



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL - ESTRUCTURAS

FUNCIONES DE FRAGILIDAD DE UN EDIFICIO CON MARCOS DE CONCRETO Y
MUROS DIAFRAGMA, CON PISO BAJO DÉBIL, DISEÑADO CON EL RCDF-1976 Y CON
EL RCDF-2017.

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
RAÚL RODRIGO SANDOVAL FLORES

TUTOR PRINCIPAL
DRA. SONIA ELDA RUIZ, GÓMEZ, INSTITUTO DE INGENIERÍA
COMITÉ TUTOR
DR. LUIS ESTEVA MARABOTO, INSTITUTO DE INGENIERÍA
DR. ESCOBAR SÁNCHEZ JOSÉ ALBERTO, INSTITUTO DE INGENIERÍA
DR. SILVA GONZÁLEZ FRANCISCO LEONEL, FACULTAD DE INGENIERÍA
DR. DÍAZ LÓPEZ ORLANDO JAVIER, INSTITUTO DE INGENIERÍA

CIUDAD DE MÉXICO, ENERO 2021



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. ESTEVA MARABOTO LUIS
Secretario: DR. ESCOBAR SÁNCHEZ JOSÉ ALBERTO
1 er. Vocal: DRA. RUIZ GÓMEZ SONIA ELDA
2 do. Vocal: DR. SILVA GONZÁLEZ FRANCISCO LEONEL
3 er. Vocal: DR. DÍAZ LÓPEZ ORLANDO JAVIER

Lugar o lugares donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERIA, UNAM, CIUDAD UNIVERSITARIA, CIUDAD DE MÉXICO.

TUTOR DE TESIS:

DRA. SONIA ELDA RUIZ GÓMEZ

FIRMA

Dedicatoria

A mis padres que siempre me han apoyado de todas las formas posibles, impulsándome a mejorar cada aspecto de mi vida y sobre todo a cumplir todas mis metas.

Agradecimientos

A la Universidad Nacional Autónoma de México, y a la Facultad de Ingeniería, por mi formación académica.

A la Dra. Sonia Elda Ruiz Gómez, por permitirme ser parte de su equipo de trabajo, por el conocimiento brindado y sobre todo por el apoyo recibido de su parte.

A los sinodales por revisar mi tesis, por sus comentarios y por permitirme alcanzar este sueño.

Al Mtro. José Luis Cabrera López, por todo lo que me enseñó y su colaboración en esta tesis.

A mis amigos Emmanuel Andrade Sánchez, Jorge Isaac Colonia Montero, Octavio Anselmo Hernández Alvizo, Cesar Mauricio Jiménez de la Garza y Alejandro Oviedo Moreno, por su amistad, compañerismo y por siempre creer en mí.

A Alejandro Santiago Flores del que recibí una gran amistad a lo largo de la maestría.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología CONACYT, por el apoyo económico brindado durante mis estudios de posgrado.

Se agradece a la DGAPA-UNAM el apoyo recibido dentro del proyecto PAPIIT-100320.

Resumen

En el presente trabajo se obtienen curvas de fragilidad de una edificación de mediana altura, con planta baja abierta y cuatro niveles superiores. En la planta baja la estructuración es a base de marcos de concreto reforzado, mientras que, en los niveles superiores, es a base de un sistema de marcos de concreto reforzado y muros diafragma ligados de mampostería confinada. La edificación se diseñó de acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) de 1976, y sus Normas Técnicas Complementarias (NTC) 1976. Como comparativa y a razón del sismo del 19 de septiembre de 2017, se realizó un segundo diseño conforme al RCDF 2017 y sus NTC 2017-2020. Posteriormente se realizaron análisis dinámicos no lineales tipo incremental, con el propósito de obtener la respuesta de la edificación, ante una gran variedad de intensidades sísmicas en términos de la demanda estructural. Con los resultados obtenidos se calcularon las correspondientes curvas de fragilidad, obteniendo la probabilidad de exceder o igualar la Distorsión Máxima de Entrepiso (DME) del RCDF 2017, ante diferentes intensidades sísmicas.

Abstract

In the present work, fragility curves are obtained for a mid-rise building with an open ground floor and four upper levels. Structuring on the ground floor is based on reinforced concrete frames, while on the upper levels it is based on a system of reinforced concrete frames and confined masonry bonded infill walls. The building was designed in accordance with the Construction Regulations for the Federal District (RCDF) of 1976 and its Complementary Technical Standards (NTC) 1976. As a comparison and due to the earthquake of September 19, 2017, a second design was made in accordance with the RCDF 2017 and its NTC 2017-2020. Subsequently, incremental nonlinear dynamic analyzes were carried out in order to obtain the response of the building to a great variety of seismic intensities in terms of structural demand. With the results obtained, the corresponding fragility curves were calculated, obtaining the probability of exceeding or equaling the Maximum Interstory Drift Ratio of the RCDF 2017 at different seismic intensities.

Contenido

A continuación, se presenta una breve descripción del contenido del presente trabajo:

Capítulo 1. Se presenta una breve introducción de la historia de los sismos en México, y se hace énfasis en las características principales del sismo del 19 de septiembre del 2017.

Capítulo 2. Se realiza una investigación de los edificios colapsados durante el sismo del 19 de septiembre de 2017, estudiando a aquellos cuya causa fue la planta baja débil. De estos se elige uno semejante a los colapsados como caso de estudio.

Capítulo 3. En este capítulo se presentan las características de la edificación seleccionada para ser analizada.

Capítulo 4. Se presenta el diseño estructural del caso E-17, la metodología empleada y la modelación en el software comercial ETABS.

Capítulo 5. Se presenta el diseño estructural del caso E-76, la metodología empleada y la modelación en el software comercial ETABS.

Capítulo 6. Se realiza la revisión del caso E-76 basándose en el RCDF del 2017, con la finalidad de comparar su respuesta con la del caso E-17.

Capítulo 7. En este capítulo se eligen los movimientos sísmicos, correspondientes al sismo del 19 de septiembre de 2017, la ubicación de los registros, las aceleraciones pico del suelo y la forma en la que se escalaron.

Capítulo 8. Se describe la modelación no lineal de los elementos estructurales, la calibración analítica de los muros diafragma, y la validación de éstos.

Capítulo 9. Se presentan los pasos a seguir para realizar el análisis dinámico incremental, y se muestran los resultados correspondientes a los casos de estudio E-17 y E-76.

Capítulo 10. Se calculan las curvas de fragilidad para los modelos estudiados, obteniéndose la probabilidad de exceder o igualar la distorsión máxima de entrepiso, dada una intensidad sísmica.

Conclusiones. Se presentan los resultados de la tesis.

Referencias. Se enlistan las referencias usadas.

Apéndice A. Se muestran los planos estructurales de los dos modelos analizados, así como de los elementos estructurales.

Apéndice B. Se presentan las expresiones consideradas en el diseño de los elementos estructurales, de acuerdo con los RCDF 2017 y RCDF 1976.

Apéndice C. Se muestra gráficamente el comportamiento no lineal de la edificación, y la manera en que se forman las articulaciones plásticas, en sus elementos estructurales.

Índice

Dedicatoria.....	I
Agradecimientos.....	II
Resumen.....	III
Abstract.....	IV
Contenido.....	V
Índice.....	VII
Índice de figuras.....	X
Índice de tablas.....	XVIII
Introducción.....	1
Planteamiento del problema.....	3
Objetivos.....	4
1. Sismo del 19 de septiembre del 2017.....	5
1.1 Características principales del sismo del 19 de septiembre del 2017.....	5
1.2 Causas de los daños provocados por el sismo del 19 de septiembre del 2017.....	6
2. Caso de estudio.....	8
2.1 Ubicación e información estructural del caso de estudio.....	9
2.2 Zonificación geotécnica del caso de estudio.....	10
3. Características de la edificación.....	12
3.1 Estructuración.....	12
3.2 Planos arquitectónicos.....	15
4. Diseño estructural caso E-17.....	18
4.1. Normas Técnicas Complementarias utilizadas para el diseño.....	18
4.2. Descripción General del proceso de diseño.....	20
4.2.1. Modelado de la estructura en ETABS.....	20
4.2.2. Criterios de análisis estructural.....	21
4.2.3. Evaluación de estados límite.....	31
4.2.4 Criterios de diseño de elementos de concreto.....	33
4.2.5 Criterios de diseño de muros de mampostería.....	34

4.2.6 Resultados del diseño y análisis estructural del modelo E-17.	39
5. Diseño estructural caso E-76.	43
5.1 Normas Técnicas Complementarias utilizadas para el diseño.	43
5.2 Descripción General del proceso de diseño.	45
5.2.1 Modelado de la estructura en ETABS.	45
5.2.2. Criterios de análisis estructural.	46
5.2.3. Evaluación de estados límite.	50
5.2.4 Criterios de diseño de elementos de concreto.	51
5.2.5 Criterios de diseño de muros de mampostería.	53
5.2.6. Resultados del diseño y análisis estructural del modelo E-76.	53
6. Revisión del caso de estudio E-76 con las NTC del 2017-2020.	59
7. Selección de movimientos sísmicos y escalamiento.	66
7.1. Movimientos sísmicos.	66
7.2. Escalamiento de los movimientos sísmicos.	69
8. Modelación no lineal y calibración analítica de elementos estructurales.	72
8.1. Modelado de miembros estructurales en Ruaumoko 3D.	72
8.1.1. Parámetros para Columnas.	76
8.1.2 Parámetros para Vigas.	78
8.1.3 Parámetros para Muros Diafragma.	79
8.2. Degradación de rigidez y resistencia.	84
8.2.1. Comportamiento inelástico de elementos de concreto.	85
8.2.2. Comportamiento inelástico de muros diafragma para modelo E-17.	89
8.2.3. Comportamiento inelástico de muros diafragma para modelo E-76.	91
8.3. Calibración analítica de las curvas histeréticas.	92
8.3.1. Calibración analítica de los muros diafragma para el caso E-17.	93
8.3.2. Calibración analítica de los muros diafragma para el caso E-76.	100
8.4. Validación de los modelos	105
8.4.1. Validación del modelo E-17.	105
8.4.2. Validación del modelo E-76.	107
9. Curvas dinámicas incrementales (ADI).	108
9.1 Parámetro indicativo de la respuesta sísmica estructural.	112

9.1.1 Estados límite considerados en los modelos.....	112
9.2 Curvas dinámicas incrementales para el caso E-17.	113
9.2.1 Distorsiones en el tiempo del caso E-17.....	114
9.3 Curvas dinámicas incrementales para el caso E-76.	115
9.3.1 Distorsiones en el tiempo del caso E-76.....	116
10. Curvas de fragilidad.....	118
10.1 Curvas de fragilidad de los casos E-17 y E-76.....	118
Conclusiones.....	121
Referencias	122
Apéndice A.....	126
Resultados del diseño estructural	126
A.1. Modelo E-17.....	126
A.1.1. Columnas.	126
A.1.2 Vigas.	126
A.1.3 Castillos.....	127
A.1.4. Muros Diafragma.	127
A.2. Modelo E-76.....	131
A.2.1. Columnas	131
A.2.2 Vigas	131
A.2.3 Muros Diafragma	132
A.2.4 Planos estructurales.....	134
Apéndice B	138
Expresiones empleadas en el diseño estructural de los modelos E-17 y E-76	138
B.1 Expresiones del modelo E-17.....	138
B.2 Expresiones del modelo E-76.....	142
Apéndice C	146
Gráficos del comportamiento no lineal de los modelos	146

Índice de figuras

<i>Fig. 1.1</i> Áreas de ruptura de los sismos más importantes que han ocurrido en México.....	2
<i>Fig. 1.1.1</i> Epicentro del Sismo del 19 de septiembre 2017.....	5
<i>Fig. 1.2.1</i> Colapsos ocurridos por el sismo del 19 de septiembre de 2017 y las zonas de daños generados por los sismos de 1957, 1979 y 1985.....	7
<i>Fig. 2.1</i> Antes y después de algunos edificios colapsados por el sismo del 19 de septiembre de 2017.....	8
<i>Fig. 2.1.1</i> Edificio antes del sismo del 19 de septiembre del 2017.....	9
<i>Fig. 2.1.2</i> Edificio después del sismo del 19 de septiembre de 2017.....	9
<i>Fig. 2.2.1</i> Zonificación Geotécnica.....	10
<i>Fig. 2.2.2</i> Ubicación del edificio en el software SASID.....	11
<i>Fig. 3.1.1</i> Estructural planta baja (N.P.T. +0.00).....	12
<i>Fig. 3.1.2</i> Estructural nivel 1 (N.P.T. +2.80).....	13
<i>Fig. 3.1.3</i> Estructural nivel 2 (N.P.T. +5.30).....	13
<i>Fig. 3.1.4</i> Estructural nivel 3 (N.P.T. +7.80).....	14
<i>Fig. 3.1.5</i> Estructural nivel 4 (N.P.T. +10.30).....	14
<i>Fig. 3.1.6</i> Estructural nivel 5 (N.P.T. +12.80).....	15

<i>Fig. 3.2.1</i> Elevación en la dirección Y.....	16
<i>Fig. 3.2.2</i> (Planta baja destinada a estacionamiento N.P.T +0.00).....	17
<i>Fig. 3.2.3</i> (Planta tipo destinada a uso habitacional N.P.T +2.80).....	17
<i>Fig. 4.1.1</i> Diagrama de bloques utilizado para el diseño estructural del edificio E-17.....	19
<i>Fig.4.2.1</i> Modelo de la diagonal equivalente.....	20
<i>Fig. 4.2.2</i> Modelado de la edificación E-17 en el software ETABS.....	21
<i>Fig. 4.2.3</i> Espectro elástico, de diseño y de servicio para el modelo E-17.....	23
<i>Fig. 4.2.4</i> Revisión del 70 % de la fuerza cortante.....	24
<i>Fig. 4.2.5</i> Criterio de la planta baja débil.....	25
<i>Fig. 4.2.6</i> a) Cortante de diseño para columnas y b) Cortante de diseño para muros	26
<i>Fig. 4.2.7</i> Cortante de diseño total columnas y muros.....	27
<i>Fig.4.2.8</i> Comparación del cortante de demanda V_U máx y el cortante resistente a) Dirección X, b) Dirección Y.....	28
<i>Fig. 4.2.9</i> Diagrama de interacción nominal columnas de la planta baja, C-1.....	30
<i>Fig. 4.2.10</i> Estado límite de seguridad ante colapso.....	32
<i>Fig. 4.2.11</i> Limitación de daños ante sismos frecuentes.....	33
<i>Fig. 4.2.12</i> Geometría de la diagonal equivalente.....	36
<i>Fig. 4.2.13</i> Interacción marco-muro diafragma.....	36
<i>Fig. 4.2.14</i> Ejemplos esquemáticos de detallado de muros diafragma.....	37

<i>Fig. 4.2.15</i>	Requisitos para mampostería con refuerzo interior.....	38
<i>Fig. 4.2.16</i>	Requisitos de mampostería confinada.....	38
<i>Fig. 4.2.17</i>	Espectro de diseño y periodo fundamental de la estructura.....	41
<i>Fig. 4.2.18</i>	Rigidez de entrepiso dirección X y Y.....	42
<i>Fig. 4.2.19</i>	Cortante de entrepiso dirección X y Y.....	42
<i>Fig. 5.1.1</i>	Diagrama de bloques utilizado para el diseño estructural del edificio E-76.....	44
<i>Fig. 5.2.1</i>	Modelado de la edificación E-76 en el software ETABS.....	45
<i>Fig. 5.2.2</i>	Zonificación del Distrito Federal en cuanto a tipos de subsuelo.....	47
<i>Fig. 5.2.3</i>	Espectro elástico y de diseño modelo E-76.....	48
<i>Fig. 5.2.4</i>	Estado límite de desplazamientos horizontales.....	51
<i>Fig. 5.2.5</i>	Espectro de diseño y periodo fundamental de la estructura.....	57
<i>Fig. 5.2.6</i>	Rigidez de entrepiso dirección X y Y.....	58
<i>Fig. 5.2.7</i>	Cortante de entrepiso dirección X y Y.....	58
<i>Fig. 6.1</i>	Espectro de diseño de la revisión del modelo E-76.....	59
<i>Fig. 6.2</i>	Estado límite de seguridad contra colapso, de la revisión del modelo E-76.....	60
<i>Fig. 6.3</i>	Limitación de daños ante sismos frecuentes, de la revisión del modelo E-76.....	61
<i>Fig. 6.4</i>	Diagrama de interacción de la columna C-1 en la dirección X inciso a) y Y inciso b).....	61
<i>Fig. 6.5</i>	a) Cortante de diseño para columnas y b) Cortante de diseño para muros.....	63

