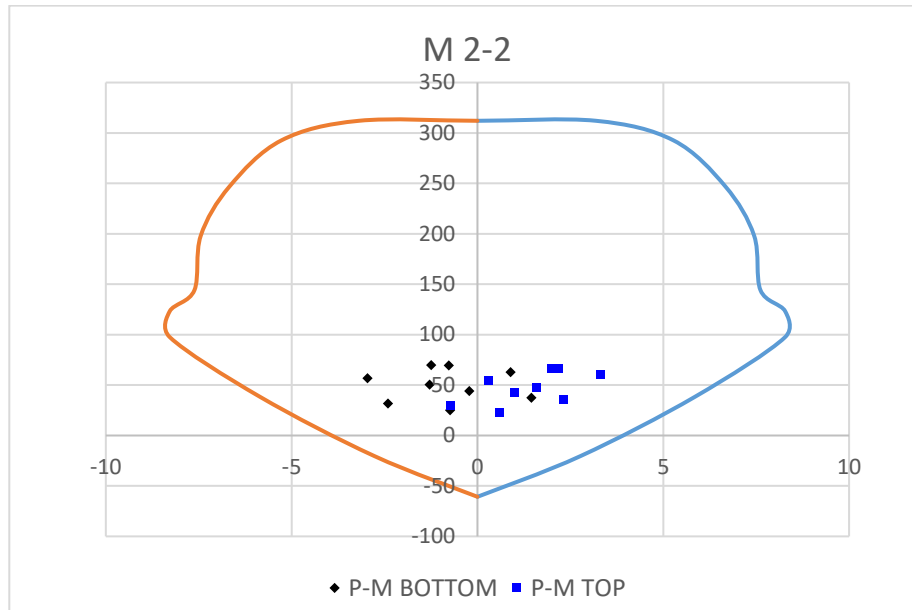


Gráfico 40 demandas para el M 2-2.

Las demandas caen dentro del diagrama, correcto.

Momento m 3-3

Curve #7 0 deg Curve #19 180 deg

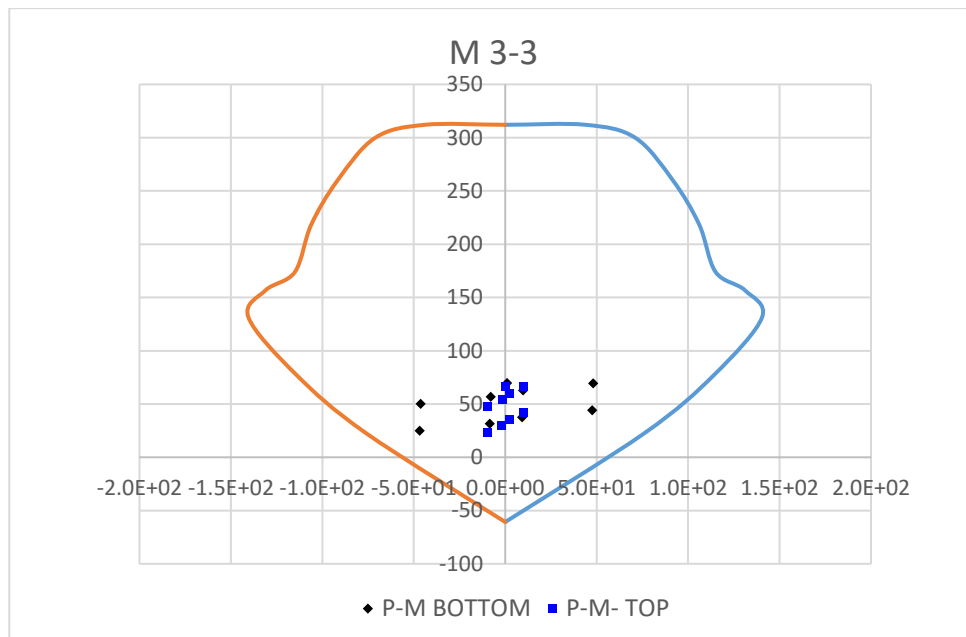


Gráfico 41 demandas para el M 3-3.

De esta manera se comprueba que la cantidad de acero asignado es correcto

Diseño por cortante

Cálculo del refuerzo horizontal del alma

Para poder calcular el momento nominal con relación el P_u máximo se extrajo los momentos nominales del Etabs.

Momento m 3-3

Curve #7 0 deg Curve #19 180 deg

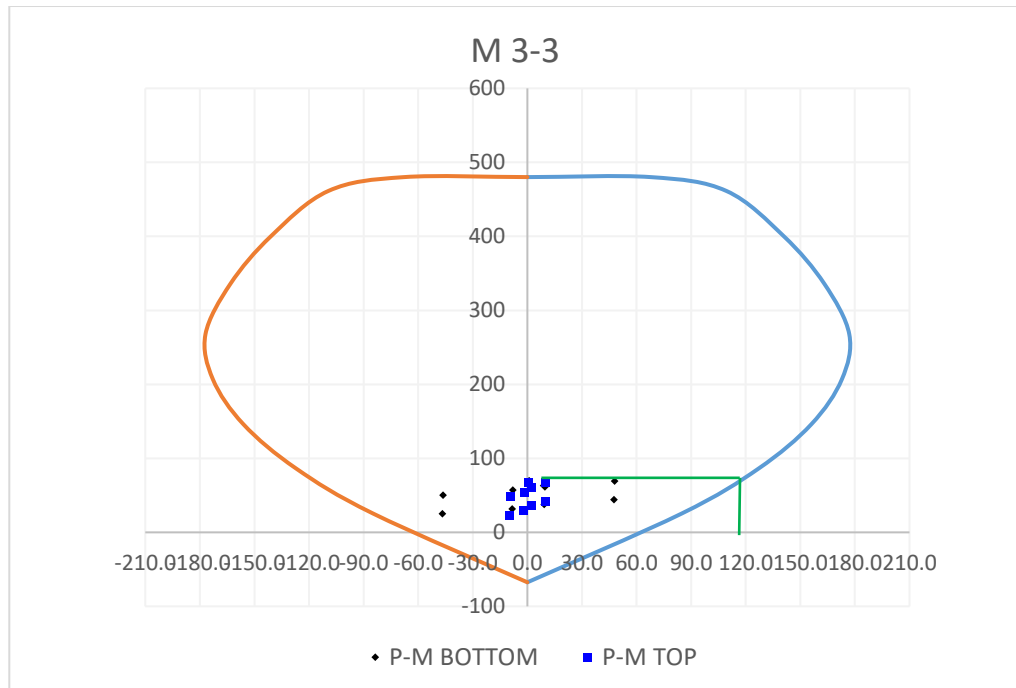


Gráfico 42 Curva nominal para el diseño por cortante.

Se observa que para una fuerza máxima de diseño $P_u=70\text{tonf}$ hay un momento nominal de 84.85tonf.m

Entonces

$\delta u/hm=$	0.0050	
$C_{lim}=$	66.67	cm
$C=$	44.44	cm
$L_{e\text{borde}}=$	25	cm

No necesita elementos borde, pero se recomienda

Amplificando el momento

Mn=	84.85	tnf-m
Mua=	48	tnf
Mn/Mua=	1.77	
Vua=	16.76	tnf
Vu=	29.60	tnf

Cálculo del cortante resistido por el acero

Vc=	24.12	tnf	
Pu/Ag=	0.06	< 0.20	No se considera el Vc
Vs=	34.83	tnf	

Cálculo de cuantía de acero horizontal

ρ_h =	0.0026	
Φ =	3/8	in
S_h =	25.00	cm

Verificación de la resistencia de cortante nominal

Vc=	24.12	tnf	
Vs=	43.53	tnf	
Vn=	67.65	tnf	
Vnmax=	174.03	tnf	OK

Verificación de cuantía vertical

ρ_v =	0.0025	
Φ =	3/8	in
S_v =	27.50	cm

Conclusión, el muro queda reforzado de la siguiente manera.

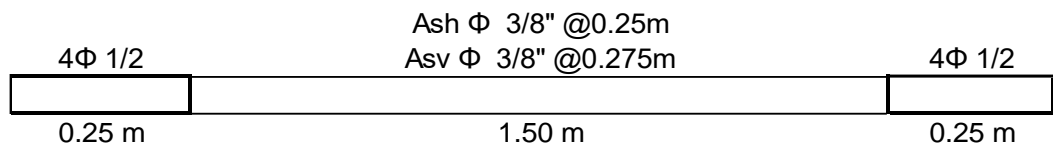


Figura 43 Armadura del borde y alma de la placa.

Propuesta para la estructura de acero estructural

Predimensionamiento

Predimensionamiento de viga

Se ha utilizado un acero estructural A572

$F_y=3515\text{kgf/cm}^2$ 50ksi

$E=2038902\text{kgf/cm}^2$ 29000ksi

Metrado de la viga

Longitud de viga = 3.88m

Ancho tributario= 1.12m

Carga muerta	
Peso de losa	0.39 tn/m
Peso de piso terminado	0.11 tn/m
Peso de tabiquería	0.11 tn/m
Total	0.61 tn/m

Operando se tiene una carga muerta de 0.61tn/m

Carga viva-CENTRO DE EDUCACION (Aulas)	
Sobrecarga	0.28 tn/m
Total	0.28 tn/m

Operando se tiene una carga viva de 0.28tn/m

Amplificación de cargas: $W_u=1.2CM+1.6CV$

$W_u=1.2 \times 0.61 + 1.6 \times 0.28 = 1.18\text{tn/m}$

$M_u = 2.22\text{tn.m}$

Tenemos en cuenta que: $M_u < \phi M_p$

$$M_u \leq \phi * F_y * Z_x \quad EC. 48$$

$\phi = 0.9$

Para ello despejamos Z_x y reemplazamos los valores de F_y y ϕ

Dando por resultado un $Z_x = 4.29\text{in}^3$

Se optó por un perfil W10X15 por las distorsiones máximas permisibles brindadas por la norma E.030 sismorresistente.

$A_g = 4.41\text{in}^2$

$Z_x = 16\text{in}^3$ valor proporcionado por las tablas del AISC.

Table 3-2 (continued)
W-Shapes
Selection by Z_x

$F_y = 50$ ksi

Z_x

Shape	Z_x in. ³	M_{px}/Ω_b		M_{rx}/Ω_b		BF/Ω_b		L_p ft	L_r ft	I_x in. ⁴	V_{nx}/Ω_v	
		kip-ft ASD	kip-ft LRFD	kip-ft ASD	kip-ft LRFD	ASD	LRFD				ASD	LRFD
W12x16	20.1	50.1	75.4	29.9	44.9	3.80	5.73	2.73	8.05	103	52.8	79.2
W10x17	18.7	46.7	70.1	28.3	42.5	2.98	4.47	2.98	9.16	81.9	48.5	72.7
W12x14	17.4	43.4	65.3	26.0	39.1	3.43	5.17	2.66	7.73	88.6	42.8	64.3
W10x15	16.0	39.9	60.0	24.1	36.2	2.75	4.14	2.86	8.61	68.9	46.0	68.9
W8x15	13.6	33.9	51.0	20.6	31.0	1.90	2.83	3.09	10.1	48.0	39.7	59.6
W10x12	12.6	31.2	46.9	19.0	28.6	2.36	3.53	2.87	8.05	53.8	37.5	56.3
W8x13	11.4	28.4	42.8	17.3	26.0	1.76	2.67	2.98	9.27	39.6	36.8	55.1
W8x10	8.87	21.9	32.9	13.6	20.5	1.54	2.30	3.14	8.52	30.8	26.8	40.2

Figura 44 Tablas del AISC para el diseño.

Verificación pandeo local

No Atiesado (ala)

Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresión.
Miembros sometidos a Flexión

Casos	Descripción del Elemento	Razón Ancho Espesor	Razón Ancho - Espesor Límite		Ejemplo
			λ (compacta / no compacta)	λ (esbelto / no esbelto)	
10	Flexión en alas de perfiles laminados, canales y tes.	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Figura 45 Ancho-espesor, elementos en compresión, miembros sometidos a flexión.

$b/t=4.00$ in dato del perfil proporcionada por el AISC.

$t_f= 0.27$ in dato

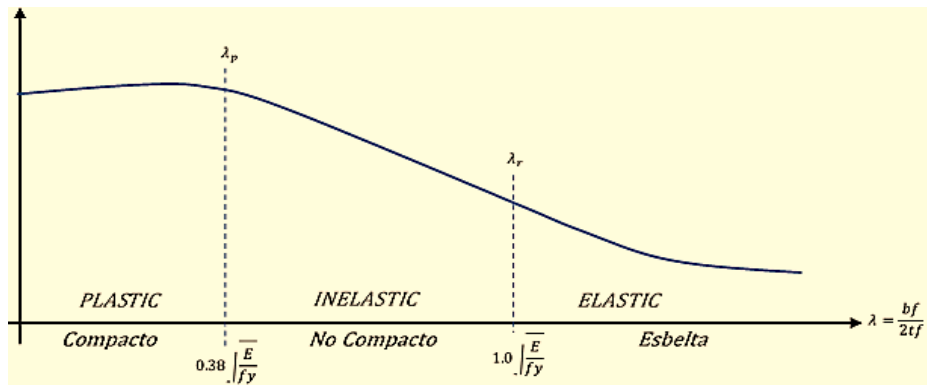
$b/t=7.41$

$\lambda_p=0.38 (E/F_y)^{0.5}=9.15$

$\lambda_r=1.0 (E/F_y)^{0.5}=24.08$

$\lambda_p > b/t$ por lo tanto el ala es compacta

$$\lambda = \frac{bf}{2t_f}$$



9.15

24.08

Figura 46 Verificación de la viga de acero.

Atiesado (alma)

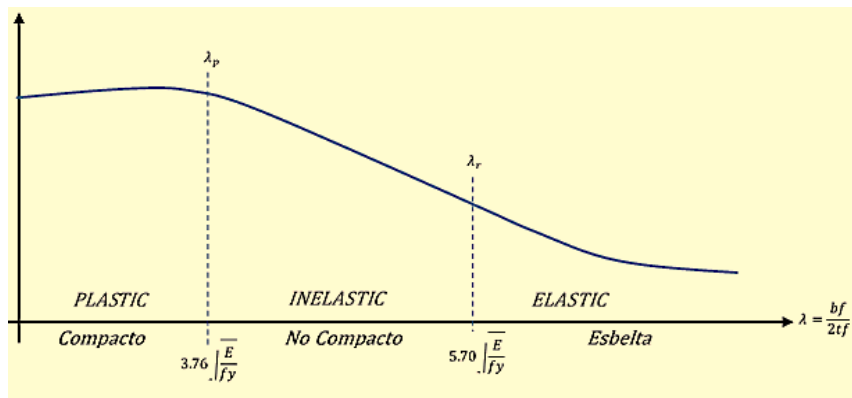
Casos	Descripción del Elemento	Razón Ancho Espesor	Razón Ancho - Espesor Límite		Ejemplo
			λ (compacta / no compacta)	λ (esbelto / no esbelto)	
15	Almas de doble T simétricas y canales.	h/t_w	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Figura 47 Consideraciones para el alma.

$$h/t_w = 38.50$$

$$\lambda_p = 3.76 (E/F_y)^{0.5} = 90.56$$

$\lambda_r = 5.70 (E/F_y)^{0.5} = 137.28$ por lo tanto el alma es compacta.



9.56

137.28

Figura 48 Verificación de la viga de acero.