Fig. 6.6 Cortante de diseño total columnas y muros.....	63
Fig. 6.7 Comparación del cortante de demanda V_U máx y el cortante resistente inciso a) dirección X e inciso b) dirección Y.....	65
Fig. 7.1 Espectros elásticos de pseudo-aceleración correspondientes a un porcentaje de amortiguamiento crítico ζ igual al 5 %.....	69
Fig. 7.2 Espectros de respuesta escalados a una intensidad promedio $S_{aprom}/g = 0.5$ g para caso E-17.....	70
Fig. 7.3 Espectros de respuesta escalados a una intensidad promedio $S_{aprom}/g = 0.19$ g para caso E-76.....	71
Fig. 8.1.1 Elemento barra utilizado en el programa Ruaumoko 3D.....	73
Fig. 8.1.2 Modelo Giberson de una componente.....	73
Fig. 8.1.3 Zonas rígidas en elementos barra.....	74
Fig. 8.1.4 Elementos resorte utilizado en el programa Ruaumoko 3D.....	74
Fig. 8.1.5 Mecanismo de puntales.....	75
Fig. 8.1.6 Comportamiento a cortante.	76
Fig. 8.1.7 Envolvente de la resistencia del puntal de mampostería.....	81
Fig. 8.1.8 Histéresis del puntal de mampostería.....	84
Fig. 8.2.1 Elementos con zonas inelásticas concentradas en sus extremos (NTC para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto 2017).....	85
Fig. 8.2.2 Modelo de degradación de resistencia utilizado por el programa Ruaumoko 3D (Carr, 2007a).....	86

<i>Fig. 8.2.3</i> Modelo de comportamiento histerético de Takeda modificado.	87
<i>Fig. 8.2.4</i> Regla de histéresis SINA modificado.....	89
<i>Fig. 8.2.5</i> Dispositivo de aplicación de cargas.....	90
<i>Fig. 8.2.6</i> a) Patrón de agrietamiento final y b) Curva de histéresis del espécimen MD-4.	90
<i>Fig.8.2.7</i> Instrumentos de registro para carga y deformación.....	91
<i>Fig. 8.2.8</i> a) Interacción entre el marco y el muro diafragma y aplicación de la carga, b) Curva de histéresis caso E-76.....	99
<i>Fig. 8.3.1</i> Modos de falla de muros diafragma. a) Falla por deslizamiento, b) Falla por tensión diagonal y c) Falla por aplastamiento.....	93
<i>Fig. 8.3.2</i> Comparación de las historias de desplazamiento, de las columnas, el muro diafragma y la prueba experimental caso E-17.....	93
<i>Fig. 8.3.3</i> Compresión axial vs desplazamiento de los puntales de mampostería caso E- 17.....	94
<i>Fig. 8.3.4</i> Distribución de las fuerzas a lo largo del marco y el muro diafragma.....	95
<i>Fig.8.3.5</i> Curva de histéresis de una columna en contacto con el muro caso E-17.....	95
<i>Fig. 8.3.6</i> Representación de las curvas histeréticas consideradas en la calibración del caso E-17.....	96
<i>Fig. 8.3.7</i> Curva histerética global del caso E-17.....	97
<i>Fig. 8.3.8</i> Obtención de los parámetros de distorsión de fluencia y última, para la curva histerética experimental inciso a) y la calculada del caso E-17 inciso b).....	99

<i>Fig. 8.3.9</i> Energía disipada por los lazos de la curva histerética experimental inciso a) y la calculada del caso E-17 inciso b).....	100
<i>Fig. 8.3.10</i> Historia de carga y curva lateral – distorsión.....	101
<i>Fig. 8.3.11</i> Compresión axial vs desplazamiento de los puntales de mampostería caso E-76.....	101
<i>Fig. 8.3.12</i> Curva de histéresis de una columna en contacto con el muro caso E-76.....	102
<i>Fig. 8.3.13</i> Representación de las curvas histeréticas consideradas en la calibración del caso E-76.....	103
<i>Fig. 8.3.14</i> Curva histerética global del caso E-76.....	103
<i>Fig. 8.3.15</i> Obtención de los parámetros de distorsión de fluencia y última, para la curva histerética experimental inciso a) y la calculada inciso b) del caso E-76.....	104
<i>Fig. 8.3.16</i> Energía disipada por los lazos de la curva histerética experimental y la calculada del caso E-76.....	105
<i>Fig. 8.4.1</i> Representación del modelo E-17 en el software DYNAPLOT.	106
<i>Fig. 9.1</i> Estructura sometida a un mismo registro escalado a diferentes intensidades.....	108
<i>Fig. 9.2</i> Curva típica del análisis dinámico incremental.....	109
<i>Fig. 9.3</i> Regla basada en una medida de daño MD produciendo múltiples puntos de capacidad.....	111
<i>Fig. 9.4</i> Regla basada en una medida de intensidad IM produciendo múltiples puntos de capacidad.....	111

<i>Fig. 9.5</i> Curvas obtenidas de los análisis dinámicos incrementales asociados a diferentes registros.....	112
<i>Fig. 9.2.1</i> Curvas ADI correspondientes al caso E-17.	114
<i>Fig. 9.2.2</i> Perfil de distorsiones del caso E-17 a) S_a/g 0.30, b) 0.46 y c) S_a/g 0.60.....	115
<i>Fig. 9.3.1</i> Curvas ADI correspondientes al caso E-76.	116
<i>Fig. 9.3.2</i> Perfil de distorsiones del caso E-76 a) S_a/g 0.17, b) S_a/g 0.24 y c) S_a/g 0.35.....	117
<i>Fig. 10.1.1</i> Curvas de fragilidad correspondientes al caso E-17.....	119
<i>Fig. 10.1.2</i> Curvas de fragilidad correspondientes al caso E-76.....	120
<i>Fig. A.1.1</i> Columnas de la planta baja y niveles superiores.....	126
<i>Fig. A.1.2</i> Vigas de niveles superiores.....	127
<i>Fig. A.1.3</i> Sección transversal de castillos.....	127
<i>Fig. A.1.4</i> Armado de elementos de concreto del marco.....	128
<i>Fig. A.1.5</i> Vista de elevación, en la esquina superior izquierda del marco.....	128
<i>Fig. A.1.6</i> Vista en planta del detalle de la unión.....	129
<i>Fig. A.1.7</i> Armado de los castillos y dalas.....	129
<i>Fig. A.1.8</i> Posición del refuerzo horizontal.....	130
<i>Fig. A.2.1</i> Columnas de la planta baja y niveles superiores.....	131
<i>Fig. A.2.2</i> Vigas de niveles superiores.....	132
<i>Fig. A.2.3</i> Armado de elementos de concreto del marco.....	133

<i>Fig. A.2.4</i> Vista de elevación, en la esquina superior izquierda del marco.....	133
<i>Fig. A.2.5</i> Vista en planta del detalle de la unión.....	134
<i>Fig. A.2.6</i> Estructural planta baja (N.P.T. +0.00).....	134
<i>Fig. A.2.7</i> Estructural nivel 1 (N.P.T. +2.80).....	135
<i>Fig. A.2.8</i> Estructural nivel 2 (N.P.T. +5.30).....	135
<i>Fig. A.2.9</i> Estructural nivel 3 (N.P.T. +7.80).....	136
<i>Fig. A.2.10</i> Estructural nivel 4 (N.P.T. +10.30).....	136
<i>Fig. A.2.11</i> Estructural nivel 5 (N.P.T. +12.80).....	137
<i>Fig. C.1</i> Comportamiento no lineal del Modelo E-17, $t = 30.20$ s.....	146
<i>Fig. C.2</i> Comportamiento no lineal del Modelo E-17, $t = 30.21$ s.	147
<i>Fig. C.3</i> Comportamiento no lineal del Modelo E-17, $t = 30.22$ s.....	147
<i>Fig. C.4</i> Comportamiento no lineal del Modelo E-17, $t = 30.23$ s.....	148
<i>Fig. C.5</i> Comportamiento no lineal del Modelo E-17, $t = 30.24$ s.....	148

Índice de tablas

<i>Tabla 4.2.1</i> Cargas unitarias de diseño muertas, vivas y accidentales.....	22
<i>Tabla 4.2.2</i> Propiedades del sitio según SASID versión 3.3.....	23
<i>Tabla 4.2.3</i> Revisión del 70 % de la fuerza cortante.....	25
<i>Tabla 4.2.4</i> Revisión de la planta baja débil.....	27
<i>Tabla 4.2.5</i> Propiedades mecánicas de los elementos de concreto.....	29
<i>Tabla 4.2.6</i> Propiedades mecánicas.....	31
<i>Tabla 4.2.7</i> Criterio de diseño de elementos de concreto.....	33
<i>Tabla 4.2.8</i> Detallado de elementos de concreto.....	34
<i>Tabla 4.2.9</i> Criterio de diseño de muros de mampostería.....	35
<i>Tabla 4.2.10</i> Detallado de muros de mampostería.....	37
<i>Tabla 4.2.11</i> Resumen de las secciones de columnas y trabes del caso E-17.....	40
<i>Tabla 5.2.1</i> Cargas unitarias de diseño muertas, vivas y accidentales.....	46
<i>Tabla 5.2.2</i> Valores de a_0 , T_1 , T_2 y r	47
<i>Tabla 5.2.3</i> Propiedades mecánicas de los elementos de concreto.....	49
<i>Tabla 5.2.4</i> Propiedades mecánicas de los muros diafragma.....	50
<i>Tabla 5.2.5</i> Criterio de diseño de elementos de concreto.....	52
<i>Tabla 5.2.6</i> Detallado de elementos de concreto.....	52

Tabla 5.2.7 Criterio de diseño de muros de mampostería.....	53
Tabla 5.2.8 Resumen de las secciones de columnas y trabes del caso E-76.....	56
Tabla 6.1 Revisión del 70 % de la fuerza cortante.....	62
Tabla 6.2 Revisión de la planta baja débil.....	64
Tabla 7.1.1 Información de los movimientos sísmicos.....	67
Tabla 8.1.1 Coeficientes de fricción de distintos materiales (Crisafulli, 1997).....	80
Tabla 8.3.1 Valores usados para los parámetros que componen la regla de histéresis SINA caso E-17.....	96
Tabla 8.3.2 Parámetros e índice de daño para el caso E-17.....	100
Tabla 8.3.3 Valores usados para los parámetros que componen la regla de histéresis SINA caso E-76.....	102
Tabla 8.3.4 Parámetros e índice de daño para el caso E-76.....	105
Tabla 8.4.1 Comparación de los periodos en Ruaumoko 3D y con ETABS para el caso E-17.....	106
Tabla 8.4.2 Comparación de los periodos en Ruaumoko 3D y con ETABS para el caso E-76.....	107
Tabla 10.1.1 Resultados de las curvas de fragilidad del caso E-17.....	119
Tabla 10.1.2 Resultados de las curvas de fragilidad del caso E-76.....	120
Tabla B.1.1 Expresiones de las NTC- Sismo 2020.....	138
Tabla B.1.2 Expresiones de las NTC- Concreto 2017.....	139

<i>Tabla B.1.3</i> Expresiones de las NTC- Mampostería 2020.....	141
<i>Tabla B.2.1</i> Expresiones del RCDF de 1976.....	142
<i>Tabla B.2.2</i> Expresiones de las NTC- Concreto 1976.....	143
<i>Tabla B.2.3</i> Expresiones de las NTC- Mampostería 1976.....	144

Introducción

Debido a su ubicación geográfica, la República Mexicana se encuentra situada en una de las zonas sísmicamente más activas del mundo. La alta sismicidad es causada por la interacción entre las placas Norteamericana, la de Cocos, la del Pacífico, la de Rivera y la del Caribe.

Algunos sismos han producido en la Ciudad de México daños mayores. Los más intensos, después de la Revolución Mexicana, fueron el llamado sismo de Madero, en 1911 (magnitud 7.7; intensidad en la Ciudad de México cercana a la de 1985), el de Jalisco en 1932 (magnitud 8.2), el de Acapulco en 1957 (magnitud 7.5).

El 19 de septiembre de 1985, ocurrió el sismo más mortífero y destructivo que se ha registrado en la historia de la Ciudad de México, el epicentro se localizó en las costas de Michoacán y Guerrero, ruptura del contacto entre las placas de Cocos y de la Norteamericana. Su magnitud fue de 8.1, según informó el Instituto de Geofísica de la UNAM, con una duración casi de cuatro minutos, de los cuales un minuto y treinta segundos corresponden a la etapa de mayor movimiento. Las construcciones con daños severos fueron aquellas de 9 a 12 pisos. Y los tipos de falla encontrados fueron comportamiento frágil de columnas, el efecto de muros divisorios y en otros casos la presencia asimétrica de los muros de mampostería.

El último sismo que causó daños graves en la Ciudad de México fue el del 19 de septiembre de 2017, con una magnitud igual a 7.1; localizado en los límites entre los estados de Puebla y Morelos, a 12 km al sureste de Axochiapan, Morelos y a 120 km de la Ciudad de México. En este sismo los edificios colapsados, tuvieron una singularidad, la mayoría se encontraban en la zona denominada de transición, con periodos cercanos a 0.5 segundo y 1 segundo. Mostraban irregularidad en planta, edificios de esquina y muchos de ellos planta baja débil.

En el mapa de la figura I.1 se muestran los sismos más importantes ocurridos en territorio mexicano. El círculo en rojo indica el lugar del epicentro del sismo del 19 de septiembre de 2017, la línea en color negro es la zona de ruptura del sismo del 7 de septiembre de 2017. Las elipses corresponden a las áreas de ruptura de los sismos interplaca, que han ocurrido en

México. Las estrellas rojas y azules son los epicentros de los sismos intraplaca, en rojo los sismos profundos y en azul los sismos someros.

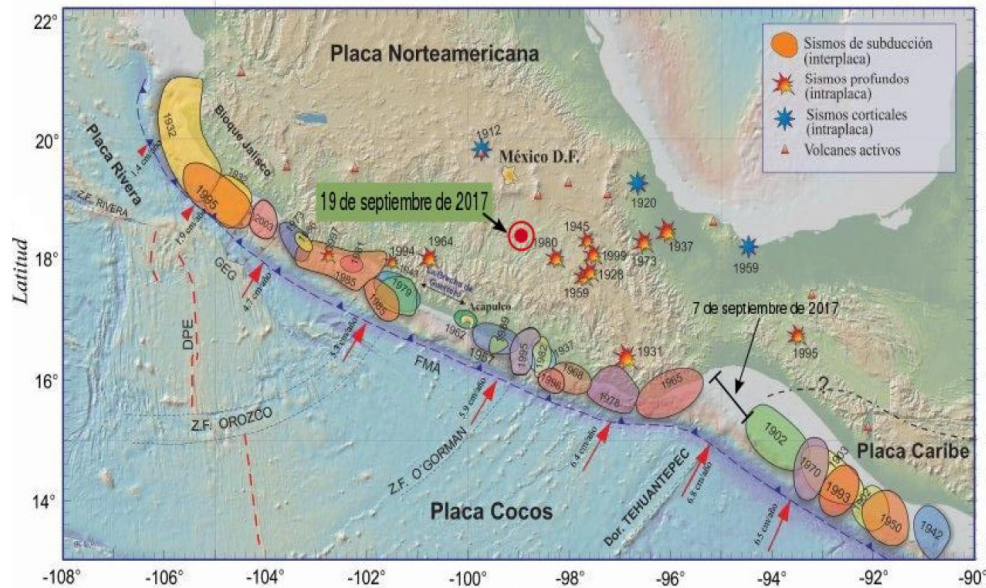


Fig. I.1 Áreas de ruptura de los sismos más importantes que han ocurrido en México.