Predimensionamiento de la columna

Se ha utilizado un acero estructural A572

$F_y = 3515 \text{ kgf/cm}^2$ 50ksi

$E = 2038902 \text{ kgf/cm}^2$ 29000ksi

$A_g \geq C_u / (0.5F_y)$ calculando se obtiene

$A_g \geq 11.01 \text{ cm}^2$

$A_g \geq 1.71 \text{ in}^2$

PERFIL HSS16X8X1/2

$A_g = 20.9 \text{ in}^2$

$b/t = 17.2043$

$I_x = 679.0 \text{ in}^4$

$I_y = 230.0 \text{ in}^4$

$20.9 \text{ in}^2 > 1.71 \text{ in}^2$ cumple

Se utilizó el perfil HSS16X8X1/2 para cumplir la deriva brindada por la norma E.030

Verificación del ancho-espesor

Atiesado


6	Paredes de secciones HSS rectangulares y cajones de espesor uniforme	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
---	--	-------	-----------------------------	--

Figura 49 Verificación ancho espesor, elemento atiesado.

$b/t = 17.20$

$1.40 (E/F_y)^{0.5} = 33.72 > 17.20$ cumple

No hay posibilidad de pandeo local o abollamiento.

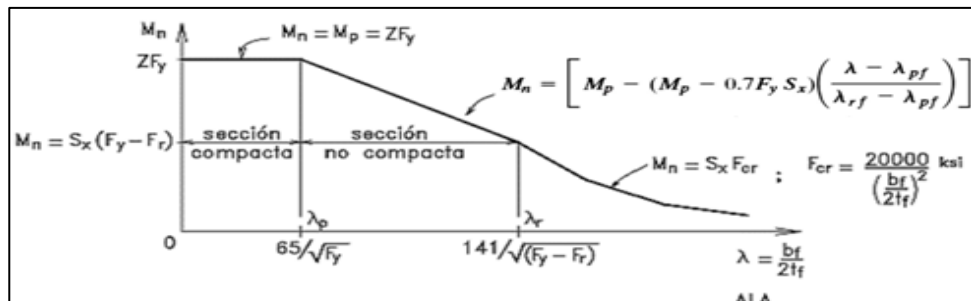


Figura 50 Verificación de la columna.

Presentación módulo de acero

Estructuración para el módulo de acero estructural con arriostres de pandeo restringido.

Se estructura de la siguiente manera, vista 3D.

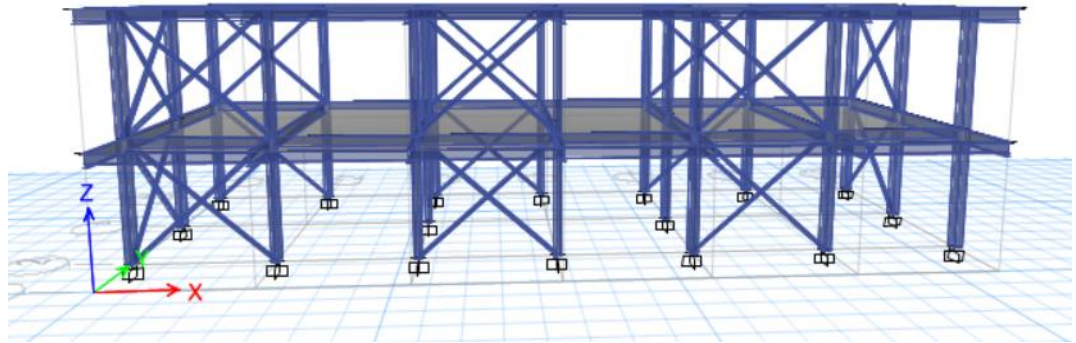


Figura 51 Presentación 3D módulo de acero

Vista eje A, en dirección de análisis Y

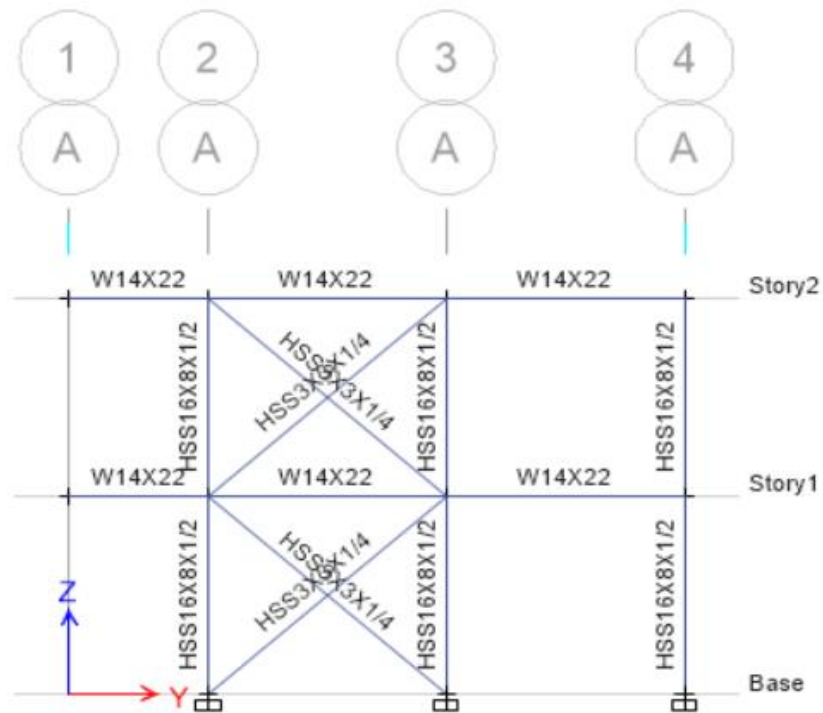


Figura 52 Vista en perfil eje ZY.

Vista eje B, en dirección de análisis Y

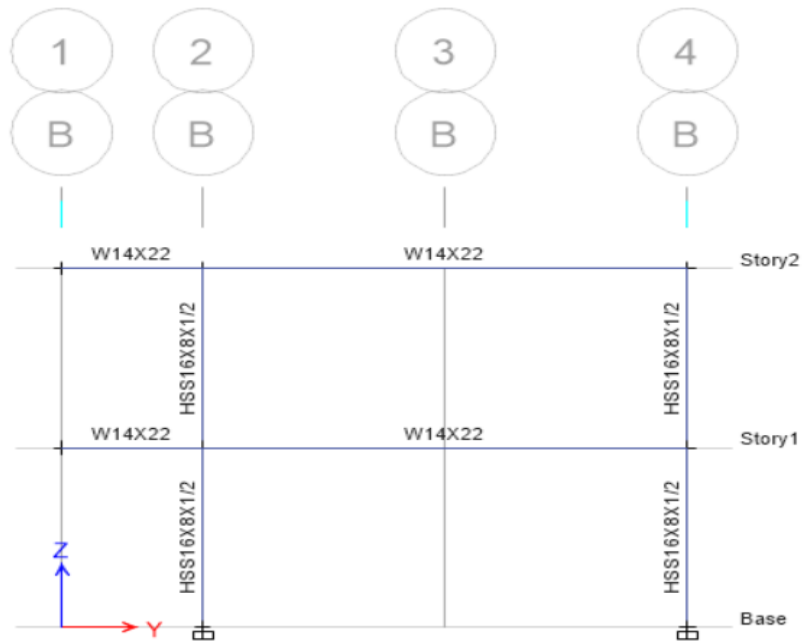


Figura 53 Vista ZY eje B

Vista eje 1, en dirección de análisis X

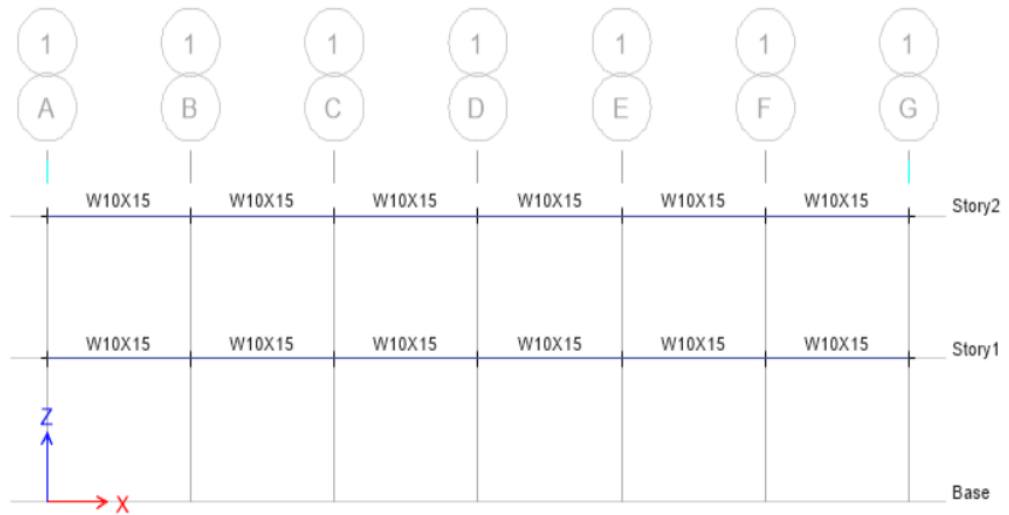


Figura 54 Vista ZX en el eje 1.

Vista eje 2, en dirección de análisis X

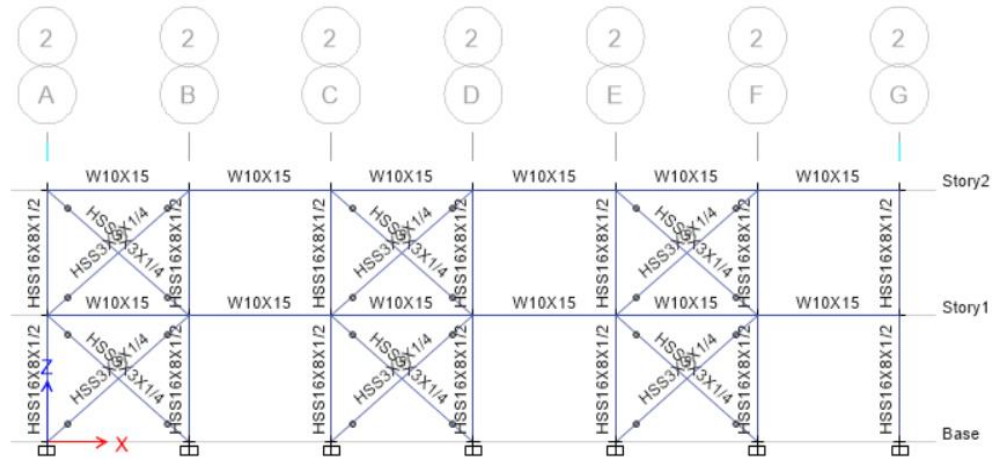


Figura 55 Vista ZX en el eje 2

En el eje X están los arriostres, estos se encuentran con las propiedades de los arriostres de pandeo restringido de sección HSS4X4X1/4 en toda la dirección X.

Mientras que en la dirección Y hay perfiles de columnas tubulares y dos arriostramientos para salvar la torsión:

Perfiles utilizados:

Columnas

HSS16X8X1/2

Vigas

W10X15

W14X22

Arriostres

HSS4X4X1/4

Análisis lineal para la estructura de acero estructural

Irregularidades

Los factores en planta como en altura es 1 ver anexo número 01

$$I_p = 1 \text{ EC. 49}$$

$$I_a = 1 \text{ EC. 50}$$

Sistema estructural

Cortante en la base de la estructura

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf
Story1	SEX	LinStatic	Step By Step	1	Bottom	0	-124.6544	-0.0042
Story1	SEY	LinStatic	Step By Step	1	Bottom	0	-0.0045	-124.869
Story1	SDX	LinRespSpec	Max		Bottom	0	92.327	3.1293
Story1	SDY	LinRespSpec	Max		Bottom	0	3.2226	105.4457

Tabla 54 Cortantes basales para la estructura de concreto armado.

- ✓ Cortante basal estático en X 124.6544tonf
- ✓ Cortante basal dinámico en X 92.327tonf
- ✓ Cortante basal estático en Y 124.869tonf
- ✓ Cortante basal dinámico en y 105.4457tonf

Dirección XX

El sistema es pórticos ordinarios concéntricamente arriostrados (OCBF) con un coeficiente básico de reducción $R_0=4$.

Dirección YY

El sistema es pórticos ordinarios concéntricamente arriostrados (OCBF) con un coeficiente básico de reducción $R_0=4$.

Peso sísmico de la estructura

Story	Diaphragm	Mass X tonf-s ² /m	Mass Y tonf-s ² /m
Story1	D1	16.19776	16.19776
Story2	D2	12.34411	12.34411

Tabla 55 Peso sísmico para la estructura de acero.

Para el piso 1

$$\text{Peso sísmico} = 16.19776 \text{ ton} \times 9.81 \text{ EC. 51}$$

$$\text{Peso sísmico} = 158.90 \text{ tonf EC. 52}$$

Para el piso 2

$$\text{Peso sísmico} = 12.34411 \text{ ton} \times 9.81 \text{ EC. 53}$$

$$\text{Peso sísmico} = 121.096 \text{ tonf EC. 54}$$

Peso por unidad de área

$$\text{Área}=23.53\text{m}\times 7.65\text{m}$$

$$\text{Área}=180.0045\text{m}^2$$

Para primer piso

$$\frac{158.90\text{tonf}}{180.0045\text{m}^2} = \frac{0.883\text{ton}}{\text{m}^2} \text{ EC. 55}$$

Para segundo piso

$$\frac{121.096\text{tonf}}{180.0045\text{m}^2} = \frac{0.673\text{ton}}{\text{m}^2} \text{ EC. 56}$$

Análisis modal

Case	ItemType	Item	Static %	Dynamic %
Modal	Acceleration	UX	100	100
Modal	Acceleration	UY	100	100
Modal	Acceleration	UZ	0	0

Tabla 56 Participación de la masa efectiva.

Según norma actual se consideran aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa total.

Entonces la masa efectiva para el módulo, tanto la dirección X como Y trabaja con más del 90% de la masa efectiva para el análisis de respuesta del sistema.

Distorsiones máximas de entrepiso (derivadas)

Para el sismo estático en X, de sistema pórticos ordinarios concéntricamente arriostrados (OCBF) cumple la deriva máxima de 0.01 permitida por la norma E.030 sismorresistente.

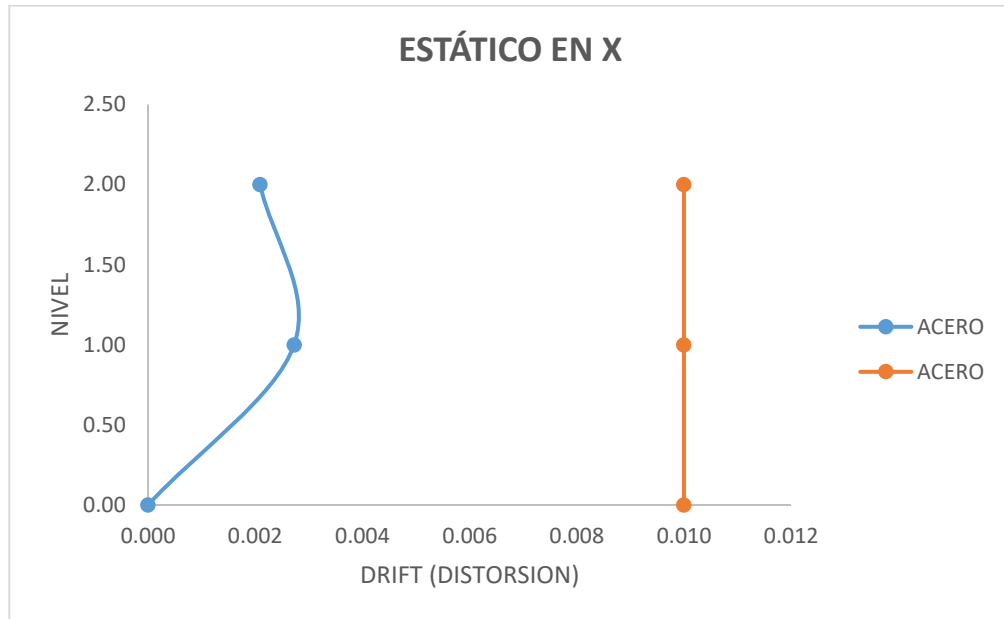


Gráfico 43 Distorsión máxima para el sismo estático en X.