(http://www.ssn.unam.mx/sismicidad/reportes-especiales/2017/SSNMX_rep_esp_20170919_Puebla-Morelos_M71.pdf)

Cabrera 2019 demostró, que las edificaciones estructuradas a base de muros de mampostería confinada con planta baja abierta, diseñadas de acuerdo con algún Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF) anterior a 1985, presentaban una falla por planta baja débil, cuando se sometían a intensidades similares al sismo del 19 de septiembre del 2017.

Planteamiento del problema

Los RCDF anteriores al 2004, no consideraban criterios de resistencia y rigidez suficientes, para un correcto diseño estructural; siendo así que, hasta el RCDF del 2017, se añade en las NTC-DS 2017-2020, la revisión de la planta baja débil. Por estas razones el sismo del 19 de septiembre del 2017, provocó que edificios de mediana altura, ubicados en la zona de transición de la Ciudad de México, sufrieran graves daños o en algunos casos el colapso.

Meli et al. (1986), menciona que la presencia de muros de mampostería en las edificaciones es beneficiosa, ya que absorben una porción mayoritaria de las cargas laterales, protegiendo las columnas de su posible falla, pero en otros casos, la presencia de los muros contribuye significativamente a la falla debido a una distribución asimétrica en planta, la generación de planta baja débil y daños previos por sismos.

Por lo anterior, se desea conocer cuál sería el comportamiento de un edificio a base de marcos de concreto reforzado con muros diafragma y una planta baja abierta, sometido a los movimientos sísmicos registrados el 19 de septiembre de 2017.

Objetivos

1. Analizar el comportamiento sísmico de una edificación de mediana altura a base de marcos de concreto, muros diafragma y con planta baja abierta; diseñada con el RCDF de 1976.
2. Exponer como sería el comportamiento del sistema diseñado con el RCDF 1976, cuando se evalúa con las especificaciones del RCDF 2017 y las NTC 2017-2020.
3. Determinar si la edificación diseñada con el RCDF 2017 estructurada con marcos/muros diafragma, sigue presentando una planta baja débil.
4. Obtener curvas de fragilidad de los edificios en estudio.

Capítulo 1

1. Sismo del 19 de septiembre del 2017.

En el presente capítulo se describen las principales características del sismo del 19 de septiembre de 2017, los daños causados y las principales diferencias respecto a otros sismos.

1.1 Características principales del sismo del 19 de septiembre del 2017.

El día 19 de septiembre de 2017, el Servicio Sismológico Nacional (SSN) reportó un sismo con magnitud 7.1, localizado en el límite estatal entre los estados de Puebla y Morelos, a 12 km al sureste de Axochiapan, Morelos y a 120 km de la Ciudad de México.

La ruptura del sismo ocurrió dentro de la placa oceánica de Cocos, por debajo del continente, a una profundidad de 57 km, el sismo se catalogó de tipo intraplaca. (Ver figura 1.1.1)



Fig. 1.1.1 Epicentro del Sismo del 19 de septiembre de 2017.

(http://www.ssn.unam.mx/sismicidad/reportes-especiales/2017/SSNMX_rep_esp_20170919_Puebla-Morelos_M71.pdf)

1.2 Causas de los daños provocados por el sismo del 19 de septiembre del 2017.

Gran parte de la Ciudad de México está edificada sobre sedimentos blandos de los antiguos lagos que existieron en el valle. Estos sedimentos provocan una amplificación de las ondas sísmicas en la ciudad.

La amplitud de las ondas sísmicas con periodos cercanos de 2 segundos en zona de lago (o zona blanda: Colonias Roma, Condesa, Centro y Doctores), pueden llegar a ser 50 veces mayor que en un sitio de suelo firme, de la Ciudad de México. (Pérez G. J. J. 2018)

En 1985, la aceleración máxima ($A_{m\acute{a}x}$) en Ciudad Universitaria, que está en suelo firme, fue de 30 gal ($1 \text{ gal} = 1 \text{ cm/s}^2$), mientras que la $A_{m\acute{a}x}$ del 19 de septiembre de 2017 fue de 57 gal. Es decir que el suelo en la zona cercana a CU experimentó una sacudida dos veces mayor, que en 1985. (Pérez G. J. J. 2018)

En algunos sitios de la zona de lago, las aceleraciones máximas del suelo producidas por el sismo de magnitud 7.1, fueron menores a las registradas en 1985. Por ejemplo, en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes que se encuentra en dicha zona, la $A_{m\acute{a}x}$ en 1985 fue de 160 gal, mientras que el 19 de septiembre del 2017 fue de 91 gal. (Pérez G. J. J. 2018)

En la figura 1.2.1 se muestran las zonas dañadas por los sismos de 1957, 1979 y 1985, así mismo, se muestran los colapsos registrados por el sismo del 19 de septiembre de 2017, con puntos rojos. La particularidad que presenta la figura, es que dichos colapsos se encuentran en la zona de transición de la Ciudad de México.

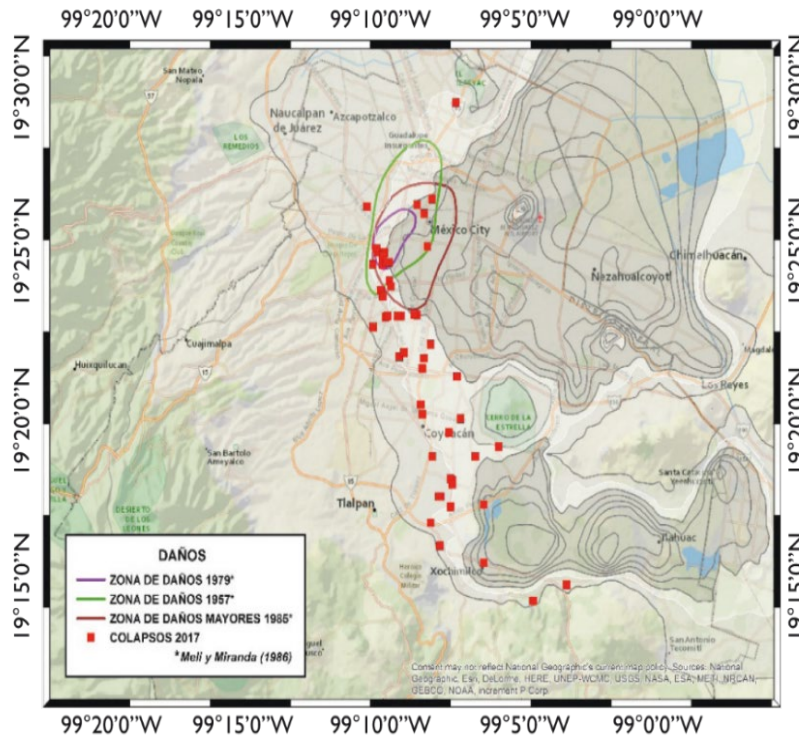


Fig. 1.2.1 Colapsos ocurridos por el sismo del 19 de septiembre de 2017 y las zonas de daños generados por los sismos de 1957, 1979 y 1985. (Pérez G. J. J. 2018)

Capítulo 2

2. Caso de estudio.

Se realizó una amplia investigación acerca de los tipos de estructuración y demás características de los edificios colapsados, el 19 de septiembre de 2017. En la figura 2.1 se muestra el antes y después de algunos edificios afectados por el sismo. Las fallas que se encontraron fueron principalmente la irregularidad en planta de edificios de esquina y por planta baja débil.

Se suele denominar planta baja débil al caso en el cual, en los pisos superiores existe una estructura con mucho mayor resistencia y rigidez a cargas laterales, que en la planta baja. Esta situación se presenta en una gran cantidad de edificios en que existe abundancia de muros divisorios, no desligados en los pisos superiores, mientras que las plantas bajas, son libres para estacionamiento en los edificios de vivienda, o para vestíbulos y salones en los hoteles. Esto propicia que las columnas alcancen prematuramente su resistencia a flexocompresión, antes que las vigas.



Fig. 2.1 Antes y después de algunos edificios colapsados por el sismo del 19 de septiembre de 2017. (<https://www.univisión.com/noticias/terremotos/estos-son-los-edificios-que-colapsaron-con-el-terremoto-en-mexico-antes-y-despues>)

2.1 Ubicación e información estructural del caso de estudio.

El edificio que se tomó como base para la investigación es el estudiado en Cabrera 2019, el cual se encontraba ubicado en la Colonia Lomas Estrella 2da Sección, Calle Paseo de las Galias 31, Delegación Iztapalapa. Su uso era habitacional, como se muestra en la figura 2.1.1 El sistema estructural era a base de marcos de concreto y mampostería confinada.



Fig. 2.1.1 Edificio antes del sismo del 19 de septiembre del 2017.

(<https://www.univisión.com/noticias/terremotos/estos-son-los-edificios-que-colapsaron-con-el-terremoto-en-mexico-antes-y-despues>)

El edificio colapsó durante el sismo del 19 de septiembre de 2017, por contar con una planta baja débil (Ver figura 2.1.2).



Fig. 2.1.2 Edificio después del sismo del 19 de septiembre de 2017.

(<https://www.univisión.com/noticias/terremotos/estos-son-los-edificios-que-colapsaron-con-el-terremoto-en-mexico-antes-y-despues>)

2.2 Zonificación geotécnica del caso de estudio.

El artículo 170 del Capítulo VIII del Título Sexto del RCDF 2017, divide a la Ciudad de México en tres zonas: Zona I. Lomas, Zona II Transición y Zona III Lacustre ó Lago. Para conocer el tipo de suelo en el que se encuentra la edificación, se utilizaron 2 herramientas, el software SASID versión 3.3, y el mapa de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTC-DCC-2017).

Tomando en cuenta lo anterior y las coordenadas de la edificación, en la figura 2.2.1 se observa que el edificio corresponde a la Zona II de transición, donde los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limo arenosos, intercalados con capas de arcilla lacustre.

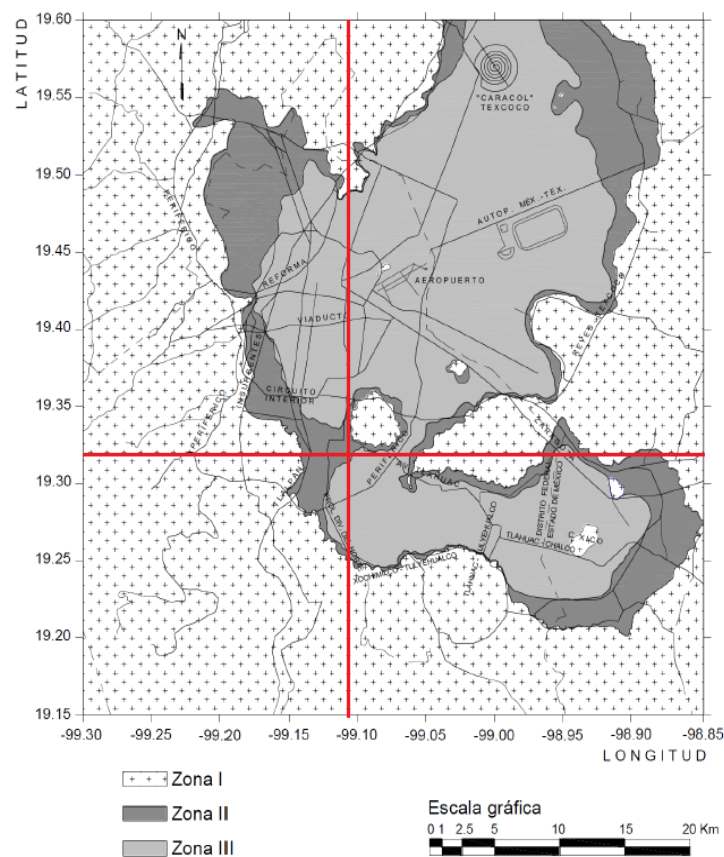


Fig. 2.2.1 Zonificación Geotécnica. (Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones 2017)

Corroborando la zonificación, en la figura 2.2.2 se muestra el mapa del software SASID, y se puede apreciar que la ubicación del edificio se encuentra en zona de transición y lago, como era de esperarse.

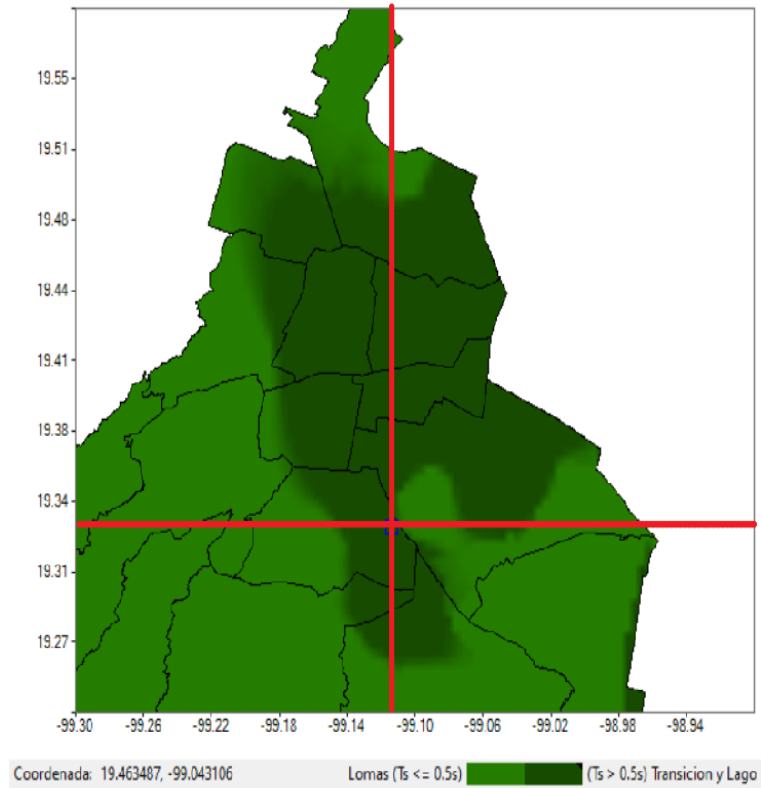


Fig. 2.2.2 Ubicación del edificio en el software SASID. (SASID)

Capítulo 3

3. Características de la edificación.

Las dimensiones reales de la edificación se obtuvieron de otro edificio gemelo a éste, en donde se realizó un levantamiento.

3.1 Estructuración.

El sistema estructural de estudio, serán marcos de concreto reforzado en la planta baja y se añaden muros diafragma ligados sólo en la dirección Y. Por otro lado, en los niveles superiores es a base de marcos de concreto reforzado y muros diafragma, ligados en ambas direcciones. (Ver figuras 3.1.1 a 3.1.6)

Se entiende por muros diafragma, a aquellos muros que se encuentran rodeados por las vigas y las columnas de un marco estructural, al que proporcionan rigidez y resistencia ante cargas laterales. Los muros pueden ser de mampostería confinada o reforzada interiormente.

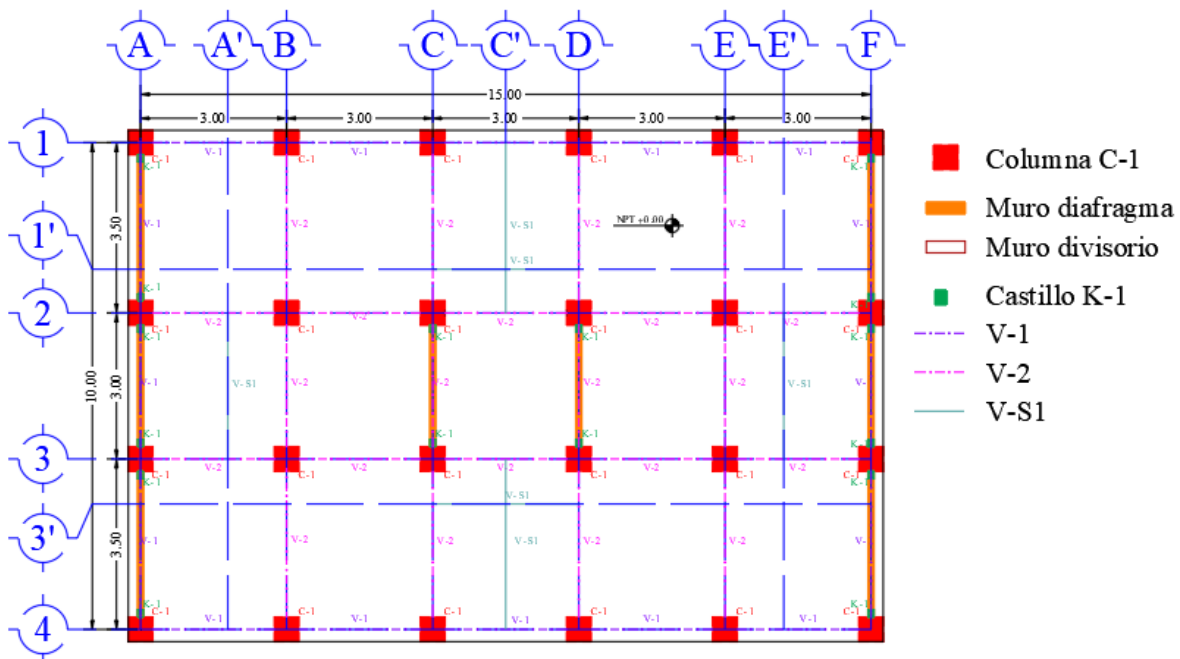


Fig. 3.1.1 Estructural planta baja (N.P.T. +0.00).

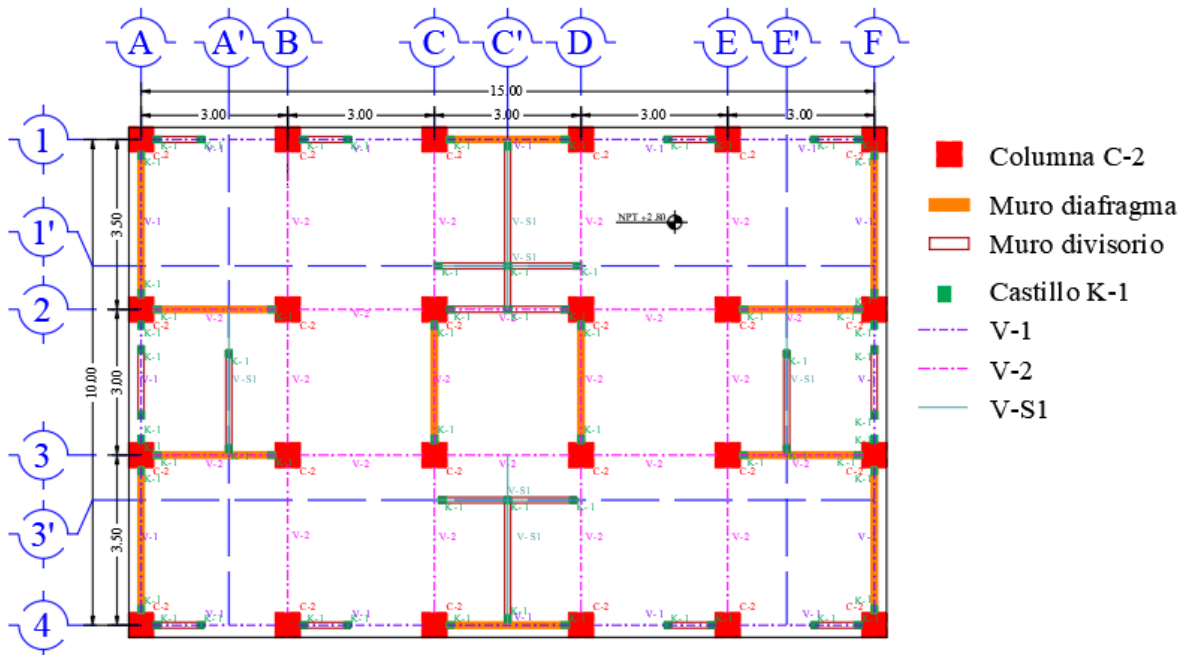


Fig. 3.1.2 Estructural nivel 1 (N.P.T. +2.80).

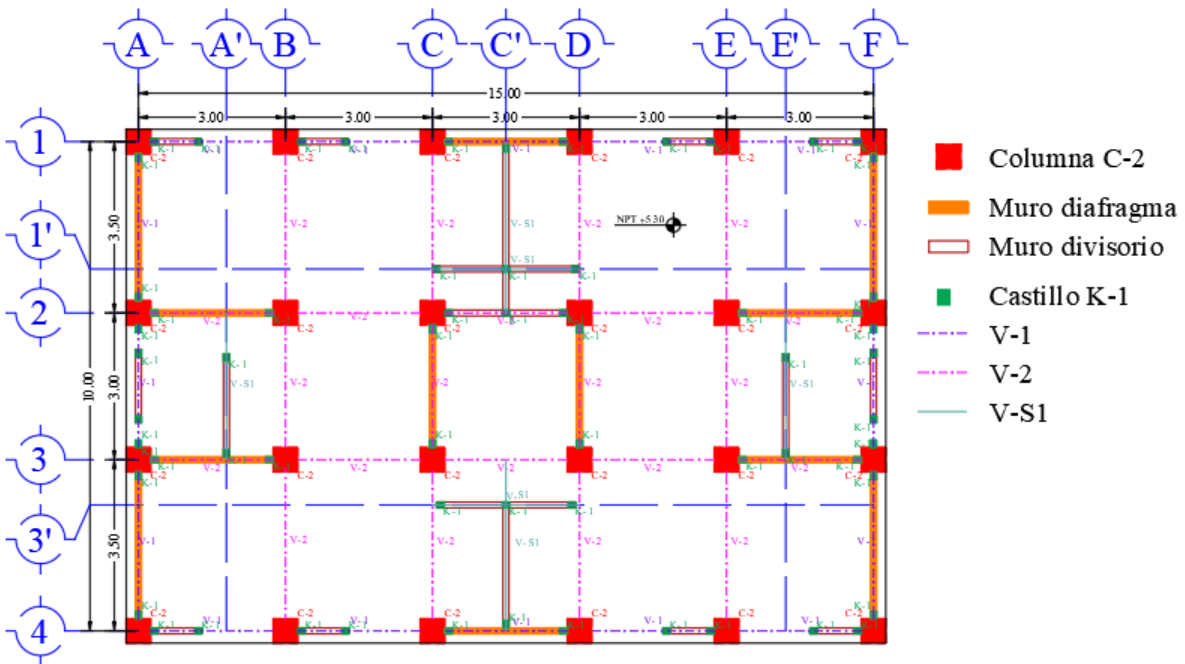


Fig. 3.1.3 Estructural nivel 2 (N.P.T. +5.30).

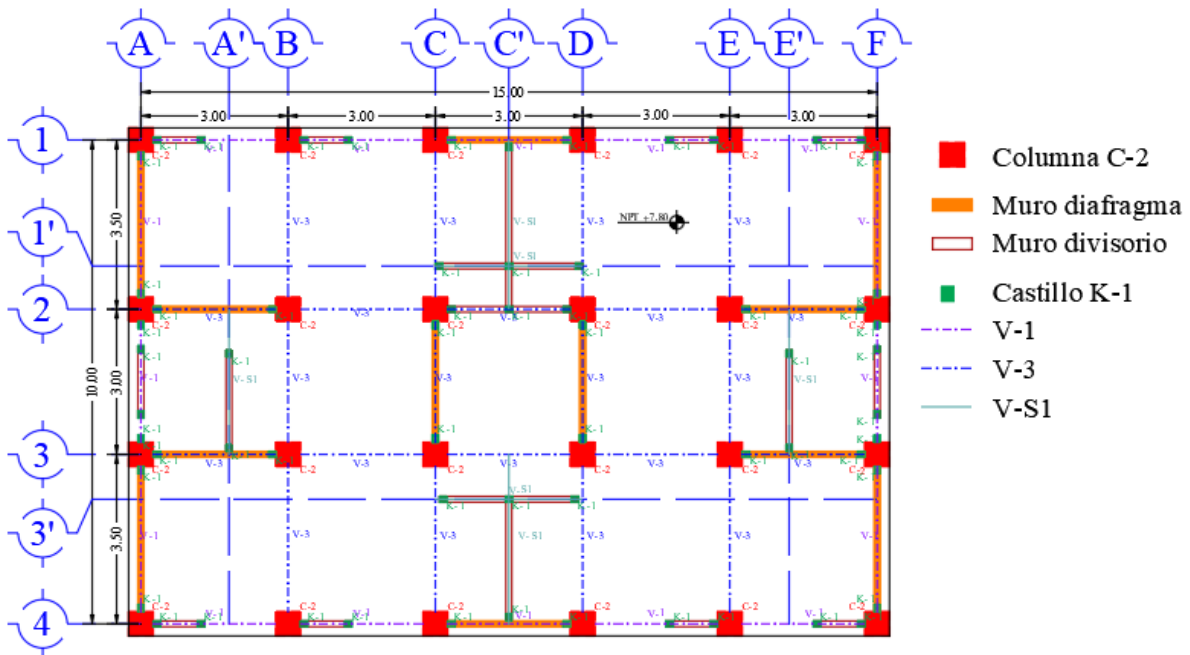


Fig. 3.1.4 Estructural nivel 3 (N.P.T. +7.80).

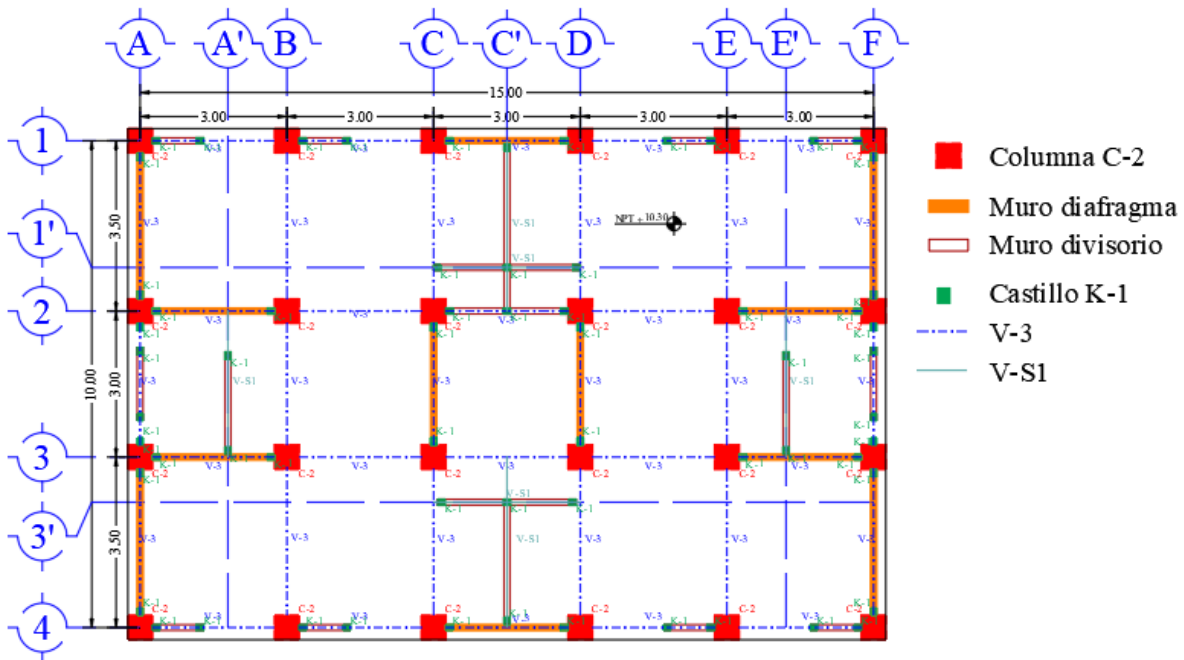


Fig. 3.1.5 Estructural nivel 4 (N.P.T. +10.30).

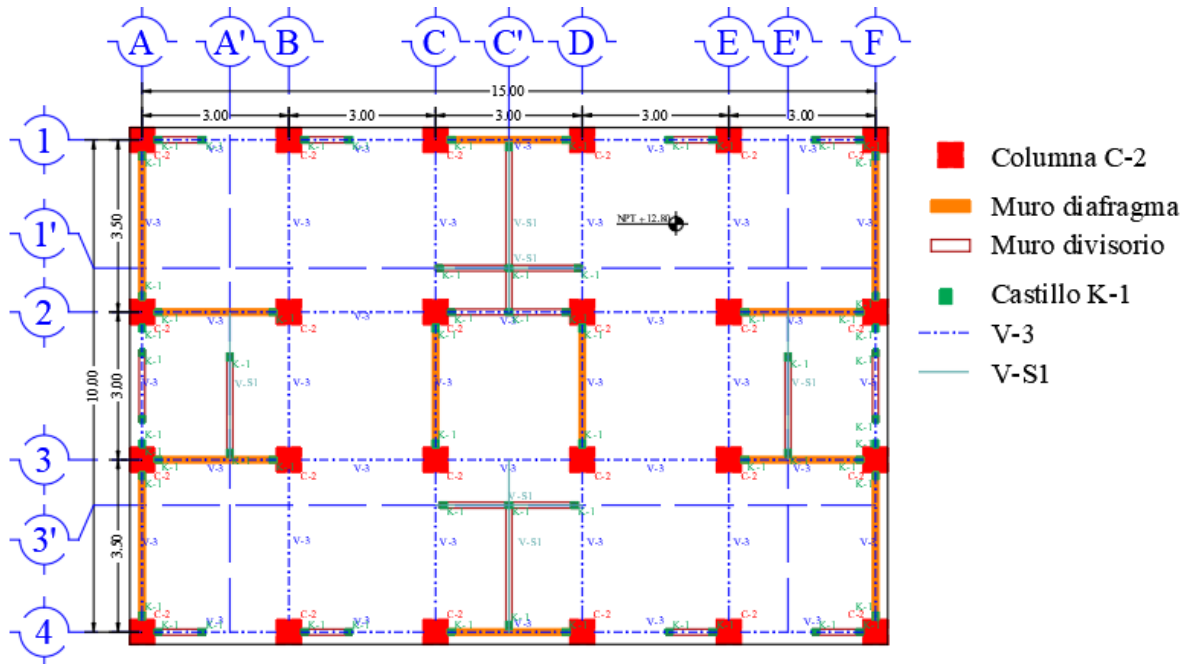


Fig. 3.1.6 Estructural nivel 5 (N.P.T. +12.80).