Para el sismo estático en Y, de sistema pórticos ordinarios concéntricamente arriostrados (OCBF) también cumple la norma E.030 donde la deriva máxima es 0.01.

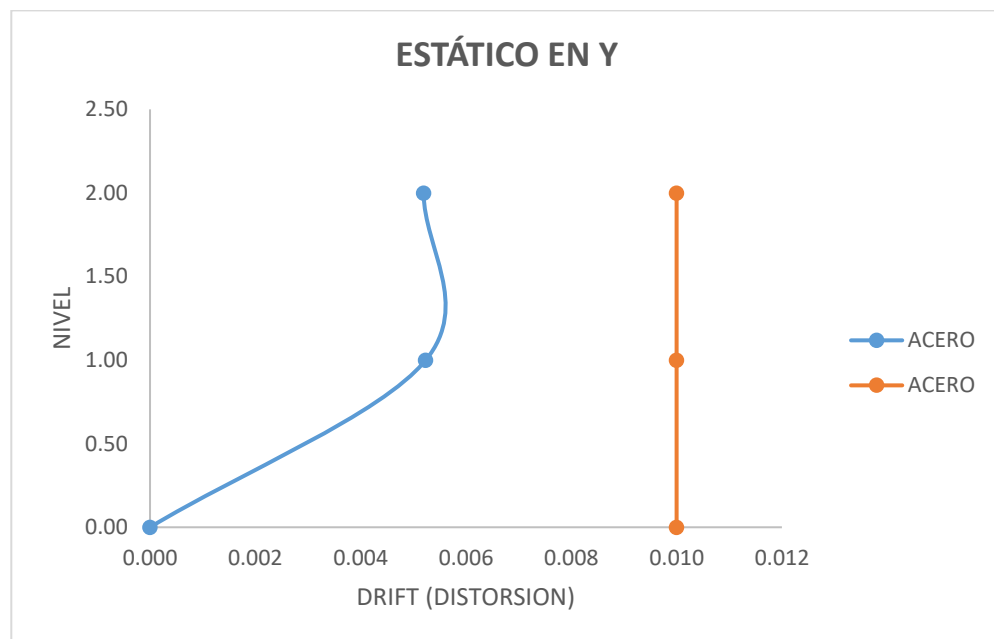


Gráfico 44 Distorsión máxima para el sismo estático en Y.

El sismo dinámico en X cumple la distorsión máxima de 0.01 según la norma E.030 sismorresistente.

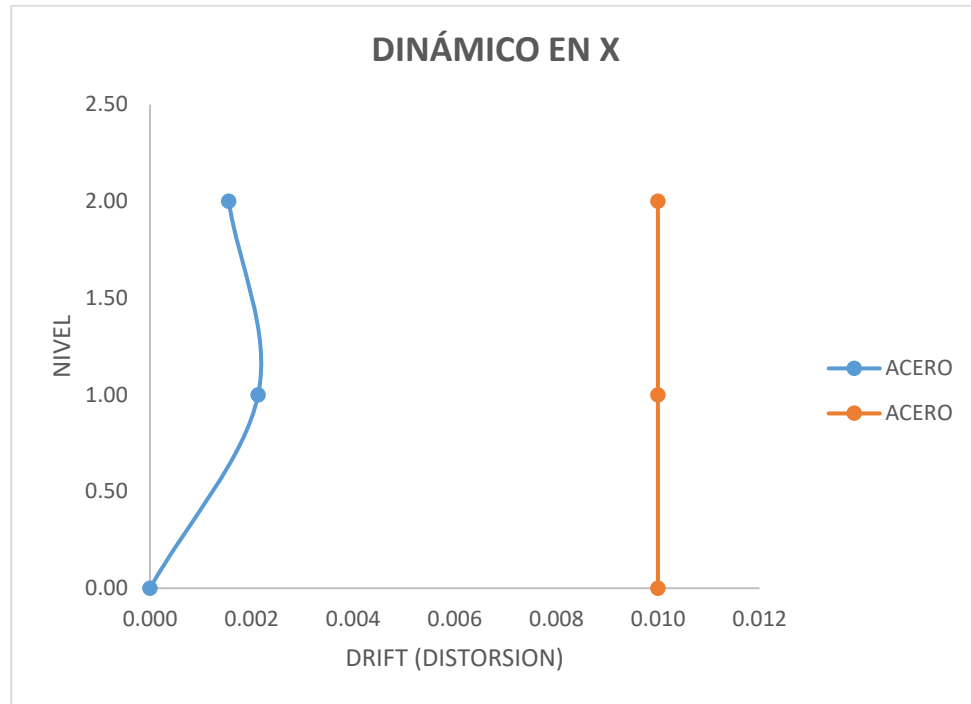


Gráfico 45 Distorsión máxima para el sismo dinámico en X.

El sismo dinámico en Y cumple tranquilamente la distorsión máxima de 0.01 según la norma E.030 sismorresistente.

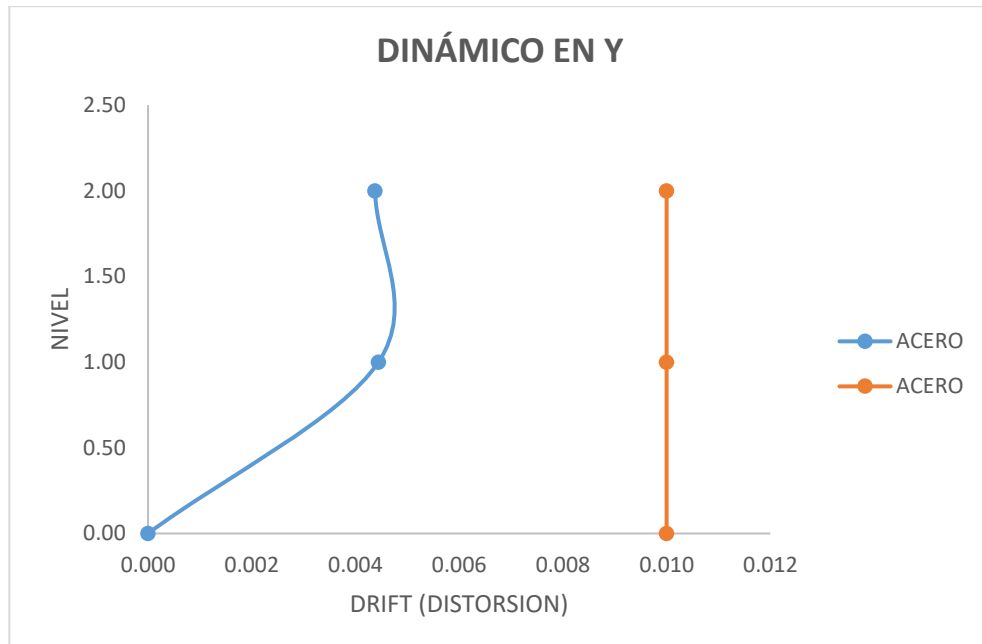


Gráfico 46 Distorsión máxima para el sismo dinámico en Y.

Análisis estático no lineal (Pushover)

Asignación de rótulas plásticas a la estructura

Para ello se usó las tablas que brinda el ASCE 41-17 para columnas.

Figura 56 asignación de rótulas plásticas para columnas según el ASCE 41-17.

Para vigas también se utilizaron las tablas del ASCE 41-17.

Figura 57 asignación de rótulas plásticas para vigas según el ASCE 41-17.

Las rótulas para las columnas se asignaron a una distancia relativa de 0.95 y 0.05 desde la opción relative to clear length.

Frame Assignment - Hinges

Frame Hinge Assignment Data

Hinge Property	Location Type	Relative Distance	Distance from End m
Auto	Relative to clear length	0.95	
Auto P-M2-M3	Relative to clear length	0.95	
Auto P-M2-M3	Relative to clear length	0.05	

Buttons: Add, Modify, Delete

Auto Hinge Assignment Data

Type: From Tables in ASCE 41-17
 Table: Table 9-7.1 (Steel Columns - Flexure)
 DOF: P-M2-M3

Modify/Show Auto Hinge Assignment Data...

Buttons: OK, Cancel

Figura 58 Asignación de rótulas para las columnas a una distancia relativa.

Las rótulas para las vigas se asignaron a una distancia relativa de 0.95 y 0.05 desde la opción relative to clear length.

Frame Assignment - Hinges

Frame Hinge Assignment Data

Hinge Property	Location Type	Relative Distance	Distance from End m
Auto	Relative to clear length	0.05	
Auto M3	Relative to clear length	0.05	
Auto M3	Relative to clear length	0.95	

Buttons: Add, Modify, Delete

Auto Hinge Assignment Data

Type: From Tables in ASCE 41-17
 Table: Table 9-7.1 (Steel Beams - Flexure)
 DOF: M3

Modify/Show Auto Hinge Assignment Data...

Buttons: OK, Cancel

Figura 59 Asignación de rótulas para las vigas a una distancia relativa.

La asignación de rótulas plásticas para el arriostre de pandeo restringido se aplicaron desde la opción define, Sections Frame, Frame/Wall Nonlinear Hinges.

Para un material Steel

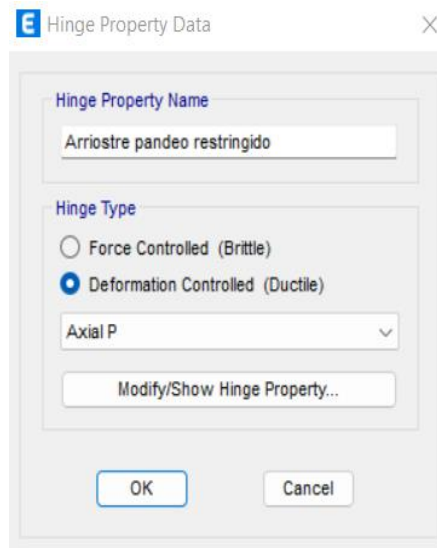


Figura 60 modelamiento del arriostre de pandeo restringido.

Aplicando las propiedades de la curva característica del arriostre de pandeo restringido.

Curva fuerza-desplazamiento.

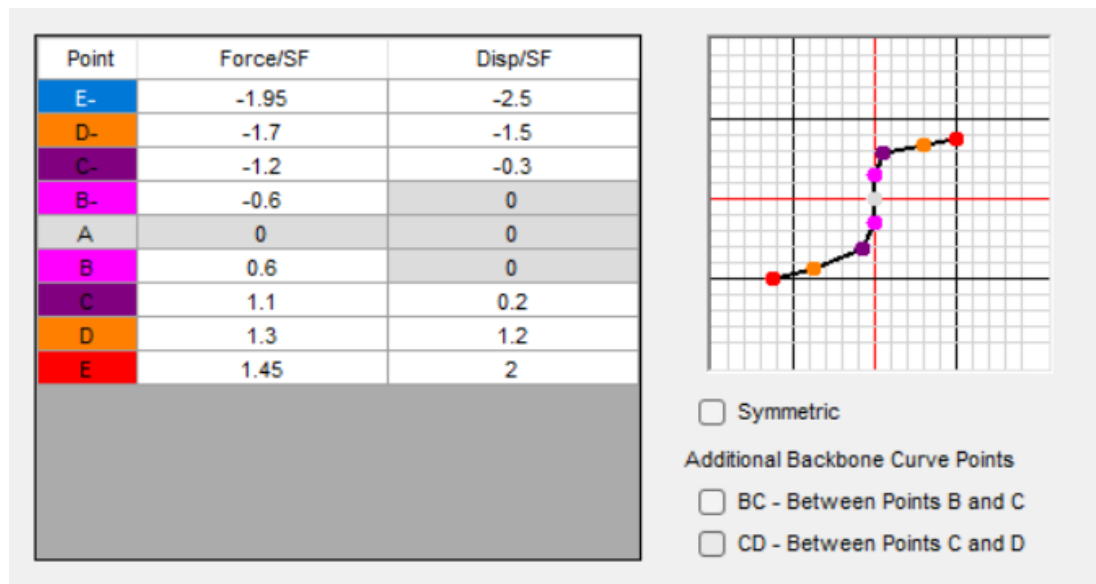


Figura 61 Curva fuerza vs deformación asignado las propiedades de los arriostres de pandeo restringido.

Finalmente, asignadas las rótulas a las distancias relativas mencionadas.

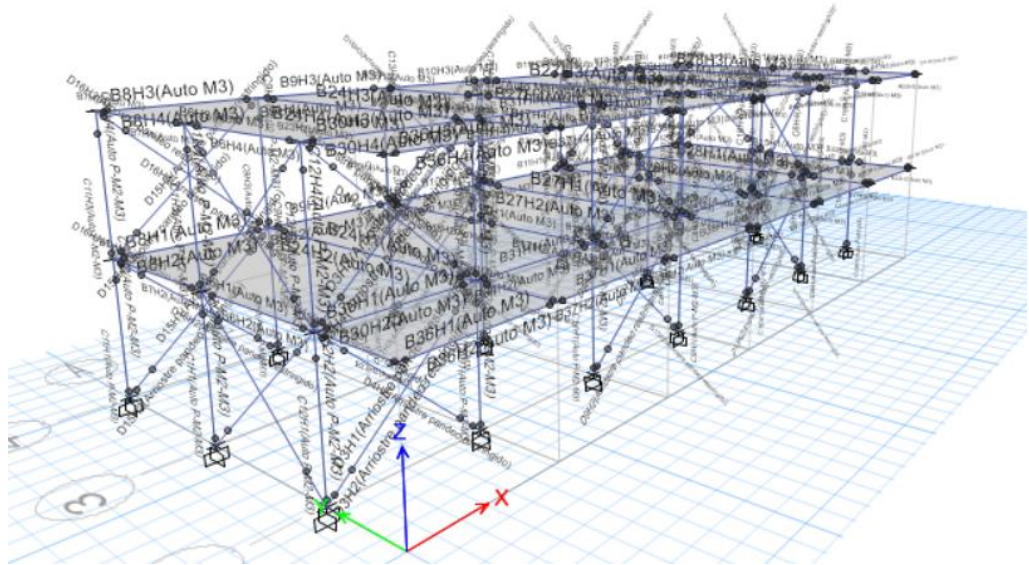


Figura 62 Vista 3D con las rótulas plásticas.

Vista 3D



Figura 63 Vista en planta de la estructura de acero

Vista en planta

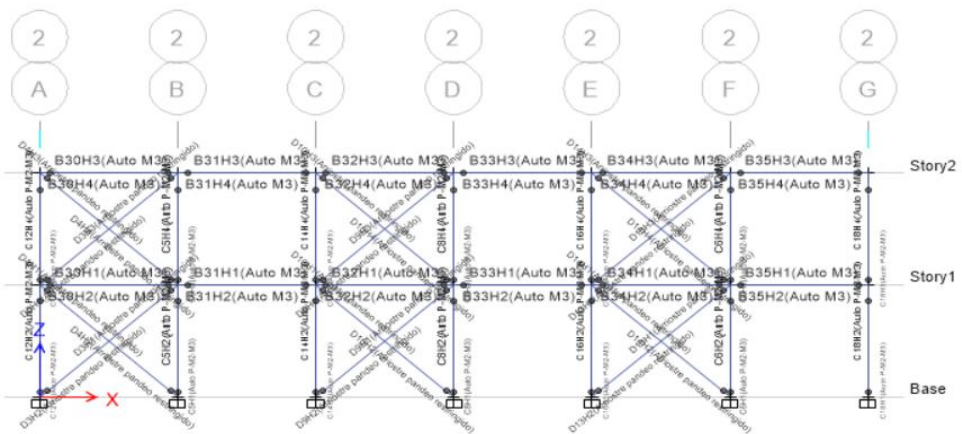


Figura 64 Vista en ZX de la estructura de acero con las rótulas plásticas.