3.2 Planos arquitectónicos.

El edificio está conformado por 6 marcos en dirección Y, y 4 marcos en dirección X, el uso del edificio es habitacional, la altura de la planta baja es de 2.8 metros y las alturas de entrepiso superiores es de 2.5 metros; en total cuenta con 4 niveles y una altura de 12.8 metros. (Ver figuras 3.2.1 y 3.2.2)

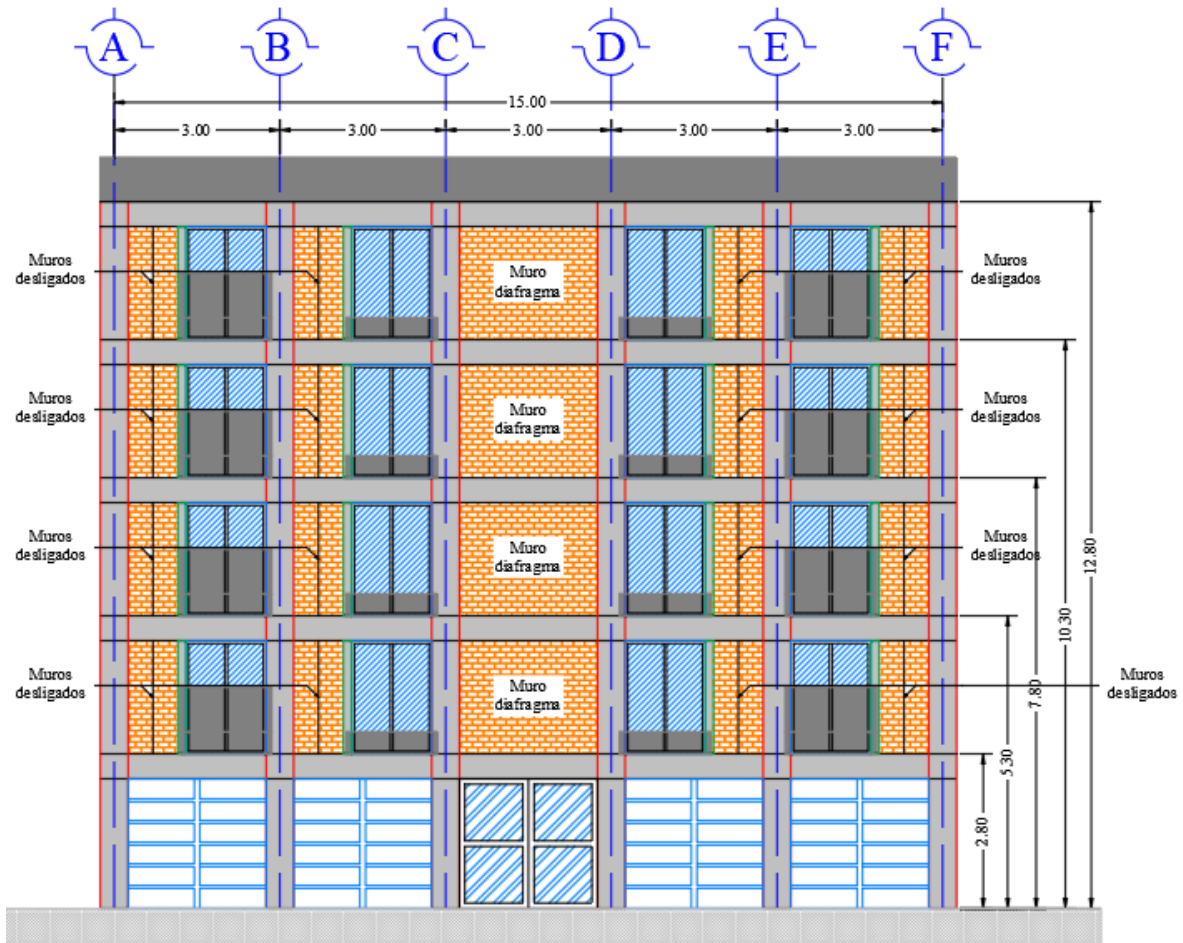


Fig. 3.2.1 Elevación en la dirección Y.

Las dimensiones en planta son 15 metros de largo con 10 metros de ancho, la planta baja está destinada a estacionamiento, como se muestra en la figura 3.2.2 El edificio cuenta con 24 columnas por nivel, 8 muros diafragma en dirección Y en la planta baja, y 12 muros diafragma en los pisos superiores en las dos direcciones ortogonales X y Y.

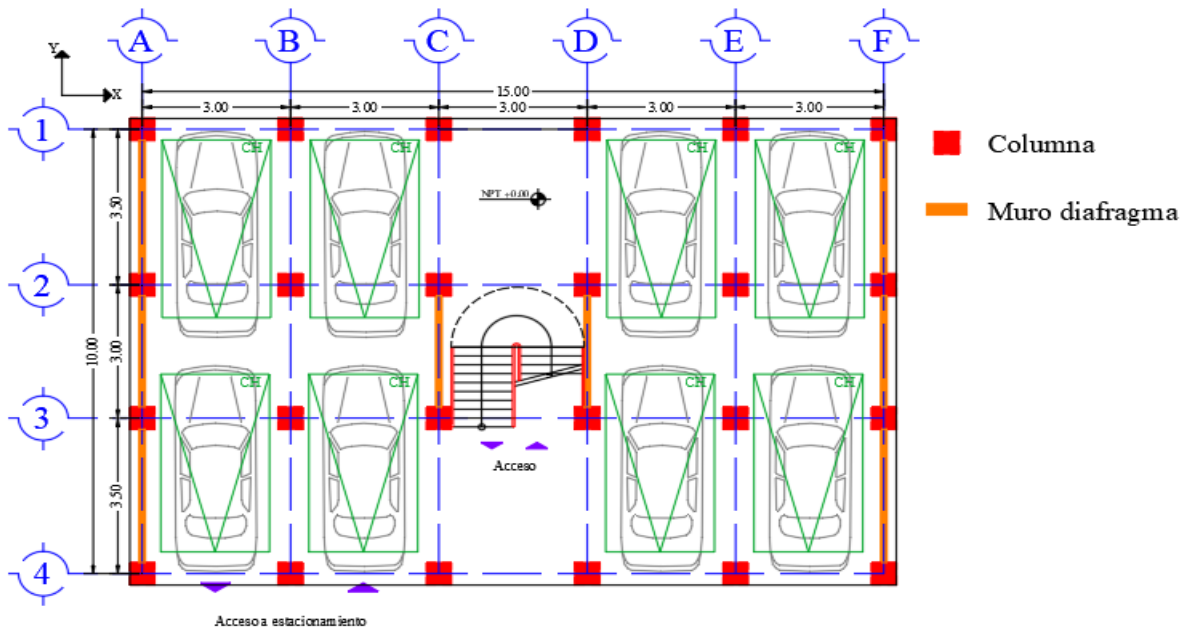


Fig. 3.2.2 Planta baja destinada a estacionamiento (N.P.T +0.00).

Por piso se encuentran dos departamentos, con 2 recamaras, baño, cocina y sala de estar. Además, se tiene un cubo de escaleras en la parte central. (Ver figura 3.2.3). Los muros de mampostería restantes, son únicamente divisorios.

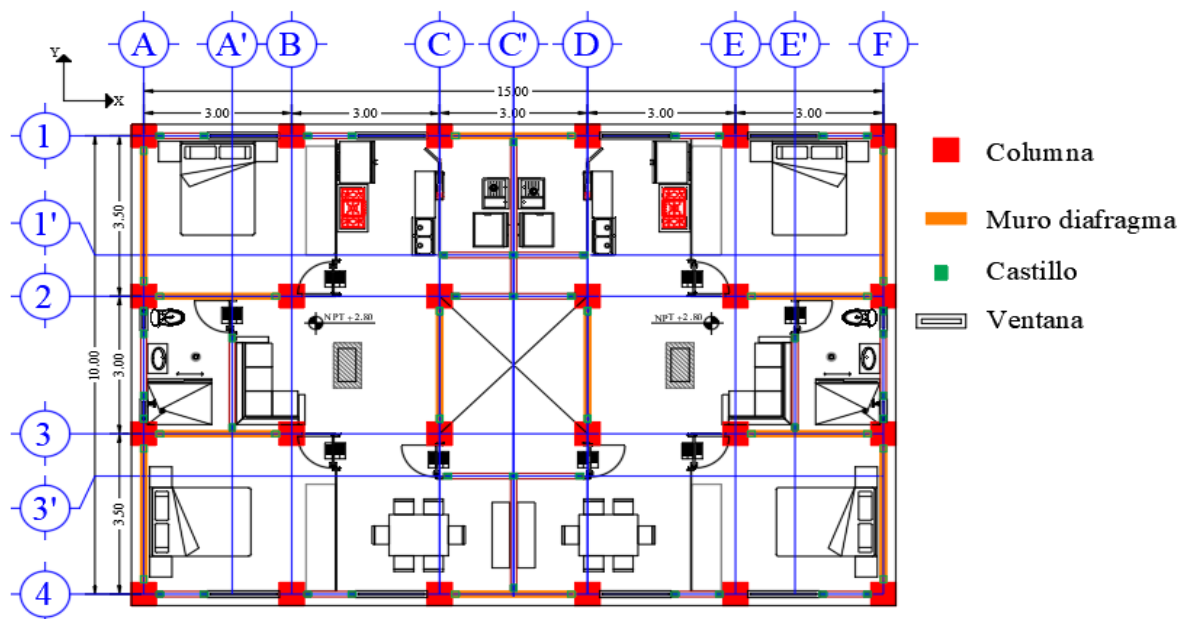


Fig. 3.2.3 Planta tipo destinada a uso habitacional (N.P.T +2.80).

Capítulo 4

4. Diseño estructural caso E-17.

A continuación, se presentan la metodología empleada y las revisiones que se consideraron para el diseño estructural del primer caso llamado E-17; diseñado de acuerdo con las NTC del 2017-2020.

4.1. Normas Técnicas Complementarias utilizadas para el diseño.

Para el diseño de la estructura se utilizó, la siguiente normativa:

- Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones 2017.
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo 2020.
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto 2017.
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería 2020.

En la figura 4.1.1 se muestra la metodología empleada en el diseño estructural del caso E-17 por medio de un diagrama de bloques.

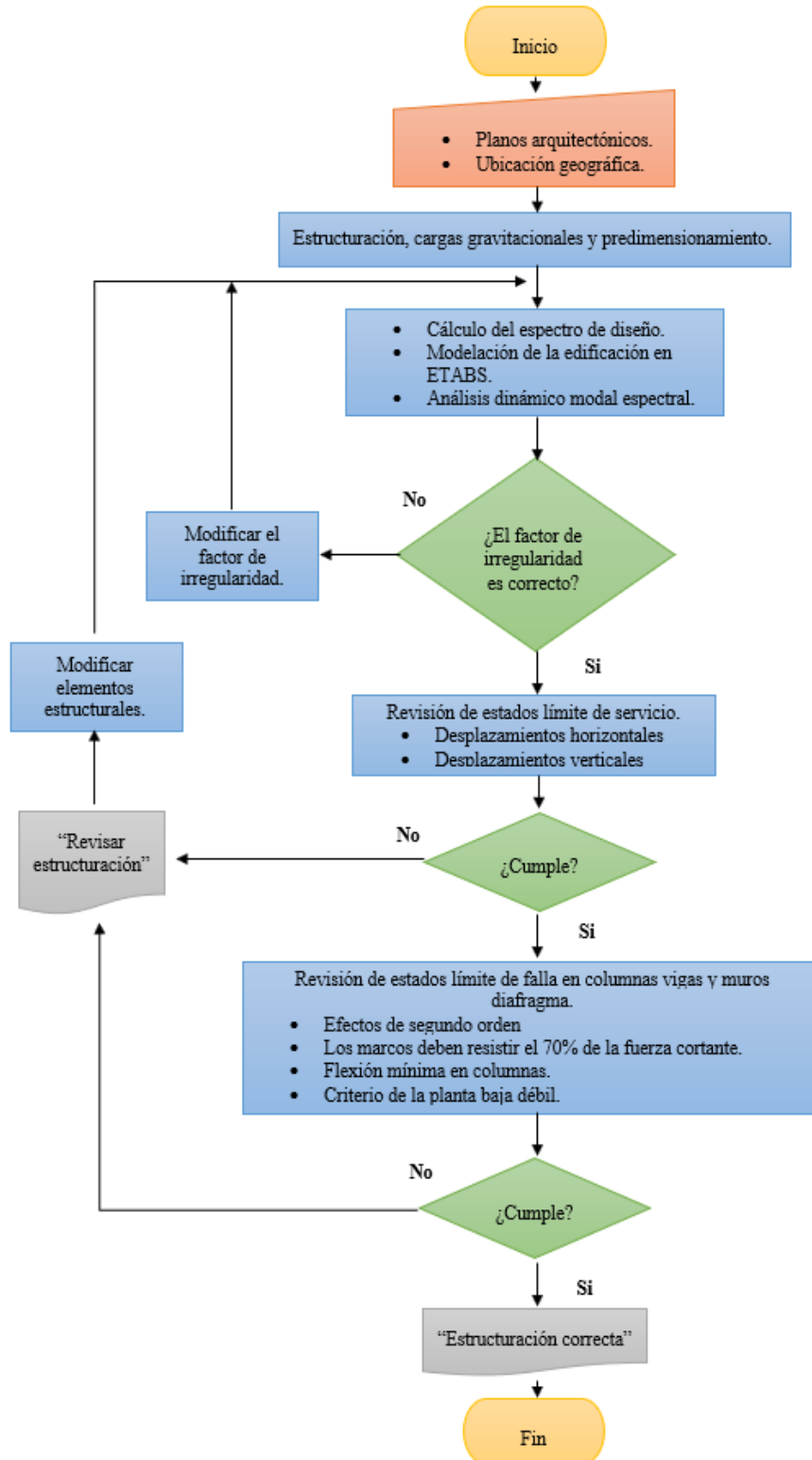


Fig. 4.1.1 Diagrama de bloques utilizado para el diseño estructural del edificio E-17.

4.2. Descripción General del proceso de diseño.

A continuación se presenta el modelado del edificio en el software comercial ETABS, los apartados considerados en el diseño estructural del modelo E-17, así como los resultados.

4.2.1. Modelado de la estructura en ETABS.

El modelado de la estructura se realiza en el software comercial ETABS (Ver figura 4.2.2). Se utilizan elementos barra para modelar columnas y trabes. Por otro lado, los muros diafragma se modelan conforme a lo estipulado en el apartado 4.2 (NTCM 2017), en lo referente al método de la diagonal equivalente. El cual consta en sustituir el muro por un elemento diagonal biarticulado a compresión, como se indica en la figura 4.2.1.

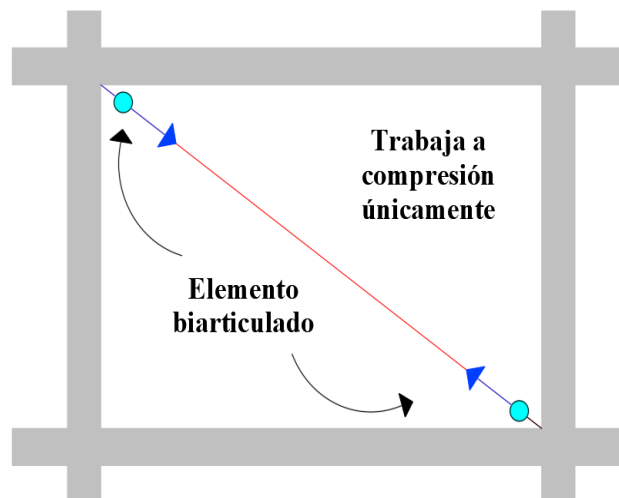


Fig.4.2.1 Modelo de la diagonal equivalente.

El método de la diagonal equivalente se basa en el comportamiento observado de los muros diafragma, en el cual el muro queda apoyado únicamente en dos esquinas opuestas, transmitiendo la fuerza lateral a lo largo de la diagonal del muro, se considera biarticulada para tomar en cuenta solamente la rigidez axial de la diagonal.

Los muros sólo participan en su diagonal a compresión, debido a que en la otra diagonal se genera esfuerzos de tensión, que no pueden desarrollarse en la mampostería. Cuando se consideren las fuerzas en la otra dirección, se propondrá otra diagonal de compresión y dejará

de ser efectiva la primera. (Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural (2019). “Edificaciones de mampostería”)

El sistema de piso es a base de una losa maciza de concreto reforzado, la cual se modela utilizando elementos tipo “shell thick”, de acuerdo con el apartado 2.7 *Diafragmas de piso, apéndices y contenidos* de las Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo (NTCDS-2020), este sistema satisface la condición de diafragma rígido.