Vista en perfil

Consideraciones del análisis estático no lineal (Método Pushover)

- Según Fema 356 el desplazamiento máximo es el 4% de la altura del edificio.
- Se modelaron las rótulas plásticas para columnas y vigas usando las tablas del ASCE 41-17.
- La asignación de Hinges para columnas y vigas se asignaron a una distancia de 0.05 y 0.95 desde la opción relative to clear length.

Modos de falla

Dirección XX

04 pasos

Paso 01 aparecen las primeras rótulas en los arriostres de pandeo restringido para un desplazamiento en el primer piso de 0.1491cm y en el segundo piso de 0.2761cm

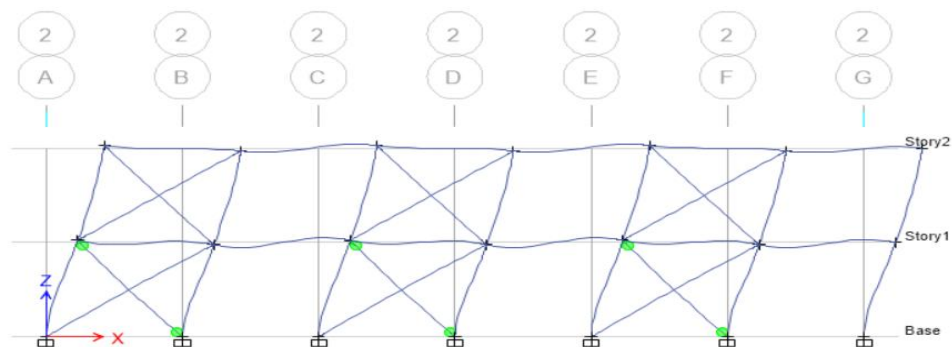


Figura 65 Modo de falla en la dirección X para el paso 01.

Paso 02 fallan los arriostres de pandeo restringido para el primer nivel y los del segundo nivel están cerca del colapso, para un desplazamiento en el primer nivel de 1.3116cm y el segundo nivel de 2.31cm.

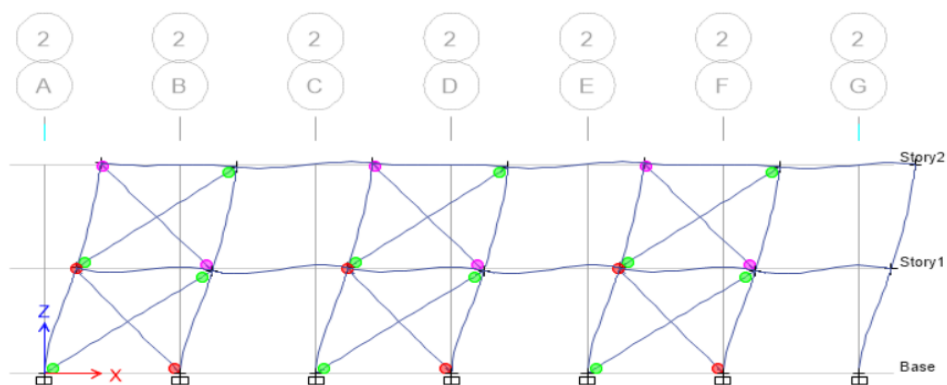


Figura 66 Modo de falla en la dirección X para el paso 02.

Paso 03 los arriostres del segundo nivel están cerca al colapso, para un desplazamiento en el primer nivel de 1.3248cm y el segundo nivel de 2.3303cm.

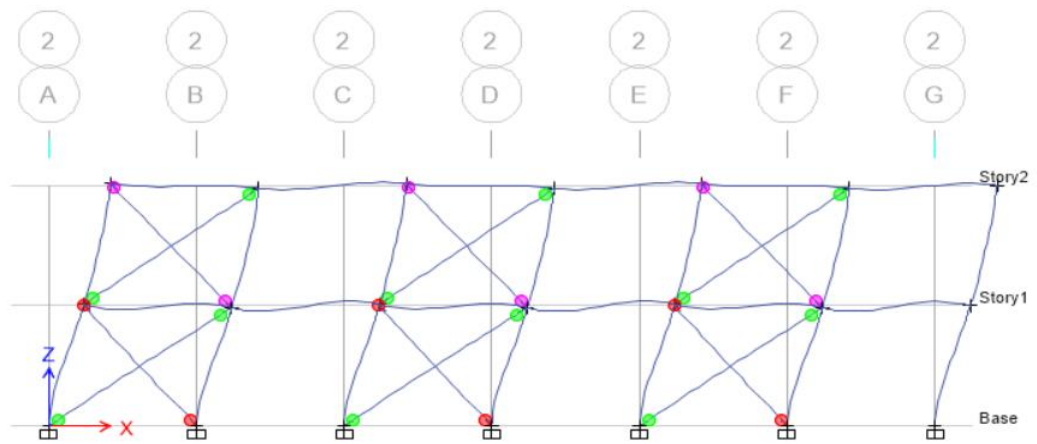


Figura 67 Modo de falla en la dirección X para el paso 03.

Paso 04 los arriostres de pandeo restringido restringen el desplazamiento, están cerca al colapso y se observa que no fallan las vigas, para un desplazamiento en el primer piso de 1.3302cm y un desplazamiento en el segundo nivel de 2.3417cm.

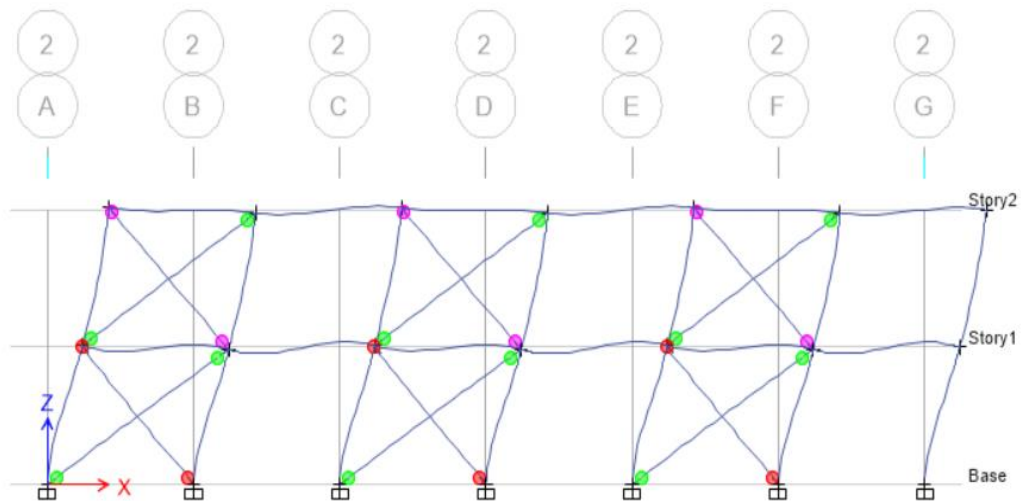


Figura 68 Modo de falla en la dirección X para el paso 04.

Curva de capacidad cortante vs desplazamiento en la dirección XX

Se observa un máximo desplazamiento para la estructura de pórticos ordinarios concéntricamente arriostrados (OCBF) X, de 2.24cm y una fuerza cortante máxima de 353.84tonf.

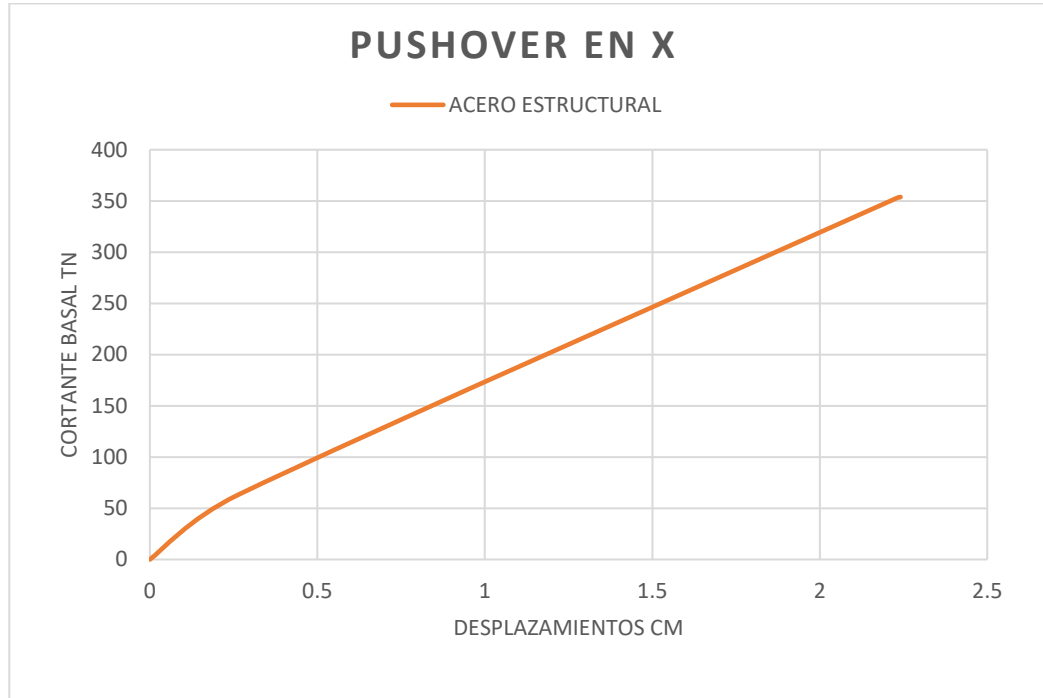


Gráfico 47 Curva de capacidad cortante vs desplazamiento dirección en dirección X.

Punto de desempeño según comité visión 2000

Para hallar el punto de desempeño se representó la curva bilineal el cual nos indica que tiene como desplazamiento de fluencia hacia el desplazamiento objetivo.

Método de los coeficientes en la dirección X

Se tiene un desplazamiento objetivo D_o de 4.86 cm con una cortante V_o de 353.84Tnf, y un punto de fluencia efectiva D_y en 0.27cm con una cortante en el límite elástico V_y de 64.55Tnf.

CURVA BILINEAL	
D (cm)	V (Tn)
0.00	0.00
0.27	64.55
4.86	353.84

Tabla 57 Datos para realizar la curva bilineal en el eje X

Por otro lado, con ayuda del ETABS, se extrajo el punto de desempeño tomando las consideraciones del FEMA 440 se obtiene el siguiente punto de desempeño, con un desplazamiento 0.24cm en el punto de intersección de las curvas de capacidad y demanda.

Desempeño sismorresistente para acero estructural E.030 2019

Para ello se extrajo el desplazamiento en el techo de 0.54cm en el programa ETABS, teniendo en cuenta el punto de fluencia efectiva de 0.27cm y una fuerza cortante de 64.55tnf, la sectorización quedo de la siguiente manera

$\Delta FE = 0.27$

$\Delta p =$	0.54cm		
	0.43cm	0.59cm	0.70cm

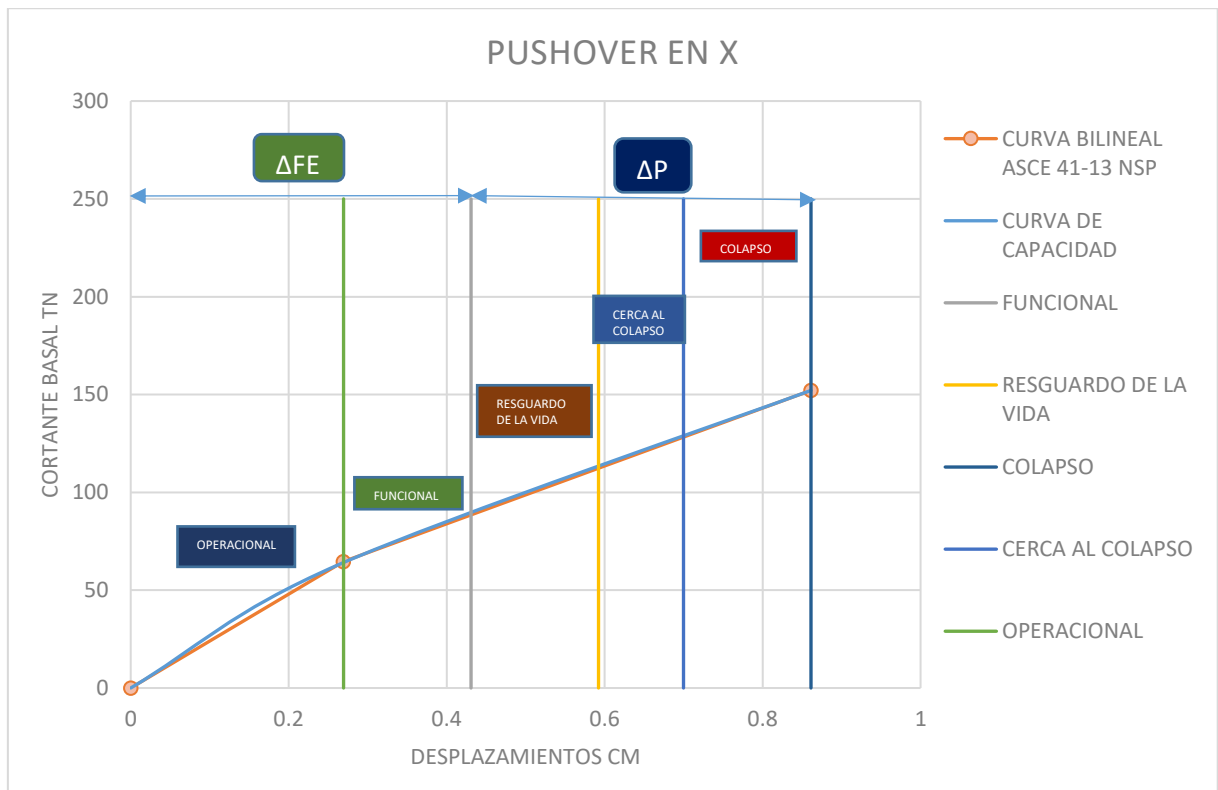


Gráfico 48 Curva de capacidad para la estructura de acero estructural con la sectorización que brinda el comité Visión 2000.

Fuente 8 Fuente propia

Se visualiza que el módulo de acero estructural después del punto de fluencia efectiva, a 0.27 cm tiene un buen desempeño con un desplazamiento máximo de 0.86cm, pero no llega al punto objetivo de 4.86cm dando a entender según la gráfica que se visualiza, la estructura llega al colapso antes.

Diseño de los perfiles de acero

Diseño del perfil para la viga en X

$$M_u < \phi M_p$$

$$M_u = 0.82 \text{ tnf.m}$$

$$M_u = 5.93 \text{ Kips.ft}$$

$$M_u \leq \phi * F_y * Z_x \text{ EC. 57}$$

$$\phi = 0.90$$

$$f_y = 3515 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E = 29000 \text{ ksi}$$

$$f_y = 50 \text{ ksi}$$

$$Z_x = 25.92 \text{ cm}^3$$

$$Z_x = 1.58 \text{ in}^3$$

Se asigna un perfil para el diseño de W10X15

$$Z_x \text{ perfil} = 16.00 \text{ in}^3$$

$L_b = 0$ las vigas estarán totalmente confinadas a la losa aligerada

Utilizando la tabla 3-2 del AISC

Se obtiene el $L_p = 2.86 \text{ ft}$ y $L_r = 8.61 \text{ ft}$

Cálculo del C_b

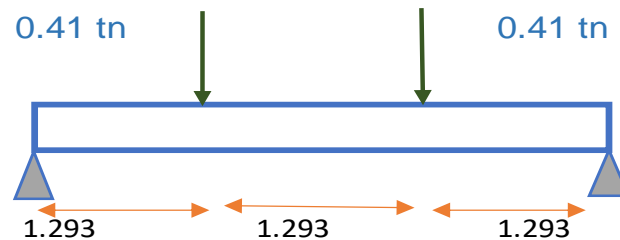


Figura 69 Diagrama para el cálculo del C_b .

Los momentos estarán ubicados a

$$M_A = P/L$$

$$M_B = P$$

$$M_C = 3P/L$$

Remplazando en la ecuación

$$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \geq 1.00$$

Se obtiene

M(Tn m)	L(m)	Mmáx	MA	MB	MC	Cb
0.4100	1.29 m	0.82 tnf.m	0.32 tnf.m	0.41 tnf.m	0.62 tnf.m	1.580

$C_b > 1$ cumple

Se trabajará con un $C_b = 1$

SI $L_b \leq L_p$ por lo tanto

$$M_n = M_p = F_y * Z \quad EC.58$$

Operando

$$M_n = 800.00 \text{ Kip.in}$$

$$\phi M_n = 720.00 \text{ Kip.in}$$

Verificación de resistencia

$$M_u < \phi M_n$$

Se convierte ϕM_n a tonf/m = 8.31 tonf/m

Comparamos con el momento ultimo

$$0.82 \text{ tonf/m} < 8.31 \text{ tonf/m}$$

Entonces el perfil resiste la carga

Curva de capacidad

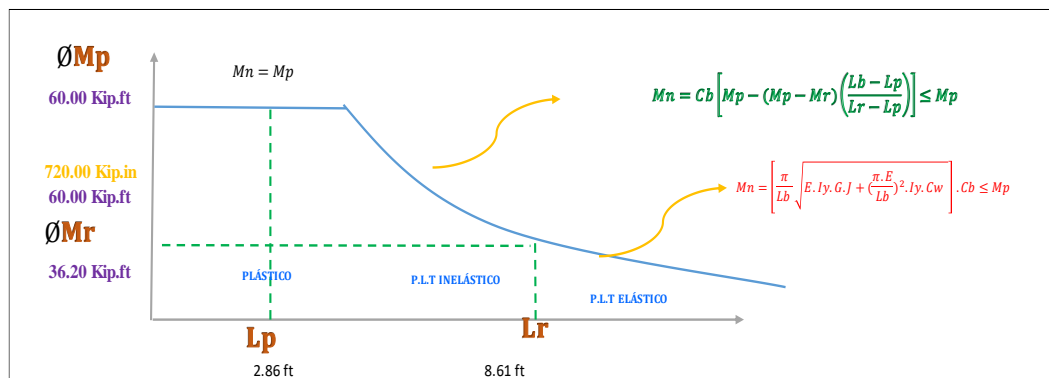


Figura 70 Curva de capacidad de la viga en dirección X.

Diseño por corte

$$V_u = 0.46 \text{ tnf}$$

$$\phi = 0.9$$

$$\text{factor} = 0.6$$

$$f_y = 50 \text{ ksi}$$

$$E = 29000 \text{ ksi}$$

$$t_w = 0.23 \text{ in}$$

$$d = 10.0 \text{ in}$$

$$h/t_w = 38.5 \text{ in}$$

$$h/t_w \leq 2.24 \sqrt{E/F_y}$$

$$38.5 \text{ in} \leq 53.95 \quad C_v = 1$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$V_n = 0.60 (F_y)(A_w) (C_v) \quad EC.59$$

operando

$$\Phi V_n = 28.2 \text{ tonf}$$

$$V_u \leq \Phi V_n$$

$$0.5 \text{ tnf} \leq 28.2 \text{ tnf} \quad \text{cumple}$$

Diseño del perfil para la viga en Y

$$M_u < \Phi M_p$$

$$M_u = 7.22 \text{ tnf.m}$$

$$M_u = 52.22 \text{ Kips.ft}$$

$$M_u \leq \Phi * F_y * Z_x \quad EC.60$$

$$\Phi = 0.90$$

$$f_y = 3515 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E = 29000 \text{ ksi}$$

$$f_y = 50 \text{ ksi}$$

$$Z_x = 228.23 \text{ cm}^3$$

$$Z_x = 13.93 \text{ in}^3$$

Se asigna un perfil para el diseño de W14X22

$$Z_x \text{ perfil} = 33.20 \text{ in}^3$$

Lb=0 las vigas estarán totalmente confinadas a la losa aligerada

Utilizando la tabla 3-2 del AISC

Se obtiene el Lp=3.67ft y Lr=10.4ft

Cálculo del Cb

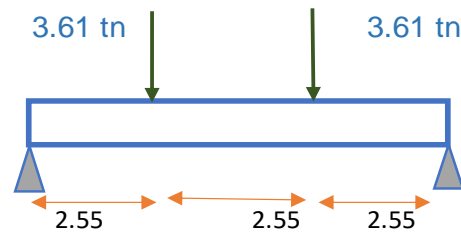


Figura 71 Diagrama para el cálculo del C_b .

Los momentos estarán ubicados a

$$M_A = P/L$$

$$M_B = P$$

$$M_C = 3P/L$$

Remplazando en la ecuación

$$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \geq 1.00$$

Se obtiene

M(Tn m)	L(m)	M _{máx}	M _A	M _B	M _C	C _b
3.6100	2.55 m	7.22 tnf.m	1.42 tnf.m	3.61 tnf.m	5.42 tnf.m	1.703

$C_b > 1$ cumple

Se trabajará con un $C_b = 1$

SI $L_b \leq L_p$ por lo tanto

$$M_n = M_p = F_y * Z \quad EC.61$$

Operando

$$M_n = 1660.00 \text{ Kip.in}$$

$$\phi M_n = 1494.00 \text{ Kip.in}$$

Verificación de resistencia

$$M_u < \phi M_n$$

Se convierte ϕM_n a tonf/m = 17.25 tonf/m

Comparamos con el momento último

$$7.22 \text{ tonf/m} < 17.25 \text{ tonf/m}$$

Entonces el perfil resiste la carga

Curva de capacidad

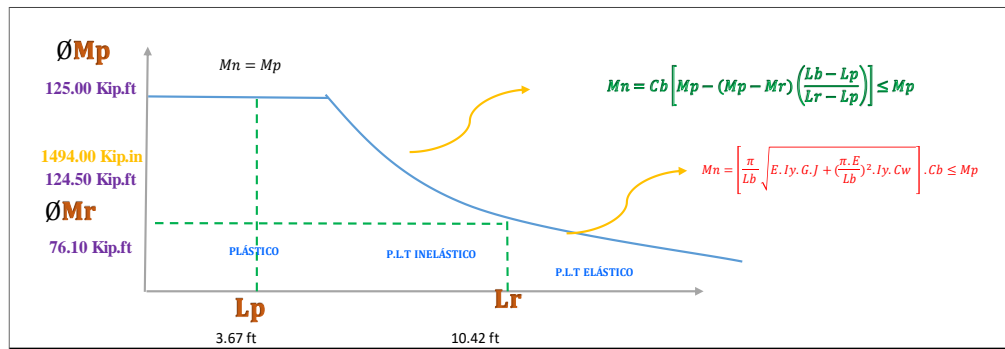


Figura 72 Curva de capacidad para la viga en dirección Y.

Diseño por corte

$$V_u = 5.87 \text{ tnf}$$

$$\Phi = 0.9$$

$$\text{factor} = 0.6$$

$$f_y = 50 \text{ ksi}$$

$$E = 29000 \text{ ksi}$$

$$t_w = 0.23 \text{ in}$$

$$d = 13.7 \text{ in}$$

$$h/t_w = 53.3 \text{ in}$$

$$h/t_w \leq 2.24 \cdot \sqrt{E/f_y}$$

$$53.3 \text{ in} \leq 53.95 \quad C_v = 1$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$V_n = 0.60 (F_y) (A_w) (C_v) \quad \text{EC. 62}$$

operando

$$\Phi V_n = 38.6 \text{ tonf}$$

$$V_u \leq \Phi V_n$$

$$5.9 \text{ tnf} \leq 38.6 \text{ tnf} \quad \text{cumple}$$

Diseño de la columna arriostrada (Sin efectos de segundo orden)

Se ha utilizado un acero estructural A572

$$F_y = 3515 \text{ kgf/cm}^2 \quad 50 \text{ ksi}$$

$$E = 2038902 \text{ kgf/cm}^2 \quad 29000 \text{ ksi}$$

Factor de longitud Efectiva en Y

$$\alpha = 1 \text{ LRFD}$$

$$\alpha P_r / P_y < 0.5 \quad \alpha P_r / P_y > 0.5$$

$$0.04082 \text{ operando sale menor a } 0.5 \text{ por lo tanto } T_b = 1$$

Factor de longitud efectiva:2

Factor de longitud Efectiva en X

alfa=1 LRFD

$\alpha Pr/Py < 0.5$ $\alpha Pr/Py > 0.5$

0.04082 operando sale menor a 0.5 por lo tanto $Tb = 1$

Factor de longitud efectiva:1

Pandeo en x

$r_x = 5.70$ in

$r_x = 14.48$ cm

$k = 1.00$

$$\frac{KL}{r} \leq 200$$

relación de esbeltez

Esbeltez = 23.13856 \leq 200 cumple

Tipo de pandeo

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Calculando = 113.432 $>$ 23.13856 pandeo inelástico

Cálculo del esfuerzo de Euler

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{k * L}{r}\right)^2}$$

Operando = 534.60 ksi

Cálculo del esfuerzo critico

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

Operando $F_{cr} = 3380.06$ kg/cm²

Verificación de la carga resistente

$$\phi P_n = \phi \cdot F_{cr} \cdot A_g$$

$\phi = 0.9$

$\phi P_n = 410185.66$ kg

$P_u = 19350.20$ kg $\phi P_n > P_u$ cumple

Con tablas (4-22 AISC también cumple)

Pandeo en Y

$r_x = 3.32$ in

$r_x = 8.43$ cm

$$\frac{KL}{r} \leq 200$$

$$k= 2$$

relación de esbeltez

Esbeltez =79.45166<=200 cumple

Tipo de pandeo

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Calculando =113.432 >23.13856 pandeo inelástico

Cálculo del esfuerzo de Euler

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{k * L}{r}\right)^2}$$

Operando=45.34 ksi

Cálculo del esfuerzo critico

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

Operando Fcr=2215.51kg/cm2

Verificación de la carga resistente

$$\phi P_n = \phi \cdot F_{cr} \cdot A_g$$

$$\phi = 0.9$$

$$\phi P_n = 268862.11 \text{ kg}$$

Pu=19350.20 kg $\phi P_n > P_u$ cumple

Con tablas (4-22 AISC también cumple)

Diseño de columna con efectos de segundo orden (sin arriostre)

Flexocompresión (LRFD)

Se extrajeron las cargas del programa Etabs

EJE Y			
a. Gravity		b. earthquake	
	PD= 13.65 ton		Ex= 3.1812 ton
	PL= 4.94 ton		
	M2		
	MD (h=0 m)= 0.36410 ton-m		ME (h=0 m)= 8.5649 ton
	MD (h=3.35 m)= 3.03430 ton-m		ME(h=3.35 m)= 0.9850 ton
	ML (h=0 m)= 1.23070 ton-m		
	ML(h=3.35 m)= 2.90000 ton-m		

Figura 73 Cargas para el diseño.

Combinación = 1.2D+1.6L

Perfil= HSS16x8x1/2"

Lcolumna = 10.99 ft

Pórtico no arriostrado en y

Realizando las combinaciones de carga se obtiene

<p><i>Globales (lateral traslación)</i></p> <p>$\beta_1 = 1$</p> <p>Pnt= 53.54 kips</p> <p>Mnt 1x= 17.40 kips-ft</p> <p>Mnt 2x= 59.90 kips-ft</p>
--

Carga Nominal

KL=10.99 ft

Combinación = 1.2D+1.6L

Pnt=53.54 kips

Mnt=59.90 kips

Cálculo de Cm

Dirección y:

Evalúo ecuación de Euler

<p>Calculo de β_{1x}:</p> $C_m = 0.6 - 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)$ <p>Mu1= 17.40 ft-kips Mu2= 59.90 ft-kips Mu1/Mu2= 0.291 Cm x= 0.4838</p>	<p>$\frac{\alpha P_r}{F_y A_g} = 0.051 < 5$</p> <p>$\tau_B = 1.0$</p> <p>$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI^*}{(L_{c1})^2}$</p> <p>Ix= 679.0 in⁴ EI*= 15752800 Pe1= 8942.47 kips</p> <p>$\tau_b = \text{a stiffness reduction factor} = 1.0 \text{ when } \frac{\alpha P_r}{P_{e1}} \leq 0.5$</p>
--	---

Sentido antihorario

se observa que 0.051 es menor a 5 entonces $\tau_b = 1$

Sentido horario

Doble curvatura

Cálculo de B1

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - (\alpha P_r / P_{e1})} = \frac{C_m}{1 - (1.00 P_u / P_{e1})}$$

Aplicando la ecuación obtengo $\beta_1 = 0.487$

Entonces se toma $\beta_1 = 1$

Momento Nominal no trasladado:

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{\ell t}$$

Aplico la ecuación y obtengo

MUX=59.90 kips

Ahora para carga axial $\beta_2=0$ o sea sin efecto de segundo orden por la no consideración de sismo en esta combinación.

La carga última es: 53.54 kips

Tratando a la Columna como una Viga

Lb=10.99 ft

Cb =1.00 Ok es menor a 3

Momento nominal $\phi_b M_n = 366.00$ ft-kips obtenidas de las tablas del AISC pag 335.

Momento plástico $\phi_b M_p = 441.67$ ft-kips

Pu=53.54 kips

Mux=59.897 ft-kips

Calculamos Cb para este caso

$$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \geq 1.00$$

Mmax=59.90 ft-kips

MA=40.30 ft-kips

MB=46.80 ft-kips

MC=37.50 ft-kips

Cb=1.31 ft-kips


$\phi_b M_n = 480.46$ ft-kips

$\phi_b M_p = 441.67$ ft-kips

$\phi_b M_n = 441.67$ ft-kips me quedo con el menor porque el momento nominal no puede sobrepasar el momento plástico.

$\phi_c P_n = 778.00$ kips pag 448

Table 4-3 (continued)
Available Strength in Axial Compression, kips
Rectangular HSS


HSS16

Shape	HSS16×12×				HSS16×8×								
	$\frac{3}{8}^c$	$\frac{5}{16}^c$	$\frac{5}{8}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{3}{8}^c$	$\frac{5}{16}^c$	$\frac{5}{8}$	$\frac{1}{2}$					
<i>t</i> _{design} , in.	0.349	0.291	0.581	0.465	0.349	0.291	0.581	0.465					
lb/ft	68.3	57.4	93.3	76.1	58.1	48.9	93.3	76.1					
Design	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$					
	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD					
y _{ration} , <i>r_y</i>	0	479	720	364	547	708	1060	576	865	405	609	310	466
	6	474	712	361	543	685	1030	558	838	396	595	304	457
	7	472	710	360	541	677	1020	551	829	393	590	302	454
	8	470	706	359	540	668	1000	544	818	389	585	299	450
	9	468	703	358	537	658	989	536	806	385	579	297	446
	10	465	699	356	535	647	972	527	792	380	572	294	441
	11	462	694	354	533	634	954	518	778	375	564	290	436
12	459	689	353	530	621	934	507	762	370	556	286	430	

Figura 74 Tabla AISC para el diseño.

Determinar diagrama de iteración

$$\text{For } \frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0.2,$$

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

Se calcula $0.069 < 0.2$ por lo tanto le corresponde la ecuación que se muestra.