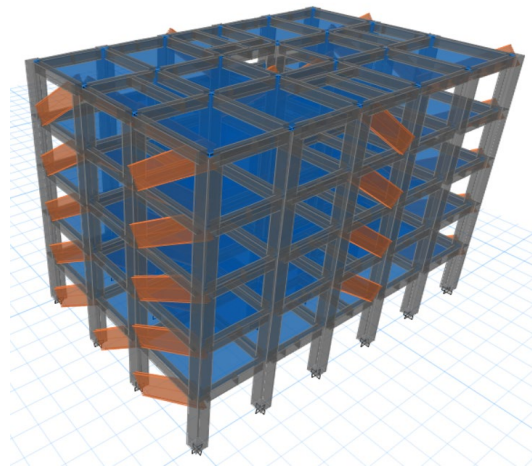


Fig. 4.2.2 Modelado de la edificación en el software ETABS.

4.2.2. Criterios de análisis estructural.

Se describirán los apartados de cada normatividad utilizados en el diseño estructural del modelo E-17, así como sus respectivas revisiones.

4.2.2.1. Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones 2017.

- I. Los factores de carga utilizados, corresponden a lo descrito en el apartado 3.4 *Factores de carga* y el apartado 2.3 *Combinación de acciones*.
- II. Con respecto al estado límite de servicio, para las flechas de vigas, se revisa con lo descrito en el apartado 4.1 *Desplazamientos*.

- III. La sobrecarga muerta que se consideró se presenta en la tabla 4.2.1, que considera un incremento en la losa de acuerdo con el apartado 5.1.2. *Peso muerto de losa de concreto.*
- IV. Considerando la tabla 6.1.1 *Cargas vivas unitarias*, para un uso habitación y para azotea, con pendiente no mayor a 5%, en la tabla 4.2.1, se presentan los valores correspondientes de carga viva máxima y carga viva accidental:

Tabla 4.2.1 Cargas unitarias de diseño muertas, vivas y accidentales.

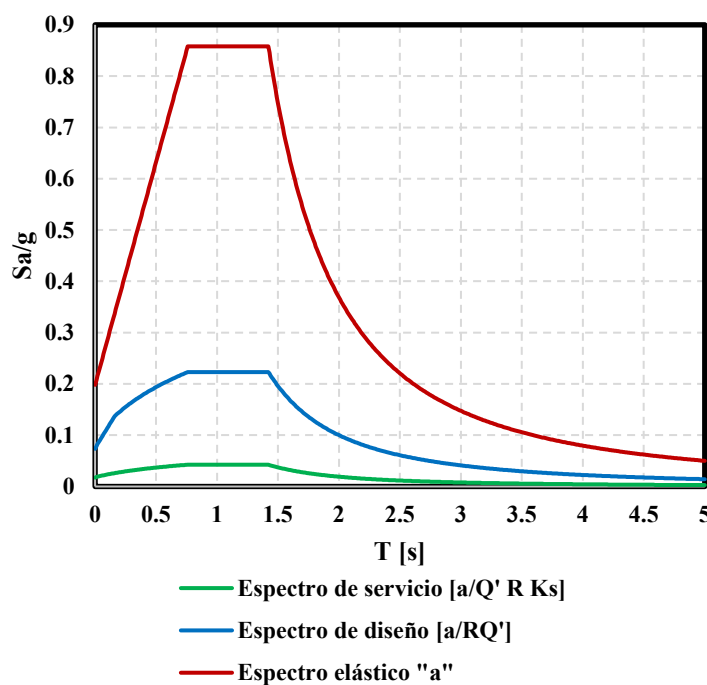
Nivel	Carga muerta [kgf/m ²]	Carga Viva Máxima [kgf/m ²]	Carga Viva Accidental [kgf/m ²]
N1-N4	194	190	100
N5 (Azotea)	285	100	70

4.2.2.2. Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo 2020.

- I. La zona en donde se ubica la edificación se definió en el capítulo 2 de esta tesis, la cual corresponde a zona de transición.
- II. La estructura se encuentra en el grupo B, específicamente en el subgrupo B2, según el apartado 1.4 *Clasificación de las Estructuras.*
- III. De acuerdo con el apartado 1.8 *Revisión de desplazamientos laterales*, se consideran dos condiciones de diseño:
- Para el cumplimiento del estado límite de seguridad contra colapso, donde las distorsiones obtenidas son multiplicadas por QR, no excedan los valores especificados de distorsión límite. (Donde Q es el factor de comportamiento sísmico y R el factor de sobre-resistencia).
 - Para el cumplimiento del requisito de limitación de daños ante sismos frecuentes, se revisará que las distorsiones máximas de entrepiso determinadas para esta condición, no excedan 0.002, salvo que todos los elementos no estructurales sean capaces de soportar deformaciones apreciables, o estén separados de la estructura principal, de manera que no sufran daños por sus deformaciones. En tal caso, el límite en cuestión será 0.004.

- IV. Se consideran los efectos de torsión, de acuerdo con el apartado 2.2 *Efectos de torsión*.
- V. Respecto al apartado 3.1.1. *Espectros obtenidos del Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID)*, Se obtuvo el espectro elástico correspondiente al sitio en donde se ubica la edificación. Cabe mencionar que las distorsiones máximas de entrepiso, deben obtenerse del análisis con el espectro de diseño reducido, en función de los factores de comportamiento sísmico y sobre-resistencia, multiplicándolas por $Q'R$ y por el factor K_s . (Tabla 4.2.2). Además, Q' se debe modificar por la irregularidad.

En la figura 4.2.3 se muestra el espectro elástico con línea roja, el espectro de diseño con línea azul y el espectro de servicio con línea verde. Se observa que la aceleración máxima de diseño es igual a 0.22 g.



PROPIEDAD	VALOR
Latitud	19.329797
Longitud	-99.114302
$T_s=$	0.95
$a_0=$	0.198
$c=$	0.858
$T_a=$	0.76
$T_b=$	1.422
k	0.696
$a_{max}=$	0.49

Fig. 4.2.3 Espectro elástico, de diseño y de servicio para el modelo E-17 y Tabla 4.2.2
Propiedades del sitio según SASID versión 3.3.

Otro factor que reduce al espectro elástico es el que indica el apartado 3.5 *Factor de sobre-resistencia*. Donde R_0 toma un valor de 1.75 para sistemas estructurales de concreto con Q menor a 3, y el factor k_1 (factor de corrección por hiperasticidad) es igual a 1, para sistemas estructurales de concreto.

- VI. De acuerdo a la tabla 4.2.1 *Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de concreto*, y considerando la estructuración, se tiene que un sistema formado por marcos y muros diafragma no desligados, para una ductilidad baja, corresponde $Q = 2$ y $\gamma_{max} = 0.010$. Mientras que para el caso de la planta baja en la dirección X se tienen solo marcos de concreto, por lo que les corresponde $Q = 2$ y $\gamma_{max} = 0.015$.
- VII. Considerando lo indicado en el apartado 5. *Condiciones de regularidad*, se evalúa la edificación y se consideró un factor por irregularidad de 0.8.
- VIII. Los marcos en estos sistemas de estructuración deberán ser capaces de resistir, sin contar con la contribución de los muros diafragma, por lo menos el 70 % de la fuerza cortante actuante, como se ejemplifica en la figura 4.2.4.

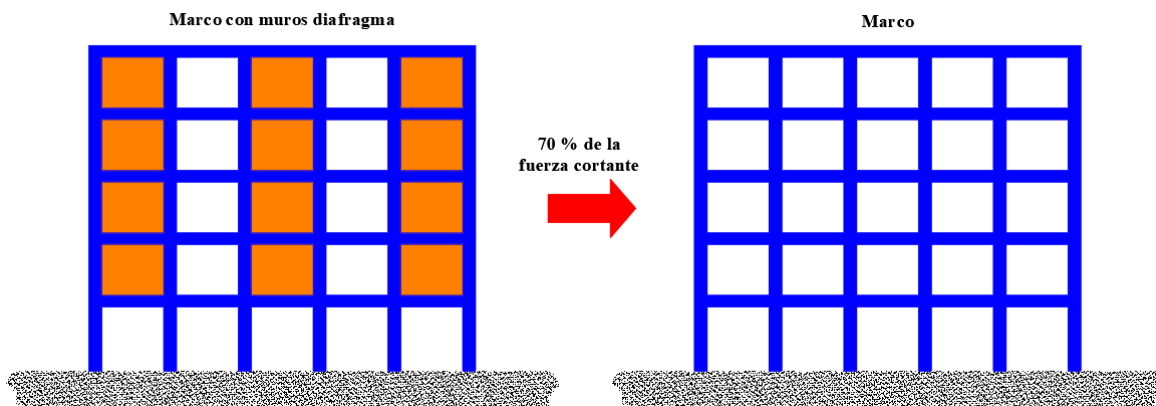


Fig. 4.2.4 Revisión del 70 % de la fuerza cortante.

Esta revisión se realiza para cada marco en el que se tengan muros diafragma. En la tabla 4.2.3 se muestran los resultados para cada marco. El cortante resistente para columnas se obtuvo de acuerdo al apartado 5.3.3.1c *Resistencia a fuerza cortante en elementos sujetos a flexión y carga axial*.

Tabla 4.2.3 Revisión del 70 % de la fuerza cortante.

Dirección	Eje del marco	70 % del cortante total [tf]	Cortante resistente sin muros [tf]	Criterio
X	1	105.48	266.33	CUMPLE
	2	124.03	266.33	CUMPLE
	3	120.87	266.33	CUMPLE
	4	103.78	266.33	CUMPLE
Y	A	122.70	177.55	CUMPLE
	C	72.20	177.55	CUMPLE
	D	72.08	177.55	CUMPLE
	F	122.57	177.55	CUMPLE

IX. Al tener una planta baja abierta destinada para estacionamiento, es de suma importancia el apartado 5.4 *Estructura de planta baja débil*, en el cual establece que si el cociente de la capacidad resistente, entre la fuerza cortante de diseño para el primer entrepiso, es menor que 60% del mismo cociente, para el segundo entrepiso y para más de la mitad de los entrepisos restantes, se considerará que el edificio cae en el caso denominado como planta baja débil.

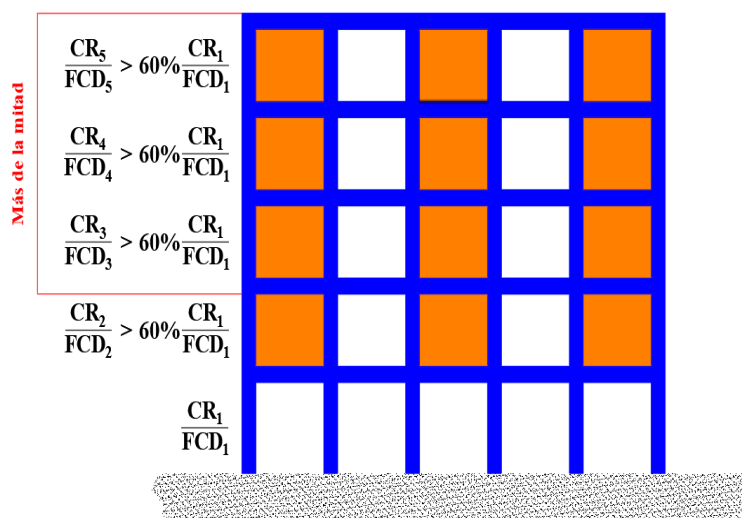


Fig. 4.2.5 Criterio de la planta baja débil.

De la figura tenemos que:

CR Capacidad resistente.

FCD Fuerza cortante de diseño.

Para realizar esta revisión, en primer lugar, es necesario obtener el cortante de diseño para columnas (Ver figura 4.2.6 inciso a) el cortante de las columnas en la dirección X es mayor en la planta baja, debido a que las columnas toman las fuerzas sísmicas y no cuentan con la contribución de muros. Aunado a esto, en la figura 4.2.6 inciso b) se presenta el cortante de diseño para muros. Y, por último, de forma comparativa en la figura 4.2.7. se muestra el cortante de diseño total para las dos direcciones de análisis.

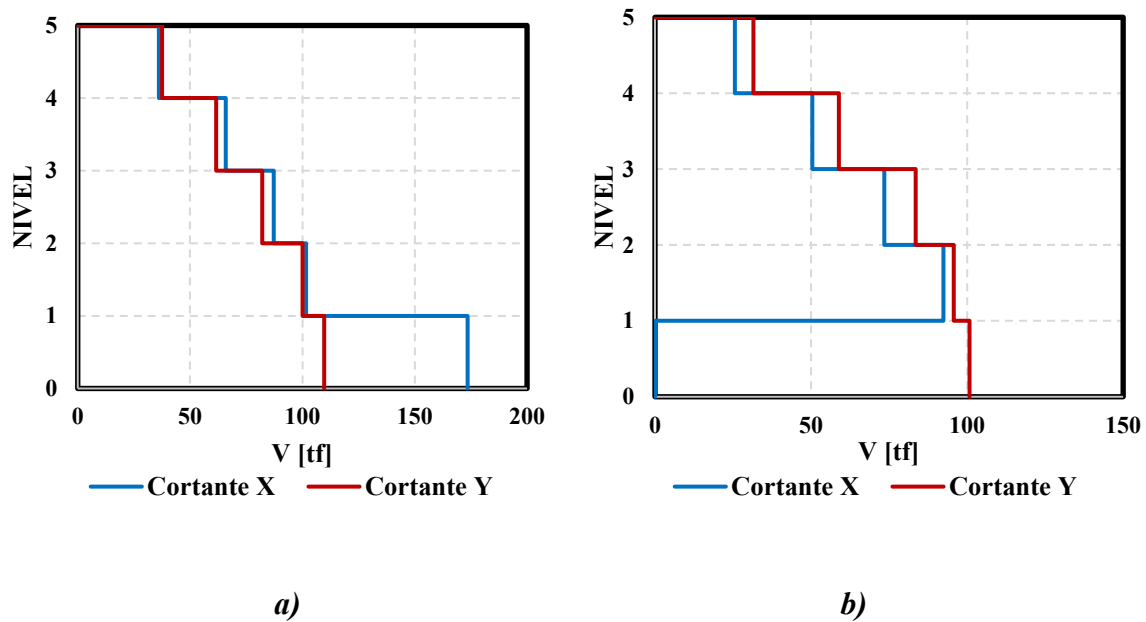


Fig. 4.2.6 a) Cortante de diseño para columnas y b) Cortante de diseño para muros.

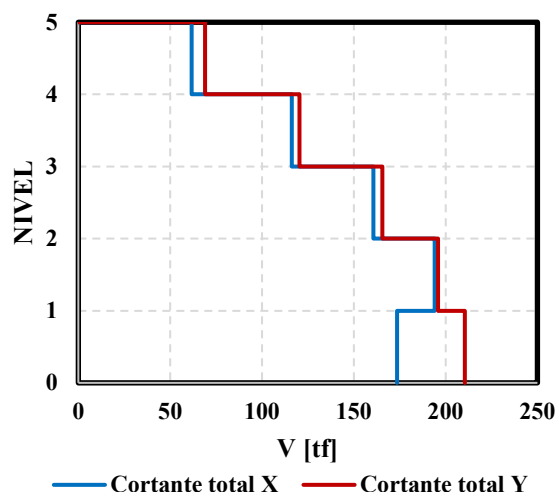


Fig. 4.2.7 Cortante de diseño total columnas y muros.

Por otro lado, la capacidad resistente se obtiene mediante el cálculo de los cortantes resistentes de los elementos estructurales, que aportan la mayor rigidez a la estructura (columnas y muros). A continuación, se muestra una tabla resumen (tabla 4.2.4) con la revisión de la planta baja débil, en las dos direcciones de análisis.

De la tabla 4.2.4 se puede ver que no se presenta el caso de la planta baja débil.

Tabla 4.2.4 Revisión de la planta baja débil.