0.246365331 opero y el valor es menor que que 1 ok

Combinación=1.2CM+0.5L+1Ex

para esta combinación se considera para la columna efectos de segundo orden

$\beta_1=1$

Pnt=41.56 kips

Mnt 1x=7.61 kips-ft

Mnt 2x=36.82 kips-ft

Mnt 1y=7.61 kips-ft

Mnt 2y=36.82 kips-ft

Pu=41.56 kips

Evalúo Cm

Dirección y:

<p style="text-align: center;">Cálculo de β_1x:</p> $C_m = 0.6 - 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)$ <p style="text-align: center;">Mu1= 7.61 ft-kips Mu2= 36.82 ft-kips Mu1/Mu2= 0.207 Cm x= 0.5173</p>	$\frac{\alpha P_r}{F_y A_g} = 0.051$ <p style="text-align: center;">$\tau_B = 1.0$</p>
---	---

Doble curvatura

Evaluamos Carga de Euler

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI^*}{(L_{c1})^2}$$

Ix=679.0 in⁴

EI=15752800

Pe1=8937.90 kips

Se calcula el β_1 con la siguiente ecuación

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - (P_r/P_{e1})} = \frac{C_m}{1 - [(P_{nt} + P_{\Delta})/P_{e1}]}$$

$\beta_1 = 0.520$

$\beta_1 = 1$

Obtenemos β_2

Dirección y:

$$\boxed{B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{\text{story}}}{P_{e \text{ story}}}} \geq 1} \quad \boxed{P_{e \text{ story}} = R_M \frac{HL}{\Delta_H}} \quad \boxed{R_M = 1 - 0.15 \frac{P_{mf}}{P_{\text{story}}}} \quad \boxed{\frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.2}$$

Remplazando en las ecuaciones

Cálculo de β_2 :

$$P_{mf} = 41.56 \text{ kips}$$

$$P_{e \text{ story}} = 41.56 \text{ kips}$$

$$R_M = 0.85$$

$$H = 14.70 \text{ kips}$$

$$\Delta h/L = 0.0025$$

$$P_{e \text{ story}} = 5881.9 \text{ kips}$$

$$\beta_2 = 1.007$$

$$\beta_2 = 1.007$$

$$C_b = 1.00 \text{ es menor a } 3 \text{ ok}$$

Chequeo carga y momentos

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{\ell t} \quad M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{\ell t}$$

Reemplazando en las ecuaciones

$$P_u = 48.63 \text{ kips}$$

$$M_{ux} = 44.2 \text{ ft-kips}$$

Determinar diagrama de iteración

$$0.056 < 0.2 P_u \text{ no es importante}$$

$$\text{For } \frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0.2,$$

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

Evaluando en la ecuación

$$= 0.13 \text{ menor a } 1 \text{ ok}$$

El perfil HSS16x8x1/2" cumple los requerimientos

Se optó por este perfil por las distorsiones máximas (derivadas)

Comparación para el módulo tipo 780, de concreto armado y acero estructural con los parámetros de la norma sismorresistente E030 2019

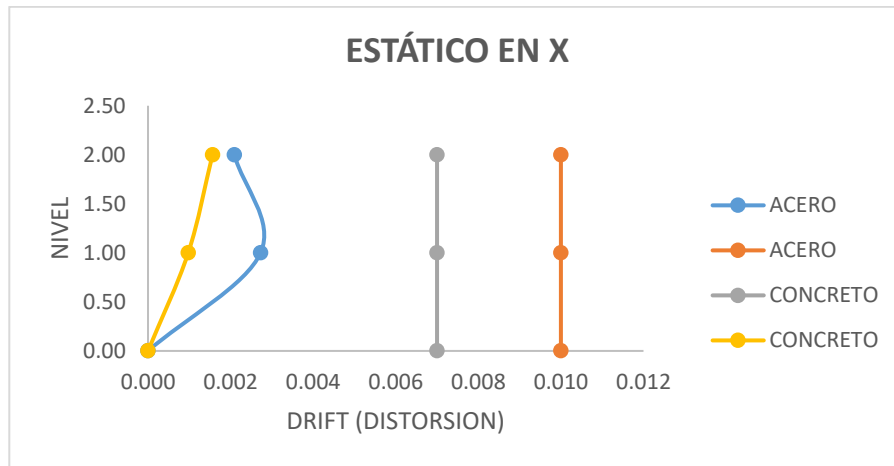


Gráfico 49 Distorsiones en X para la estructura de concreto armado y acero estructural

Fuente 9 Fuente propia

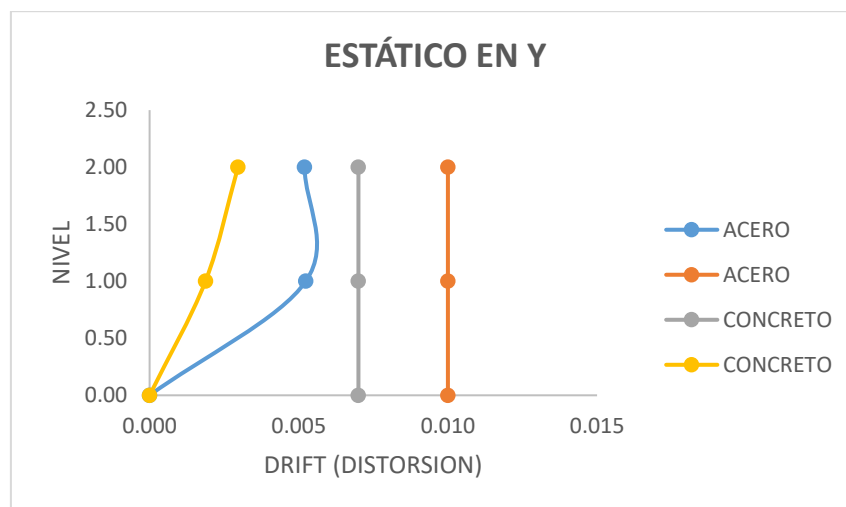


Gráfico 50 Distorsiones en Y para la estructura de concreto armado y acero estructural.

Fuente 10 Fuente propia

Se puede observar que el análisis en la dirección X tanto para el módulo de concreto armado y acero estructural cumple con las distorsiones máximas de la norma sismorresistente E.030 de 0.007 y 0.01 sucesivamente, esto por la presencia de muros de corte y arriostres de pandeo restringido.

En la dirección Y ambos sistemas concreto armado y acero estructural cumplen las distorsiones máximas.

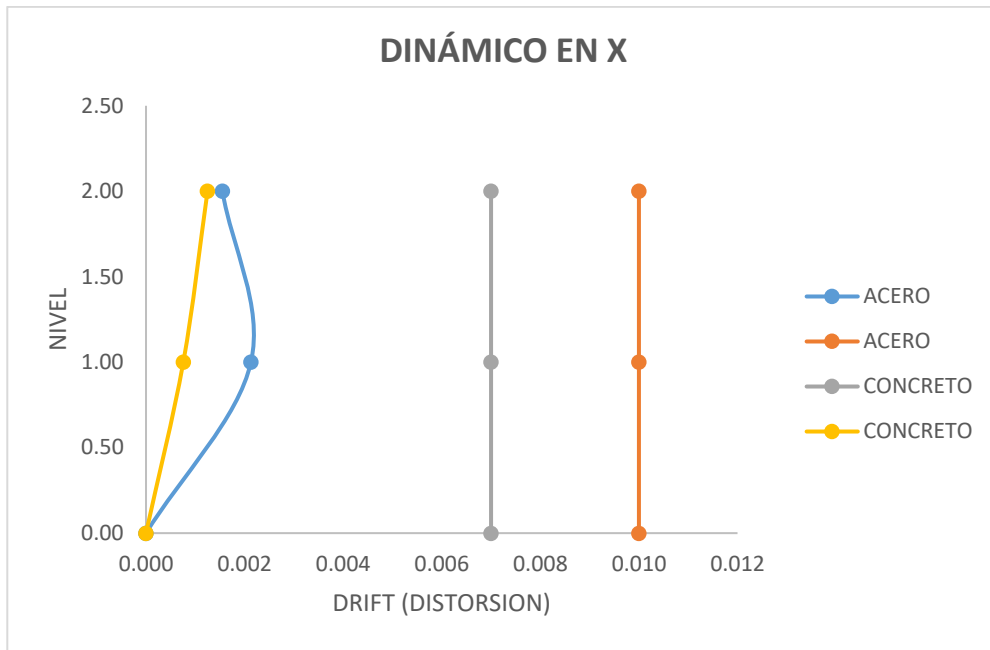


Gráfico 51 Distorsiones en X para la estructura de concreto armado y acero estructural.

Fuente 11 Fuente propia

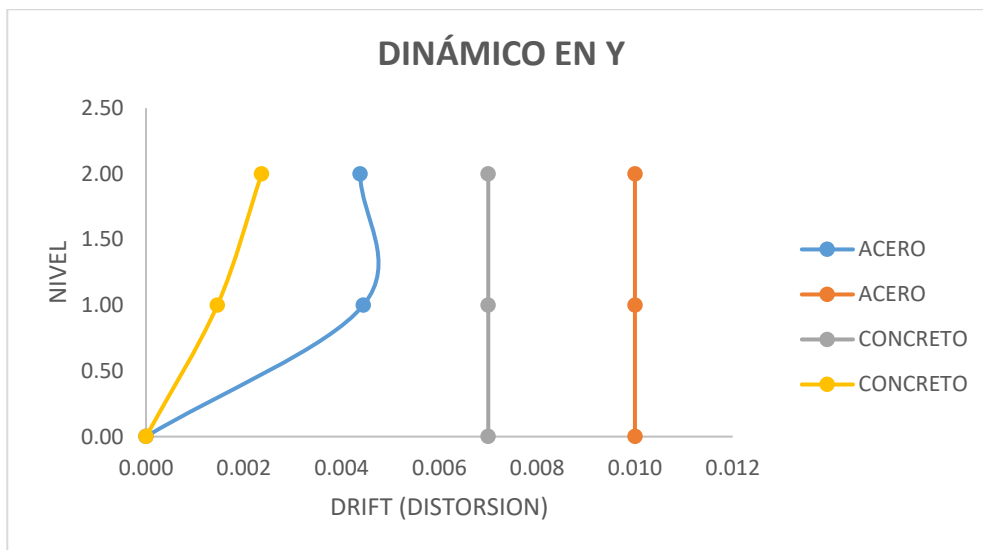


Gráfico 52 Distorsiones en Y para la estructura de concreto armado y acero estructural.

Fuente 12 Fuente propia

Para el análisis dinámico en X tranquilamente las dos estructuras cumplen la E.030

Para el sismo dinámico en Y se observa que también está cumpliendo la distorsión máxima.

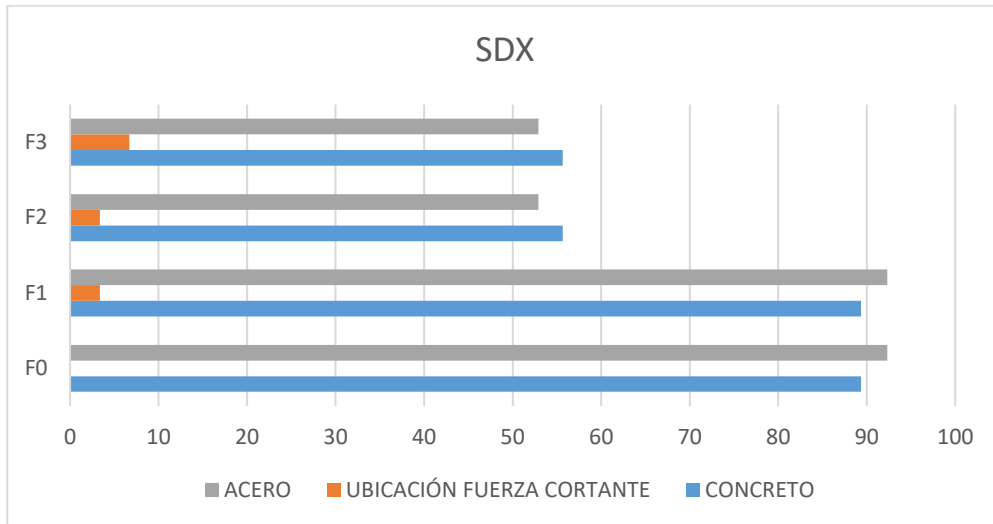


Gráfico 53 Cortante basal en X para la estructura de concreto armado y acero estructural.

Fuente 13 Fuente propia

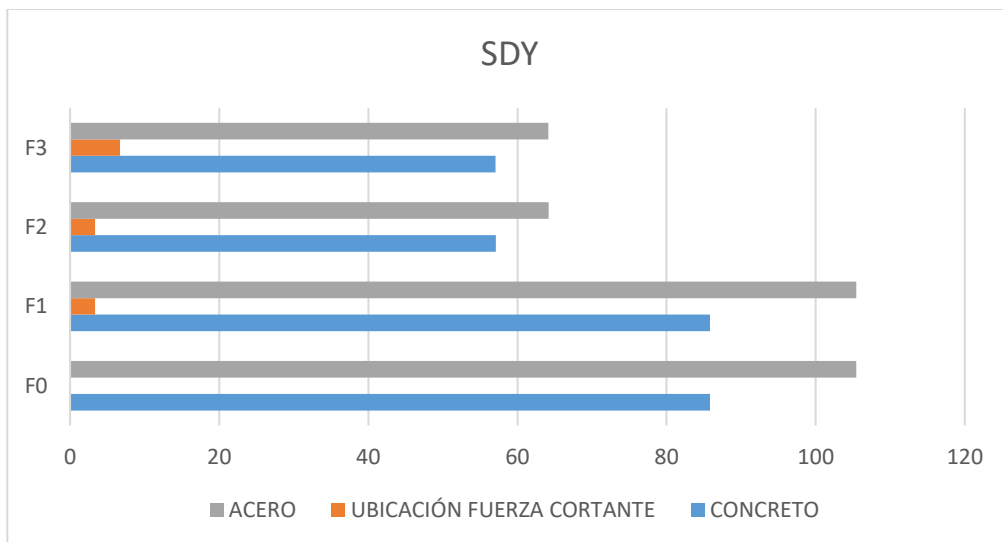


Gráfico 54 Cortante basal en Y para la estructura de concreto armado y acero estructural.

Fuente 14 Fuente propia

El análisis en la dirección X se observa que la estructura de acero estructural absorbe mayor fuerza cortante en la base con 92.33 mientras que el de concreto armado 89.36 Tnf.

Se aprecia que en la dirección Y la estructura que absorbe mayor fuerza cortante en la base es el sistema de acero estructural con 105.44 Tnf mientras que el de concreto armado 85.84Tnf.

Para la obtención de la curva de capacidad se asignaron rótulas plásticas en los elementos estructurales (arriostres, columnas, vigas) para el modelo de concreto armado se le asignó rótulas tipo fibra.

Mientras que para el modelo de acero estructural se le asignaron rótulas plásticas siguiendo los lineamientos del ASCE 41-17.