Dirección	Nivel	Capacidad Resistente	Fuerza Cortante	Cociente	Criterio
X	4	272.25	61.64	2.65	NO CUMPLE
	3	272.25	125.65	1.30	CUMPLE
	2	272.25	160.72	1.02	CUMPLE
	1	272.25	194.04	0.84	CUMPLE
	PB	230.69	173.54	1.33	
Y	4	276.57	69.09	2.40	NO CUMPLE
	3	276.57	120.50	1.38	CUMPLE
	2	276.57	165.57	1.00	CUMPLE
	1	276.57	195.79	0.85	CUMPLE
	PB	312.64	210.47	1.49	

En la figura 4.2.8 se muestra la demanda de cortante en cada dirección, en azul la dirección X, en rojo la dirección Y, y el cortante resistente en la línea punteada verde. Se observa que la capacidad es mayor a la demanda estructural.

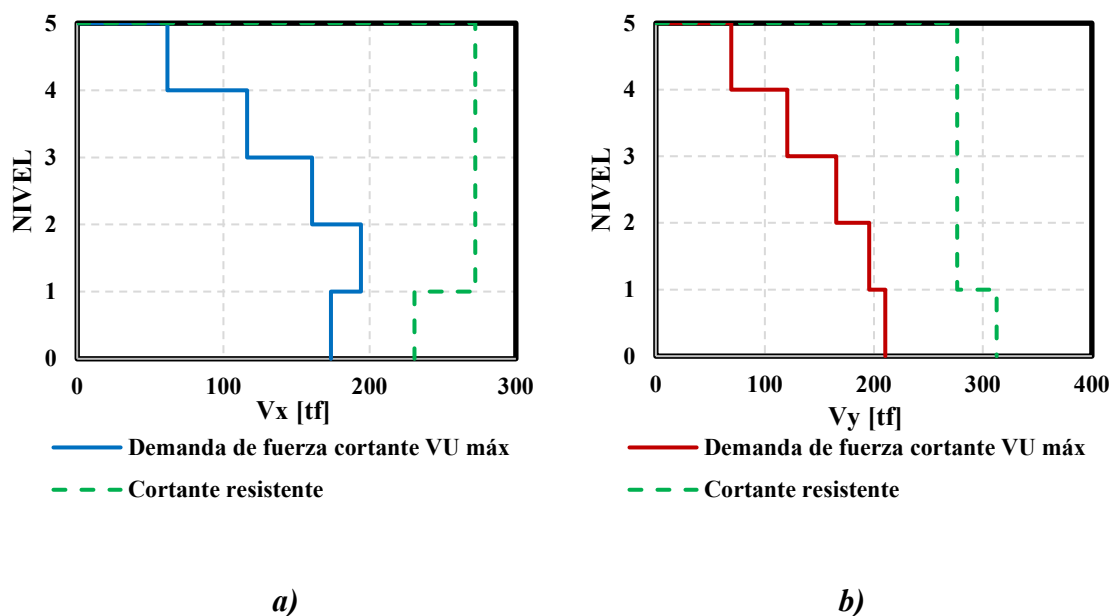


Fig.4.2.8 Comparación del cortante de demanda V_U máx y el cortante resistente a) Dirección X, b) Dirección Y.

4.2.2.3. Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto 2017.

Se presentan los apartados utilizados en la norma para el diseño de los elementos estructurales:

- I. Las características del concreto son las siguientes, de acuerdo con el apartado 2.1 *Concreto*, el tipo usado es el de clase 1 con peso volumétrico en estado fresco de 2.2 tf/m^3 ; y se consideran los apartados:
 - 2.1.1 *Materiales componentes para concretos clase 1 y 2.*
 - 2.1.2 *Resistencia a compresión.*
 - 2.1.4 *Módulo de elasticidad.*

Se presenta un resumen en la tabla 4.2.5

Tabla 4.2.5 Propiedades mecánicas de los elementos de concreto.

$f_c=$	250	kgf/cm ²
$f'_c=$	212.5	kgf/cm ²
$f_y=$	4200	kgf/cm ²
$E=$	221359.44	kgf/cm ²

- II. Para el diseño se aplica el método lineal, en el cual las rigideces de los miembros estructurales se ven afectadas por el efecto del agrietamiento, siguiendo el apartado 3.2.1.1 *Análisis lineal*, el momento de inercia se verá reducido para vigas $0.5 I_g$ (Inercia gruesa), y para columnas $0.7 I_g$.
- III. En referencia a los efectos de esbeltez del apartado 3.2.2 *Efectos de esbeltez*, se revisa la restricción lateral de los extremos de columnas. Por lo que no se presentan efectos de esbeltez considerables, debido la geometría de las columnas.
- IV. La resistencia mínima a flexión de las columnas se encuentra en el apartado 7.3.2 *Resistencia mínima a flexión de columnas*, en donde con excepción de los nudos de la azotea, las resistencias a flexión de las columnas en un nudo, deberán ser al menos mayores que la resistencia a flexión de las vigas.

Para realizar esta revisión, es necesario obtener la carga axial correspondiente a todas las combinaciones de análisis en las columnas, con ella obtener los momentos flexionantes en las dos direcciones de análisis, y seleccionar la mínima. De los diagramas de interacción nominal de las columnas; como se indica en la figura 4.2.9 se observa con línea punteada de color rojo, el momento mínimo presentado en las columnas de la planta baja.

Así mismo se obtienen los momentos resistentes de las vigas, considerando la deformación por flexión de éstas. Después de realizar la revisión para todos los marcos, se concluye que las columnas cumplen con la resistencia mínima.

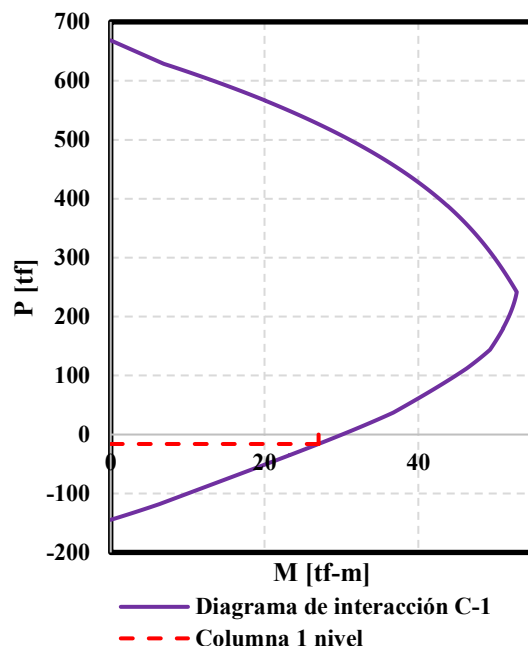


Fig. 4.2.9 Diagrama de interacción nominal columnas de la planta baja, C-1.

4.2.2.4. Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería 2020.

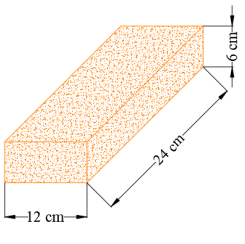
Para efectos de esta Norma, las estructuras de mampostería son clasificadas de acuerdo con el apartado 1.5 *Clasificación de las estructuras de mampostería*; por lo que la edificación corresponde a una estructura del tipo II.

Las propiedades de los materiales se consideraron de las pruebas experimentales realizadas. (Flores 2014) en las cuales se ensayaron 4 muros diafragma ante carga horizontal cíclica reversible en su parte superior. El caso considerado fue el MD-4, el cual es un muro de tabique macizo de arcilla, con castillos en sus extremos y dalas en su parte superior, con secciones de 150 x 120 mm, reforzados con 4#4 y E#2@200 mm, con refuerzo horizontal máximo (Alambre de 5/32” con separación horizontal de 7 cm, se colocaron 2 alambres en una hilada y 1 en la siguiente).

Se verificó que se cumplieran los requisitos mínimos de acuerdo con el apartado 2.1 *Piezas*. En la tabla 4.2.6 se enlistan las propiedades mecánicas usadas, la resistencia a compresión, la resistencia a compresión diagonal, el módulo de elasticidad para cargas de corta duración

conforme al apartado 2.8.5.2. *Determinación a partir de la resistencia de diseño a compresión de la mampostería*, y por último el módulo de cortante, como se muestra en el apartado 2.8.6. *Módulo de cortante*.

Tabla 4.2.6 Propiedades mecánicas.

$f_m=$	36	kgf/cm ²	
$v'_m=$	3.5	kgf/cm ²	
$E_m=$	21600	kgf/cm ²	
$G_m=$	4320	kgf/cm ²	

4.2.3. Evaluación de estados límite.

A partir del análisis modal, se obtuvieron las fuerzas por entrepiso, que después se colocaron como fuerzas estáticas en el centro de masa por nivel, y en el sentido de ubicación de los muros diafragma. La rigidez de los muros diafragma se redujo, considerando una reducción del ancho equivalente (b_d).

Por consiguiente, se muestra en la figura 4.2.10 las distorsiones presentes en la estructura, de color azul para la dirección X, de color rojo en la dirección Y, y el estado límite de seguridad contra colapso, para los niveles superiores con línea punteada de color verde y el límite para la planta baja con línea punteada de color amarillo.

Donde:

Y_x Distorsión en la dirección X.

Y_y Distorsión en la dirección X.

ELSCP B Estado límite de seguridad ante colapso para la planta baja.

ELSCP S Estado límite de seguridad ante colapso para los pisos superiores.

Analizando la figura se concluye que se cumple con este requerimiento.

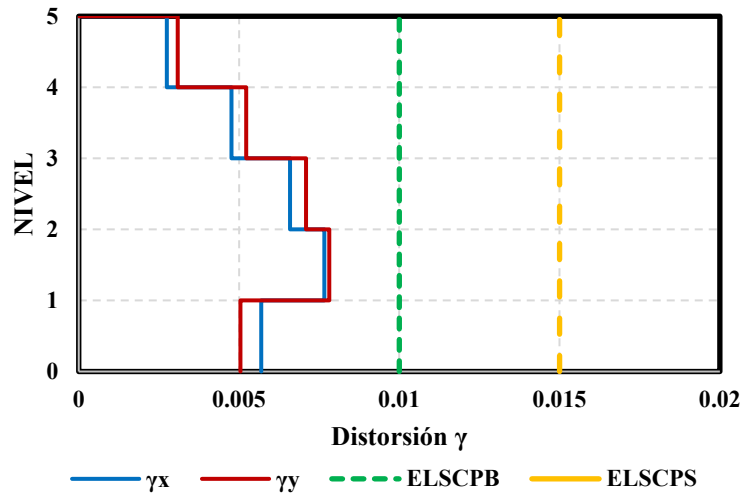


Fig. 4.2.10 Estado límite de seguridad ante colapso.

Para el estado límite ante sismos frecuentes, observamos que las distorsiones no son críticas, como en el caso del estado límite de seguridad ante colapso, (Ver figura 4.2.11) En color azul se muestran las distorsiones en la dirección X, en color rojo en la dirección Y y los estados límite ante sismos frecuentes, en color verde y amarillo.

Donde:

γ_x Distorsión en la dirección X.

γ_y Distorsión en la dirección X.

ELSFEND Estado límite ante sismos frecuentes elementos no desligados.

ELSFED Estado límite ante sismos frecuentes elementos desligados.

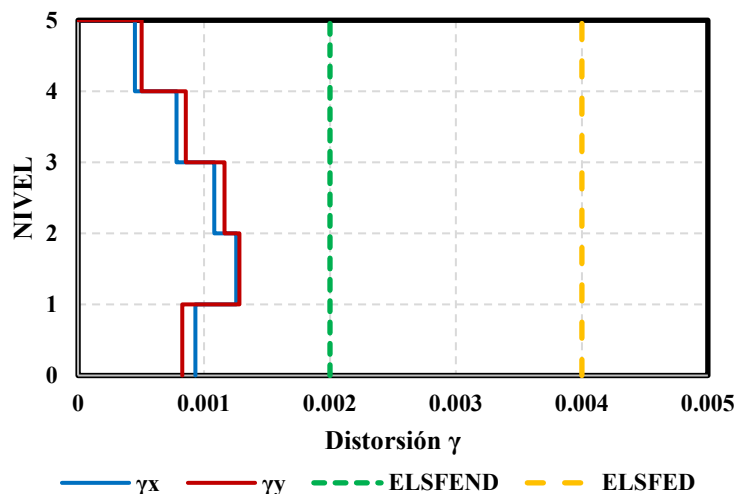


Fig. 4.2.11 Limitación de daños ante sismos frecuentes.

4.2.4 Criterios de diseño de elementos de concreto.

En la tabla 4.2.7 se presentan los apartados usados para el diseño estructural de los elementos de concreto.

Tabla 4.2.7 Criterio de diseño de elementos de concreto.

Elemento estructural	Descripción	Apartado NTC-DC 2017
Elementos de concreto.	Factores de resistencia.	3.7 Factores de Resistencia.
Criterios de diseño de columnas de concreto.	Resistencia a Flexocompresión.	5.2.3 Resistencia a compresión y flexión en dos direcciones. 5.3.3.1.c Elementos sujetos a flexión y carga axial.
	Fuerza cortante sin presfuerzo en las columnas	5.3.3.1 Fuerza cortante que toma el concreto.
Criterios de diseño de vigas de concreto.	Resistencia a flexión.	5.1.3 Resistencia a flexión.
	Resistencia a fuerza cortante	5.3.3.1 Elementos sujetos a flexión y carga axial.

4.2.4.1 Detallado de elementos de concreto.

A continuación, en la tabla 4.2.8 se presentan los apartados considerados para realizar el detallado de columnas y vigas.

Tabla 4.2.8 Detallado de elementos de concreto.

Elemento estructural	Descripción	Apartado NTC-DC 2017
Detallado de columnas.	Recubrimiento en columnas.	4.9.2 Recubrimiento necesario en cuanto a la colocación del concreto.
	Geometría de columnas de baja ductilidad.	7.3.1 Geometría.
	Refuerzo longitudinal.	7.3.3 Refuerzo longitudinal mínimo y máximo.
	Refuerzo transversal.	7.3.4.2 Requisitos para el refuerzo transversal.
	Tamaño de varillas longitudinales y transversales.	5.3.5.1 Refuerzo en vigas y columnas sin presfuerzo.
Detallado de vigas.	Relación entre altura y ancho de la sección transversal.	7.2.1 Requisitos generales.
	Refuerzo a flexión.	7.2.2 Refuerzo mínimo a flexión. 7.2.3 Refuerzo máximo a flexión.
	Tamaño de varillas longitudinales y transversales.	5.3.5.1 Refuerzo en vigas y columnas sin presfuerzo.

4.2.5 Criterios de diseño de muros de mampostería.

El modelo de la diagonal equivalente del código canadiense (CSA S304-14, 2014), es el presente en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería 2017.

Este modelo considera la posible longitud de contacto entre el muro y la columna l_c , y entre el muro y la trabe l_v , que toman en cuenta la rigidez relativa del muro y los elementos del marco en función de sus rigideces a flexión. (SMIE 2019)

De acuerdo con lo anterior en la tabla 4.2.9, se indican los apartados correspondientes al diseño de muros diafragma, por el método de la diagonal equivalente. Al requerir una mayor resistencia a corte de los muros, se consideró colocar acero de refuerzo horizontal entre las juntas, por lo que también se indican los referentes apartados.

Tabla 4.2.9 Criterio de diseño de muros de mampostería.