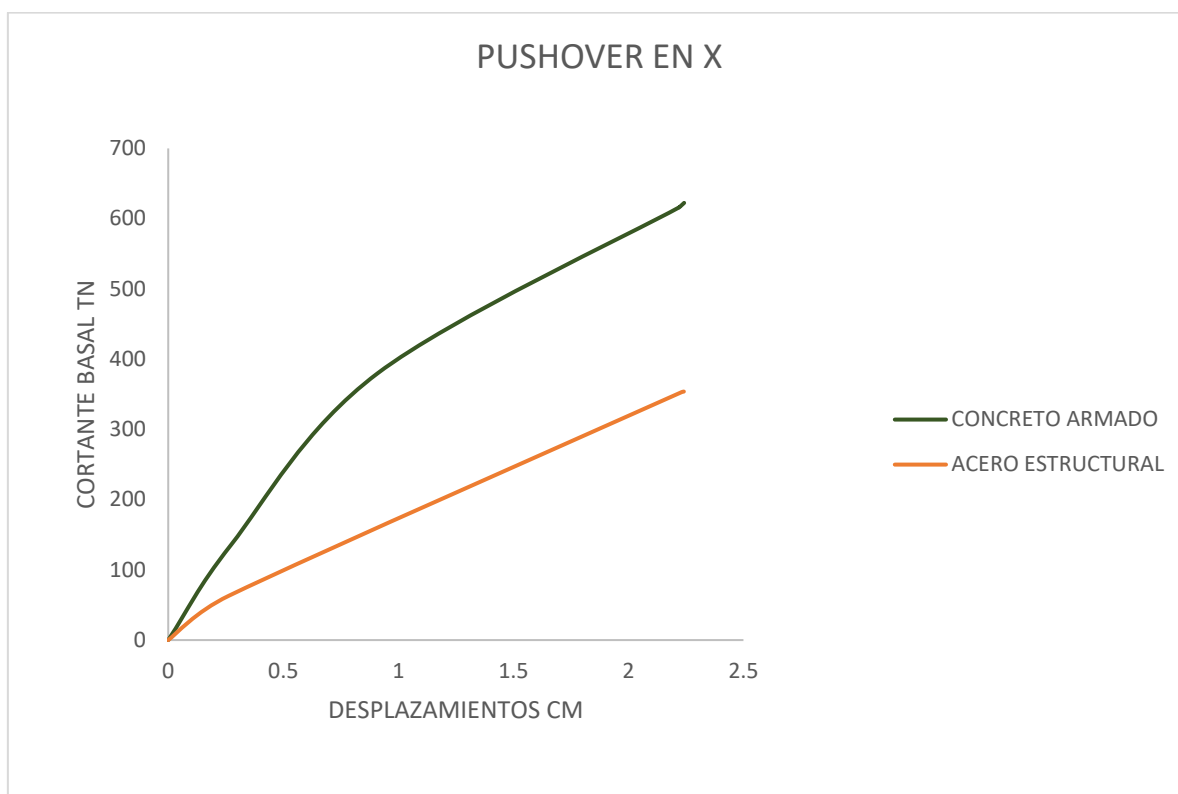


Gráfico 55 Curva de capacidad para la estructura de concreto armado y acero estructural.

Fuente 15 Fuente propia

Se visualiza un máximo desplazamiento para la estructura de concreto armado en la dirección X, de 2.24cm y una fuerza cortante máxima de 622.44tonf.

Se observa un máximo desplazamiento para la estructura de acero en la dirección de análisis en X con pórticos ordinarios concéntricamente arriostrados (OCBF), de 2.24cm y una fuerza cortante máxima de 353.84tonf.

La estructura de concreto armado desarrolla más cortante basal en la base, pero se desplaza igual que la estructura de acero.

Calculando la curva bilineal y sectorizando con el comité visión 2000 la estructura de acero tiene un mejor comportamiento sismorresistente.

Ventajas y desventajas para la estructura de Acero Estructural

Ventajas	Desventajas
<ul style="list-style-type: none"> • Es una estructura dúctil. • Tiene un buen comportamiento inelástico. • Disminuye espacio y es más resistente. • Es una estructura liviana. • Es un material homogéneo. • Su construcción es muy rápida. • Menor costo en la cimentación. • Fácil de desmontar. • Se puede habilitar tan pronto se termine la construcción. 	<ul style="list-style-type: none"> • Se construye muy poco. • Los perfiles o secciones son muy costosos. • Poca accesibilidad de los perfiles en el mercado.

Ventajas y desventajas para la estructura de Concreto armado

Ventajas	Desventajas
<ul style="list-style-type: none"> • Es muy común en el mercado. • Accesibilidad de los materiales. • Mayor confiabilidad para las personas • Susceptible a vientos. • Posee alto grado de durabilidad. • Alta resistencia al fuego. • Son muy buenos a esfuerzos a compresión. 	<ul style="list-style-type: none"> • No es un material dúctil • Se usan perfiles grandes para salvar resistencia y rigidez • No es homogéneo. • Lleva tiempo para levantar una estructura con estos materiales. • Mayores costos por los tiempos y la cimentación, por ser una estructura más pesada. • El desmontaje implica la destrucción de los elementos estructurales • Para poder habilitarlo hay que esperar 28 días

Conclusiones

- Las distorsiones máximas para la norma sismorresistente E.030 de 1977 en la dirección X cumple la distorsión de 0.01 pero muy ajustada, mientras que la E.030 de 2019 en la dirección X no cumple para la distorsión de 0.007, sobrepasan el doble que permite la norma.
- Las distorsiones máximas para la norma E.030 de 1977 en la dirección Y cumple la distorsión de 0.01 muy holgadamente, la norma E.030 de 2019 en la dirección Y cumple la distorsión máxima de 0.007, ambas normas cumplen las distorsiones debido a la presencia de muros de albañilería.
- Cortante en la base en la dirección X con la norma del año del 2019 absorbe mayor cortante en la base que con la norma del año de 1977.
- Cortante en la base en la dirección Y con la norma del año del 2019 absorbe mayor cortante en la base que con la norma del año de 1977.
- La curva de capacidad para el módulo base con la norma E.030 1977 hay un máximo desplazamiento de 26.8cm y una fuerza cortante máxima de 158.24onf. para la estructura a porticada en la dirección X.
- El módulo base para la etapa de formación de la primera rótula no soporta lo requerido por la norma, debido que la rótula aparece antes de la capacidad límite de la E.030 dando una relación de 0.91.
- Con ayuda del ETABS, se halló el punto de desempeño con el Fema 440, con un desplazamiento 10.93cm en el punto de intersección de las curvas de capacidad y demanda.
- En la dirección X tanto para el módulo de concreto armado y acero estructural cumple con las distorsiones máximas de la norma E.030 de 0.007 y 0.01 sucesivamente, esto por la presencia de muros de corte y arriostres de pandeo restringido.
- En la dirección Y ambas estructuras acero y concreto cumplen la distorsión máxima brindada por la E.030.
- El análisis SDX, la estructura de acero absorbe mayor fuerza cortante en la base con 92.33tonf mientras que el de concreto armado 89.36tonf.
- El análisis SDY, la estructura que absorbe mayor fuerza cortante en la base es el sistema de acero con 105.44tonf mientras que el de concreto 85.84tonf.

- El desplazamiento para la estructura de concreto armado en X, es de 2.24cm y una fuerza cortante máxima de 622.44tonf.
- Con ayuda del ETABS, se obtuvo el punto de desempeño que brinda el FEMA 440 para el módulo de concreto armado, con un desplazamiento 1.05cm en el punto de intersección de las curvas de capacidad y demanda.
- Para la estructura de acero (OCBF) en X, hay un desplazamiento de 2.24cm y una fuerza cortante máxima de 353.84tonf.
- Con ayuda del ETABS, se obtiene el siguiente punto de desempeño que brinda el FEMA 440, para el módulo de acero estructural, con un desplazamiento 1.10cm en el punto de intersección de las curvas de capacidad y demanda.
- El desplazamiento en el techo para el módulo de concreto armado y acero es de 0.23 cm y 0.52 cm sucesivamente.
- El módulo de concreto armado después del punto de fluencia efectiva, aproximadamente 0.43 cm tiende al colapso con un desplazamiento máximo de 0.68cm y una fuerza cortante máxima en la base de 292.25tonf.
- El módulo de concreto para la etapa de formación de la primera rótula, fluencia efectiva y colapso soportó 1.19, 1.95 y 2.57 veces la demanda del código sucesivamente.
- El módulo de acero después del punto de fluencia efectiva tiende a tener un buen desempeño estructural con un desplazamiento máximo de 1.10cm y una fuerza cortante máxima en la base de 187.45tonf.
- La estructura de acero estructural tiene un mayor punto objetivo de 4.86cm mientras que el de concreto de 1.08 cm.
- La estructura de acero tiene un mejor comportamiento inelástico que el de concreto, el de acero colapsa con 0.86cm mientras que el de concreto con 0.68cm
- La estructura de acero es más liviana con respecto a la de concreto
- La estructura de concreto falla con más fuerza cortante en la base 292.25tonf mientras que el de acero con 152.1tonf.
- El Pushover para la estructura de concreto se desarrolla más que el de acero debido a que en la dirección de análisis se está aplicando muros de corte de 20cm y arriostres de pandeo restringido mientras que el de acero solo hay arriostres de pandeo restringido en la dirección X.

Recomendaciones

- Se recomienda asignar rótulas tipo fibra para una mejor obtención de la curva de capacidad
- Disminuir la torsión
- Ser muy cauteloso al aplicar análisis estático no lineal-Pushover
- Referenciarse de artículos científicos indexadas en SCOPUS
- Que la estructura no sea muy pesada ni tan liviana
- Verificar que los modos de falla se den primero en arriostres, vigas y columnas.
- Aplicar normas norteamericanas para el diseño por desempeño.

Referencias

- [1] H. Tavera, «La sismicidad en el mundo,» p. 1, 2008.
- [2] B. J. A. G. Zepeda, «ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO SISMORRESISTENTE DE UNA EDIFICACION, USANDO PORTICOS ESPECIALES ARRIOSTRADOS CONCENTRICAMENTE VS PORTICOS CON RIOSTRAS DE PANDEO RESTRINGIDO,» Managua-Nicaragua, 2019.
- [3] J. P. P. HERNÁNDEZ, «DISEÑO DE EDIFICIOS CON ARRIOSTRAMIENTOS CON PANDEO RESTRINGIDO,» Bogota-Colombia, 2013.
- [4] J. L. B. V. V. J. R. .. Bach. ESCOBEDO GARCIA, «REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO IMPLEMENTANDO DISIPADORES DE FLUENCIA-LIMA,PERU.,» Lima-Peru, 2020.
- [5] J. A. A. LEÓN, «ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD DE LA IMPLEMENTACIÓN DE RIOSTRAS DE PANDEO RESTRINGIDO COMO DISPOSITIVOS DISIPADORES DE ENERGIA,» Cuenca-Ecuador, 2015.
- [6] O. J. O. Méndez, «Diseño del sistema sismorresistente de una estructura utilizando pórticos con riostras de pandeo restringido (BRBFs),» Cuenca-Ecuador, 2018.
- [7] J. S. Rodríguez Olarte, «Evaluación de la demanda de desplazamiento de un edificio de acero con pórticos arriostrados a pandeo restringido mediante un análisis estático no lineal,» Bogota-Colombia, 2021.
- [8] L. G. Z. A. J. S. Peñafiel Valla, «Análisis comparativo del desempeño sísmico en edificios de hormigón de mediana altura aplicando riostras de pandeo restringido en la ciudad de Ambato,» Universidad Técnica de Ambato. Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, Carrera de Ingeniería Civil, Ambato-Ecuador, 2021.
- [9] J. E. Laucata Luna, «Análisis de la vulnerabilidad sísmica de las viviendas informales en la ciudad de Trujillo,» Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima-Peru, 2013.
- [10] J. A. & D. M. d. P. Oviedo, «SISTEMAS DE CONTROL DE RESPUESTA SÍSMICA EN EDIFICACIONES.,» *Revista EIA*, 2006.
- [11] J. L. R. Ortiz, «LA CONSTRUCCION CON ESTRUCTURA DE ACERO,» *DYNA*, vol. 77, nº 1, pp. 17-22, 2002.

- [12] C. K. A. SAMPÉN, «ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACION CON SISTEMA DE ACERO CONVENCIONAL Y ACERO CON AMORTIGUADORES EN LA CIUDAD DE CHICLAYO,» Chiclayo-Peru, 2018.
- [13] R. A. Cancelado, «Caracterización experimental de riostras de pandeo restringido a escala sometidas a cargas cíclicas,» *Revista Virtual Pro*, 2013.
- [14] A. Barbat Barbat y S. Oller Martínez, «Conceptos de vulnerabilidad y ductilidad en el proyecto sismorresistente de edificios,» *Hormigon y acero*, vol. 56, nº 238, 2005.
- [15] L. Y. A. SANCHEZ, «“DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO APORTICADO DE CINCO PISOS DISEÑADO CON LA NORMAS PERUANAS DE EDIFICACIONES”,» PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ , LIMA, 2006.
- [16] G. Medina Montes, «Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica y Propuesta de Reforzamiento de la I.E. Enrique Palacios Mendiburo PRE NSRD-1997, en el distrito de santa anita 2019,» Lima, 2019.
- [17] *ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO DE UNA EDIFICACIÓN DE MUROS PORTANTES CON UN MODELO DE FIBRAS*, 2018.

Anexos

Irregularidades

1.1 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA

IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ- PISO BLANDO

DIRECCIÓN X.-						
PISO	DESPL. ABS	DESPL. REL	V Acum (Ton)	Rigidez	VERIFICACIÓN 1	VERIFICACIÓN 2
PISO 2	0.48970	0.22420	100.3698	447.680		
PISO 1	0.26550	0.26550	212.6034	800.766	1.79	1.79
					REGULAR	REGULAR

DIRECCIÓN Y.-						
PISO	DESPL. RELATIVO	V (Ton)	V Acum (Ton)	Rigidez	VERIFICACIÓN 1	VERIFICACIÓN 2
PISO 2	1.4709	1.00020	100.3698	100.350		
PISO 1	0.4707	0.47070	212.6034	451.675	4.50	1.64
					REGULAR	REGULAR

la=	1
la=	1

IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA- PISO DÉBIL

DIRECCIÓN X.-			la=	1
PISO	V Acum (Ton)	VERIFICACIÓN 1		
PISO 2	100.3698			
PISO 1	212.6034	2.12		
			REGULAR	

DIRECCIÓN Y.-		
PISO	V Acum (Ton)	VERIFICACIÓN 1
PISO 2	100.3698	
PISO 1	212.6034	2.12
REGULAR		

IRREGULARIDAD EXTREMA DE RIGIDEZ

DIRECCIÓN X.-						
PISO	DESPL. ABS	DESPL. REL	V Acum (Ton)	Rigidez	VERIFICACIÓN 1	VERIFICACIÓN 2
PISO 2	0.48970	0.224	100.3698	204.962		
PISO 1	0.26550	0.266	212.6034	800.766	3.91	3.91
					REGULAR	REGULAR

DIRECCIÓN Y.-						
PISO	DESPL. ABS	DESPL. REL	V Acum (Ton)	Rigidez	VERIFICACIÓN 1	VERIFICACIÓN 2
PISO 2	1.47090	1.000	100.3698	68.237		
PISO 1	0.47070	0.471	212.6034	451.675	6.62	6.62
					REGULAR	REGULAR

la=	1
-----	---

Anexo 1 Irregularidades.

IRREGULARIDAD EXTREMA DE RESISTENCIA

DIRECCIÓN X.-			la=	1
PISO	V Acum (Ton)	VERIFICACIÓN 1		
PISO 2	100.370			
PISO 1	212.603	2.12		
			REGULAR	

DIRECCIÓN Y.-			
PISO	V Acum (Ton)	VERIFICACIÓN 1	
PISO 2	100.370		
PISO 1	212.603	2.12	
			REGULAR

IRREGULARIDAD DE MASA O PESO

PISO	PESO-EDIF.	VERIFICACIÓN 1	la=	1
PISO 2	120.94			
PISO 1	54.15	0.45		
			REGULAR	

IRREGULARIDAD GEOMÉTRICA VERTICAL

DIRECCIÓN X.-				la=	1
PISO	LONGITUD	LONGITUD	VERIFICACIÓN 1		
PISO 2	L2	23.53			
PISO 1	L1	23.53	1.00		
				REGULAR	

DIRECCIÓN Y.-				
PISO	LONGITUD	LONGITUD	VERIFICACIÓN 1	
PISO 2	L2	7.65		
PISO 1	L1	7.65	1.00	
				REGULAR

DISCONTINUIDAD EN LOS SISTEMAS RESISTENTES

PISO	VERIFICACIÓN 1	la=	1
	No hay presencia de elementos desalineados		
PISO 2			
PISO 1			
		REGULAR	

DISCONTINUIDAD EXTREMA EN LOS SISTEMAS RESISTENTES

PISO	VERIFICACIÓN 1	la=	1
	No hay presencia de elementos desalineados		
PISO 2			
PISO 1			
		REGULAR	

Anexo 2 Irregularidades.

1.2 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA

IRREGULARIDAD TORSIONAL

DIRECCIÓN X.-					
PISO	DEZP. 1	DEZP. 2	DEZP. MÁXIMO	DEZP. PROMEDIO	VERIFICACIÓN 1
PISO 2	0.4515	0.5027	0.5027	0.4771	1.0537
PISO 1	0.2436	0.2730	0.2730	0.2583	1.0569

REGULAR

Ip=	1
Ip=	1

DIRECCIÓN Y.-					
PISO	DEZP. 1	DEZP. 2	DEZP. MÁXIMO	DEZP. PROMEDIO	VERIFICACIÓN 1
PISO 2	0.2088	0.2122	0.2122	0.2105	1.0081
PISO 1	0.1256	0.1271	0.1271	0.1264	1.0059

REGULAR

IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA

DIRECCIÓN X.-				Ip=	1
PISO	DEZP. RELAT.	PROM. DEZP. ENTR.	VERIFICACIÓN 1		
PISO 2	0.5027	0.4771	1.0537		
PISO 1	0.2730	0.2583	1.0569		

REGULAR

DIRECCIÓN Y.-			
PISO	DEZP. RELAT.	PROM. DEZP. ENTR.	VERIFICACIÓN 1
PISO 2	0.2122	0.2105	1.0081
PISO 1	0.1271	0.1264	1.0059

REGULAR

ESQUINAS ENTRANTES

PISO	VERIFICACIÓN 1	Ip=	1
	No existen esquinas entrantes		
PISO 2			
PISO 1			

REGULAR

DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA

PISO	ÁREA TOTAL	ÁREA VACIOS	VERIFICACIÓN 1	Ip=	1
PISO 2	180.00	0.00	0.00%		
PISO 1	180.00	0.00	0.00%		

REGULAR

SISTEMAS NO PARALELOS

PISO	VERIFICACIÓN 1	Ip=	1
PISO 8	No existen elementos estructurales no paralelos		
PISO 2			
PISO 1			

REGULAR

Los valores que hemos tomado son correctos

Ia=	1
Ip=	1

ANÁLISIS DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES
NORMATIVA SISMORRESISTENTE 1977

ANÁLISIS ESTÁTICO

R_x= 5.00

X						
Piso	Altura (m)	Desp_Abs_Mat (mm)	Desp_Rel_Mat (mm)	Drift Elástico	Drif Inelástico	Verificación
1	3.35	8.76	8.76	0.002615	0.00980	OK
2	3.35	15.644	6.89	0.002055	0.00771	OK

R_y= 2.50

Y						
Piso	Altura (m)	Desp_Abs_Mat (mm)	Desp_Rel_Mat (mm)	Drift Elástico	Drif Inelástico	Verificación
1	3.35	1.048	1.05	0.000313	0.00059	OK
2	3.35	1.773	0.73	0.000216	0.00041	OK

ANÁLISIS DINÁMICO

R_x= 5.00

X						
Piso	Altura (m)	Desp_Abs_Mat (mm)	Desp_Rel_Mat (mm)	Drift Elástico	Drif Inelástico	Verificación
1	3.35	5.79	5.79	0.001727	0.00648	OK
2	3.35	10.231	4.44	0.001327	0.00497	OK

R_y= 2.50

Y						
Piso	Altura (m)	Desp_Abs_Mat (mm)	Desp_Rel_Mat (mm)	Drift Elástico	Drif Inelástico	Verificación
1	3.35	1.106	1.11	0.000330	0.00062	OK
2	3.35	1.838	0.73	0.000219	0.00041	OK

Anexo 4 Distorsiones máximas para el módulo base con los parámetros de la normativa sismorresistente del año 1977.

NORMA E030 DISEÑO SISMORRESISTENTE ACTUAL

ANÁLISIS ESTÁTICO

R_x= 8.00

X						
Piso	Altura (m)	Desp_Abs_Mat (mm)	Desp_Rel_Mat (mm)	Drift Elástico	Drif Inelástico	Verificación
1	3.35	8.97	8.97	0.002678	0.01607	ERROR
2	3.35	15.687	6.72	0.002004	0.01203	ERROR

R_y= 3.00

Y						
Piso	Altura (m)	Desp_Abs_Mat (mm)	Desp_Rel_Mat (mm)	Drift Elástico	Drif Inelástico	Verificación
1	3.35	1.432	1.43	0.000427	0.00096	OK
2	3.35	2.425	0.99	0.000296	0.00067	OK

ANÁLISIS DINÁMICO

R_x= 8.00

X						
Piso	Altura (m)	Desp_Abs_Mat (mm)	Desp_Rel_Mat (mm)	Drift Elástico	Drif Inelástico	Verificación
1	3.35	8.19	8.19	0.002444	0.01467	ERROR
2	3.35	14.162	5.97	0.001783	0.01070	ERROR

R_y= 3.00

Y						
Piso	Altura (m)	Desp_Abs_Mat (mm)	Desp_Rel_Mat (mm)	Drift Elástico	Drif Inelástico	Verificación
1	3.35	1.512	1.51	0.000451	0.00102	OK
2	3.35	2.514	1.00	0.000299	0.00067	OK

Anexo 5 Distorsiones máximas para el módulo base con la normativa actual E.030 sismorresistente.

ANÁLISIS DE DESPLAZAMIENTO PARA ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO

ANÁLISIS ESTÁTICOR_x= 6.00

X						
Piso	Altura (m)	Desp_Abs_Mat (mm)	Desp_Rel_Mat (mm)	Drift Elástico	Drif Inelástico	Verificación
1	3.35	0.99	0.99	0.000296	0.00133	OK
2	3.35	2.297	1.31	0.000390	0.00175	OK

R_y= 8.00

Y						
Piso	Altura (m)	Desp_Abs_Mat (mm)	Desp_Rel_Mat (mm)	Drift Elástico	Drif Inelástico	Verificación
1	3.35	3.39	3.39	0.001012	0.00607	OK
2	3.35	6.925	3.54	0.001055	0.00633	OK

ANÁLISIS DINÁMICOR_x= 6.00

X						
Piso	Altura (m)	Desp_Abs_Mat (mm)	Desp_Rel_Mat (mm)	Drift Elástico	Drif Inelástico	Verificación
1	3.35	0.76	0.76	0.000227	0.00102	OK
2	3.35	1.779	1.02	0.000304	0.00137	OK

R_y= 8.00

Y						
Piso	Altura (m)	Desp_Abs_Mat (mm)	Desp_Rel_Mat (mm)	Drift Elástico	Drif Inelástico	Verificación
1	3.35	2.96	2.96	0.000884	0.00530	OK
2	3.35	6.091	3.13	0.000935	0.00561	OK

Anexo 6 Derivas para la estructura de concreto armado.

ANÁLISIS DE DESPLAZAMIENTOS PARA ESTRUCTURA DE ACERO

ANÁLISIS ESTÁTICOR_x= 4.00

X						
Piso	Altura (m)	Desp_Abs_Mat (mm)	Desp_Rel_Mat (mm)	Drift Elástico	Drif Inelástico	Verificación
1	3.35	3.35	3.35	0.001001	0.00300	OK
2	3.35	5.711	2.36	0.000704	0.00211	OK

R_y= 8.00

Y						
Piso	Altura (m)	Desp_Abs_Mat (mm)	Desp_Rel_Mat (mm)	Drift Elástico	Drif Inelástico	Verificación
1	3.35	4.661	4.66	0.001391	0.00835	OK
2	3.35	10.145	5.48	0.001637	0.00982	OK

ANÁLISIS DINÁMICOR_x= 4.00

X						
Piso	Altura (m)	Desp_Abs_Mat (mm)	Desp_Rel_Mat (mm)	Drift Elástico	Drif Inelástico	Verificación
1	3.35	2.85	2.85	0.000850	0.00255	OK
2	3.35	4.653	1.81	0.000539	0.00162	OK

R_y= 8.00

Y						
Piso	Altura (m)	Desp_Abs_Mat (mm)	Desp_Rel_Mat (mm)	Drift Elástico	Drif Inelástico	Verificación
1	3.35	4.124	4.12	0.001231	0.00739	OK
2	3.35	8.946	4.82	0.001439	0.00864	OK

Anexo 7 Derivas para la estructura de acero.

Espectro norma E.030 de 1977

Dirección X

T	ZUCS/Rd
0.0001	0.2274
0.0500	0.2274
0.1000	0.2274
0.1500	0.2274
0.2000	0.2160
0.2500	0.2033
0.3000	0.1920
0.3500	0.1819
0.4000	0.1728
0.4500	0.1646
0.5000	0.1571
0.5500	0.1503
0.6000	0.1440
0.6500	0.1382
0.7000	0.1329
0.7500	0.1280
0.8000	0.1234
0.8500	0.1192
0.9000	0.1152
0.9500	0.1115
1.0000	0.1080
1.0500	0.1047
1.1000	0.1016
1.1500	0.0987
1.2000	0.0960
1.2500	0.0934
1.3000	0.0909
1.3500	0.0886
1.4000	0.0864
1.4500	0.0843
1.5000	0.0823
1.5500	0.0804
1.6000	0.0785
1.6500	0.0768
1.7000	0.0751
1.7500	0.0735
1.8000	0.0720
1.8500	0.0705
1.9000	0.0691
1.9500	0.0678
2.0000	0.0665
2.0500	0.0652
2.1000	0.0640
2.1500	0.0628
2.2000	0.0617
2.2500	0.0606
2.3000	0.0596
2.3500	0.0586
2.4000	0.0576
2.4500	0.0567
2.5000	0.0557
2.5500	0.0549
2.6000	0.0540
2.6500	0.0532
2.7000	0.0524
2.7500	0.0516
2.8000	0.0508
2.8500	0.0501
2.9000	0.0494
2.9500	0.0487
3.0000	0.0480
3.0500	0.0473
3.1000	0.0467
3.1500	0.0461
3.2000	0.0455
3.2500	0.0449
3.3000	0.0443
3.3500	0.0437
3.4000	0.0432
3.4500	0.0427
3.5000	0.0421

Anexo 8 Espectro en X norma sismorresistente del año 1977.

Dirección Y

T	ZUCS/Rd
0.0001	0.4320
0.0500	0.4320
0.1000	0.4320
0.1500	0.4320
0.2000	0.4320
0.2500	0.4066
0.3000	0.3840
0.3500	0.3638
0.4000	0.3456
0.4500	0.3291
0.5000	0.3142
0.5500	0.3005
0.6000	0.2880
0.6500	0.2765
0.7000	0.2658
0.7500	0.2560
0.8000	0.2469
0.8500	0.2383
0.9000	0.2304
0.9500	0.2230
1.0000	0.2160
1.0500	0.2095
1.1000	0.2033
1.1500	0.1975
1.2000	0.1920
1.2500	0.1868
1.3000	0.1819
1.3500	0.1772
1.4000	0.1728
1.4500	0.1686
1.5000	0.1646
1.5500	0.1607
1.6000	0.1571
1.6500	0.1536
1.7000	0.1503
1.7500	0.1471
1.8000	0.1440
1.8500	0.1411
1.9000	0.1382
1.9500	0.1355
2.0000	0.1329
2.0500	0.1304
2.1000	0.1280
2.1500	0.1257
2.2000	0.1234
2.2500	0.1213
2.3000	0.1192
2.3500	0.1172
2.4000	0.1152
2.4500	0.1133
2.5000	0.1115
2.5500	0.1097
2.6000	0.1080
2.6500	0.1063
2.7000	0.1047
2.7500	0.1032
2.8000	0.1016
2.8500	0.1002
2.9000	0.0987
2.9500	0.0974
3.0000	0.0960
3.0500	0.0947
3.1000	0.0934
3.1500	0.0922
3.2000	0.0909
3.2500	0.0898
3.3000	0.0886
3.3500	0.0875
3.4000	0.0864
3.4500	0.0853
3.5000	0.0843

Anexo 9 Espectro en Y norma sismorresistente del año 1977.

Espectro norma E.030 de actual

Dirección X

T	ZUCS/R
0.0001000	0.2214844
0.0500000	0.2214844
0.1000000	0.2214844
0.1500000	0.2214844
0.2000000	0.2214844
0.2500000	0.2214844
0.3000000	0.2214844
0.3500000	0.2214844
0.4000000	0.2214844
0.4500000	0.2214844
0.5000000	0.2214844
0.5500000	0.2214844
0.6000000	0.2214844
0.6500000	0.2044471
0.7000000	0.1898438
0.7500000	0.1771875
0.8000000	0.1661133
0.8500000	0.1563419
0.9000000	0.1476563
0.9500000	0.1398849
1.0000000	0.1328906
1.0500000	0.1265625
1.1000000	0.1208097
1.1500000	0.1155571
1.2000000	0.1107422
1.2500000	0.1063125
1.3000000	0.1022236
1.3500000	0.0984375
1.4000000	0.0949219
1.4500000	0.0916487
1.5000000	0.0885938
1.5500000	0.0857359
1.6000000	0.0830566
1.6500000	0.0805398
1.7000000	0.0781710
1.7500000	0.0759375
1.8000000	0.0738281
1.8500000	0.0718328
1.9000000	0.0699424
1.9500000	0.0681490
2.0000000	0.0664453
2.0500000	0.0632436
2.1000000	0.0602679
2.1500000	0.0574973
2.2000000	0.0549135
2.2500000	0.0525000
2.3000000	0.0502422
2.3500000	0.0481270
2.4000000	0.0461426
2.4500000	0.0442784
2.5000000	0.0425250
2.5500000	0.0408737
2.6000000	0.0393168
2.6500000	0.0378471
2.7000000	0.0364583
2.7500000	0.0351446
2.8000000	0.0339007
2.8500000	0.0327216
2.9000000	0.0316030
2.9500000	0.0305408
3.0000000	0.0295313
3.0500000	0.0285709
3.1000000	0.0276567
3.1500000	0.0267857
3.2000000	0.0259552
3.2500000	0.0251627
3.3000000	0.0244060
3.3500000	0.0236829
3.4000000	0.0229915
3.4500000	0.0223299
3.5000000	0.0216964

Dirección Y

T	ZUCS/R
0.0001000	0.5906250
0.0500000	0.5906250
0.1000000	0.5906250
0.1500000	0.5906250
0.2000000	0.5906250
0.2500000	0.5906250
0.3000000	0.5906250
0.3500000	0.5906250
0.4000000	0.5906250
0.4500000	0.5906250
0.5000000	0.5906250
0.5500000	0.5906250
0.6000000	0.5906250
0.6500000	0.5451923
0.7000000	0.5062500
0.7500000	0.4725000
0.8000000	0.4429688
0.8500000	0.4169118
0.9000000	0.3937500
0.9500000	0.3730263
1.0000000	0.3543750
1.0500000	0.3375000
1.1000000	0.3221591
1.1500000	0.3081522
1.2000000	0.2953125
1.2500000	0.2835000
1.3000000	0.2725962
1.3500000	0.2625000
1.4000000	0.2531250
1.4500000	0.2443966
1.5000000	0.2362500
1.5500000	0.2286290
1.6000000	0.2214844
1.6500000	0.2147727
1.7000000	0.2084559
1.7500000	0.2025000
1.8000000	0.1968750
1.8500000	0.1915541
1.9000000	0.1865132
1.9500000	0.1817308
2.0000000	0.1771875
2.0500000	0.1686496
2.1000000	0.1607143
2.1500000	0.1533261
2.2000000	0.1464360
2.2500000	0.1400000
2.3000000	0.1339792
2.3500000	0.1283386
2.4000000	0.1230469
2.4500000	0.1180758
2.5000000	0.1134000
2.5500000	0.1089965
2.6000000	0.1048447
2.6500000	0.1009256
2.7000000	0.0972222
2.7500000	0.0937190
2.8000000	0.0904018
2.8500000	0.0872576
2.9000000	0.0842747
2.9500000	0.0814421
3.0000000	0.0787500
3.0500000	0.0761892
3.1000000	0.0737513
3.1500000	0.0714286
3.2000000	0.0692139
3.2500000	0.0671006
3.3000000	0.0650826
3.3500000	0.0631544
3.4000000	0.0613106
3.4500000	0.0595463
3.5000000	0.0578571