Elemento estructural	Descripción	Apartado NTC-DM 2020
Criterios de diseño de elementos de mampostería.	Factores de resistencia.	3.1.4 Factores de resistencia.
	Reducción de rigidez para el cálculo de distorsiones.	4.6 Rigidez reducida de muros diafragma.
Criterios de diseño de muros diafragma.	Parámetros de la diagonal equivalente.	4.2.2 Geometría de la diagonal equivalente en muros diafragma. (Ver figura 4.3.12)
	Resistencia a corte.	4.3 Resistencia a corte por aplastamiento de la diagonal de un muro diafragma. 4.4 Fuerza cortante resistente por deslizamiento en muros diafragma. 6.4 Resistencia a cargas laterales.
	Las columnas deben resistir en una longitud igual a una cuarta parte, la mitad de la fuerza cortante que resiste el tablero.	4.8 Interacción marco-muro diafragma. (Ver figura 4.3.13)

Continuación Tabla 4.2.9 Criterio de diseño de muros de mampostería.

Elemento estructural	Descripción	Apartado NTC-DM 2020
	Resistencia a corte de muros diafragma con refuerzo horizontal.	6.4.2 Fuerza cortante resistida por la mampostería. 6.4.3 Fuerza cortante resistida por el acero de refuerzo horizontal.

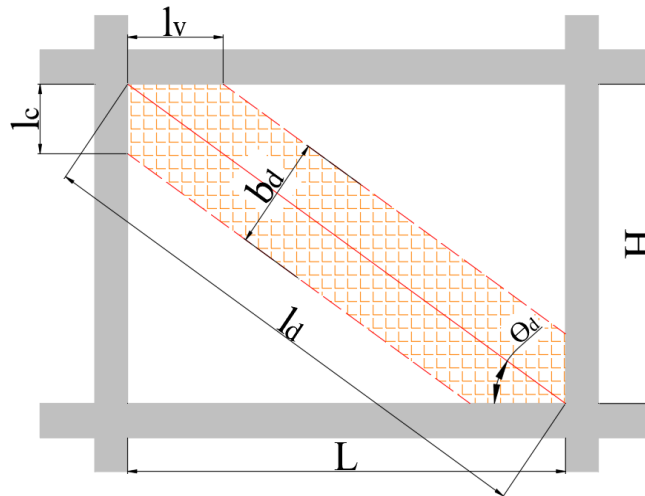


Fig. 4.2.12 Geometría de la diagonal equivalente (NTC-DM 2020).

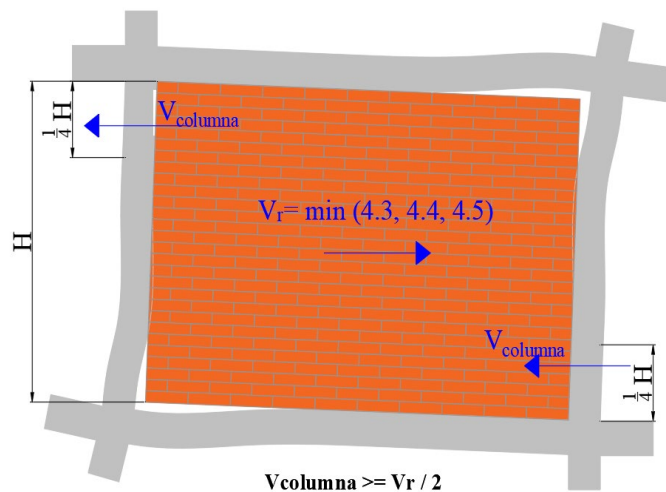


Fig. 4.2.13 Interacción marco-muro diafragma. (NTC-DM 2020).

4.2.5.1 Detallado de muros de mampostería.

En esta sección se presentan los apartados usados para el detallado de los muros diafragma, en la tabla 4.2.10 y las figuras 4.2.14 a 4.2.16.

Tabla 4.2.10 Detallado de muros de mampostería.

Elemento estructural	Descripción	Apartado NTC-DM 2020
Detallado de muros diafragma.	Espesor de la mampostería y resistencias de diseño por deslizamiento y tensión diagonal.	4 Muros diafragma.
	Volteo.	4.7 Volteo del muro diafragma. (Ver figura 4.3.14)
	Refuerzo horizontal.	6.1.2 Tamaño, colocación y separación. (Ver figura 4.3.15)
	Características de los castillos y dalas.	5.1.1 Castillos y Dalas. (Ver figura 4.3.16)

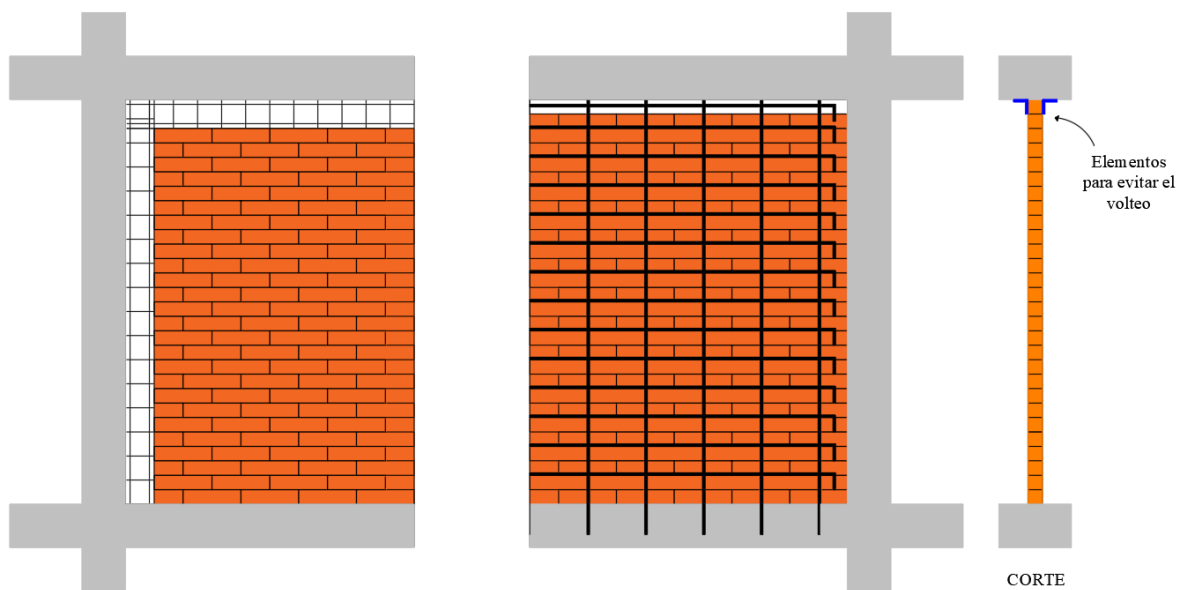


Fig. 4.2.14 Ejemplos esquemáticos de detallado de muros diafragma. (NTC-DM 2020).

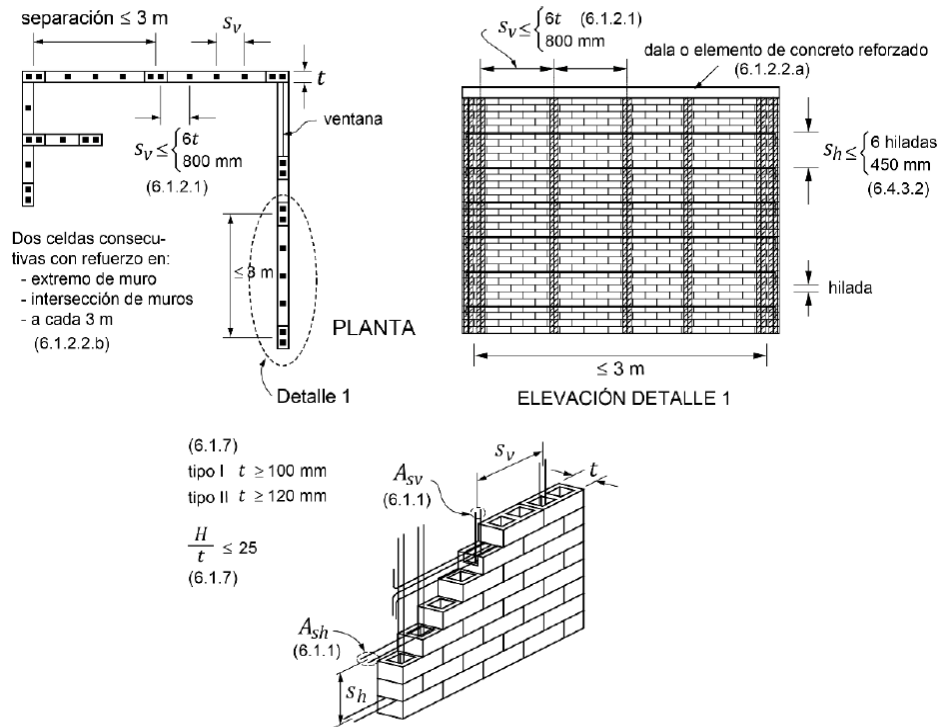


Fig. 4.2.15 Requisitos para mampostería con refuerzo interior. (NTC-DM 2020).

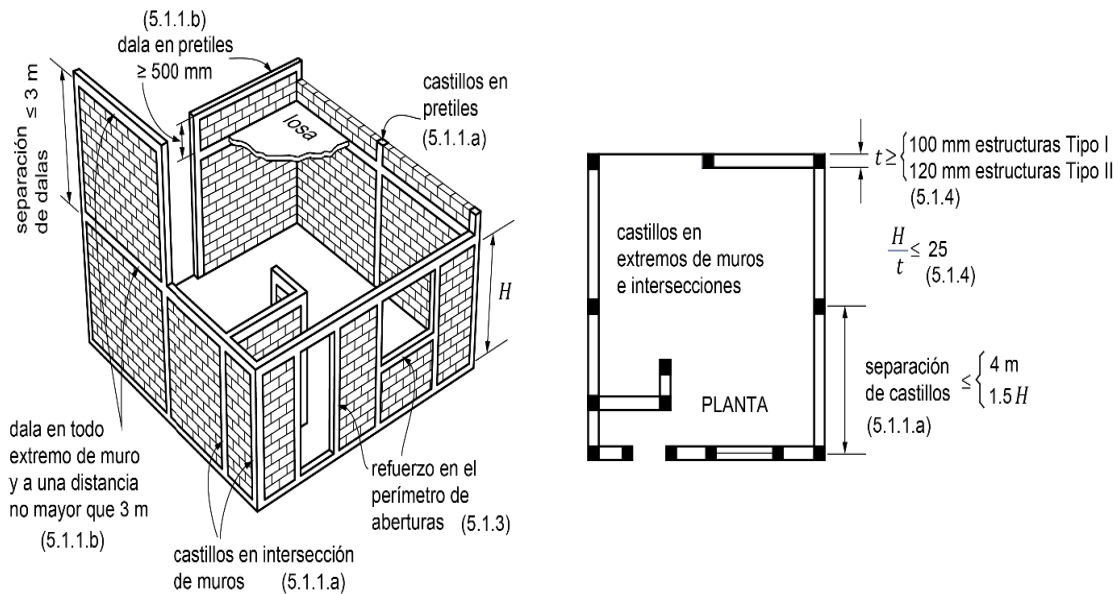


Fig. 4.2.16 Requisitos de mampostería confinada. (NTC-DM 2020).

4.2.6 Resultados del diseño y análisis estructural del modelo E-17.

Se describen las secciones finales de los elementos; se anexa un resumen de éstas en la tabla 4.2.11, y se presentan los resultados globales de la estructura.

Columnas

- **Columnas C-1:** Se encuentran en toda la planta baja, la sección es cuadrada con dimensiones 50 X 50 cm, con 12 varillas del número 6, una cuantía igual a 0.0152. Los estribos con varilla del número 3 en extremos a cada 10 cm y en la parte central a 25 cm. Con un recubrimiento a eje de la varilla igual a 5 cm.
- **Columnas C-2:** Se encuentran en los niveles superiores, la sección es cuadrada con dimensiones 50 X 50 cm, con 4 varillas del número 6 y 8 varillas del número 5, una cuantía igual a 0.0121. Los estribos con varilla del número 3 en extremos a cada 10 cm y en la parte central a 20 cm. Con un recubrimiento a eje de la varilla igual a 5 cm.

Vigas

- **Vigas V-1:** Se encuentran en el perímetro de la planta, en los niveles 1 a 3, la sección es rectangular con dimensiones 25 X 45 cm, con 4 varillas del número 5 y 2 varillas del número 4, una cuantía igual a 0.0105. Los estribos con varilla del número 3 a cada 20 cm. Con un recubrimiento a eje de la varilla igual a 4 cm.
- **Vigas V-2:** Se encuentran en toda la planta excepto en el perímetro, de los niveles 1 a 2, la sección es rectangular con dimensiones 25 X 45 cm, con 4 varillas del número 5 y 1 varillas del número 3, una cuantía igual a 0.0084. Los estribos con varilla del número 3 a cada 20 cm. Con un recubrimiento a eje de la varilla igual a 4 cm.
- **Vigas V-3:** Se encuentran en toda la planta excepto en el perímetro, del nivel 3, y en toda la planta de los niveles 4 y 5, la sección es rectangular con dimensiones 25 X 45 cm, con 4 varillas del número 4 y 4 varillas del número 3, una cuantía igual a 0.0077. Los estribos con varilla del número 3 a cada 20 cm. Con un recubrimiento a eje de la varilla igual a 4 cm.

- **Vigas V-S1:** Son las secundarias y se encuentran en todos los niveles (Ver Apéndice A), la sección es rectangular con dimensiones 20 X 40 cm, con 4 varillas del número 4 y 2 varillas del número 3, una cuantía igual a 0.009. Los estribos con varilla del número 3 a cada 15 cm. Con un recubrimiento a eje de la varilla igual a 4 cm.

Tabla 4.2.11 Resumen de las secciones de columnas y trabes del caso E-17.

Tipo de sección	Nombre	Dimensiones [cm]	Acero longitudinal	Acero transversal	Cuantía longitudinal	Recubrimiento [cm]
Columnas	C-1	50 X 50	12#6	E#3@10 cm en extremos E#3@25 cm en parte central	0.0152	5
	C-2	50 X 50	4#6 y 8#5	E#3@10 cm en extremos E#3@20 cm en parte central	0.0121	5
Vigas Principales	V-1	25 X 45	4#5 y 2#4	E#3@20 cm	0.0105	4
	V-2	25 X 45	4#5 y 1#3	E#3@20 cm	0.0084	4
	V-3	25 X 45	4#4 y 4#3	E#3@20 cm	0.0077	4
Vigas Secundarias	V-S1	20 X 40	4#4 y 2#3	E#3@15 cm	0.009	4

Muros diafragma

- **Muros PB-300:** Están ubicados en la dirección Y de la planta baja, entre las crujiás de 3 m (Ver Apéndice A). Los muros son de tabique macizo de arcilla, con castillos en sus extremos y dala en su parte superior, con secciones de 15 X 12 cm, reforzados con 4 varillas del número 4 y estribos del número 2 a cada 20 cm y con cuantía de refuerzo horizontal máxima. Se usaron alambres de 3.97 mm (5/32 pulg) con área de $a_s = 0.124 \text{ cm}^2$ y se consideró la altura de las hiladas de $sh = 7 \text{ cm}$ (6 cm de la pieza y 10 cm de junta de mortero). Se colocan dos alambres en una hilada y uno en la

siguiente que se puede tomar como tres alambres en dos hiladas 14 cm o un equivalente de 1.5 alambres por hilada.

- **Muros PB-350:** Están ubicados en la dirección Y de la planta baja, entre las crujías de 3.5 m (Ver Apéndice A). Las demás características son iguales a las del muro PB-300.
- **Muros N-300:** Están ubicados en la dirección X y Y de los niveles superiores, entre las crujías de 3 m (Ver Apéndice A). Las demás características son iguales a las del muro PB-300.
- **Muros N-350:** Están ubicados en la dirección Y de los niveles superiores, entre las crujías de 3.5 m (Ver Apéndice A). Las demás características son iguales a las del muro PB-300.

Edificio modelo E-17

- El periodo fundamental de la estructura en la dirección X es 0.46 s, con un peso modal efectivo en la dirección X igual al 87% del peso total de la estructura. Tomando en cuenta el periodo se tiene un coeficiente sísmico de 0.19. (Ver figura 4.2.17)

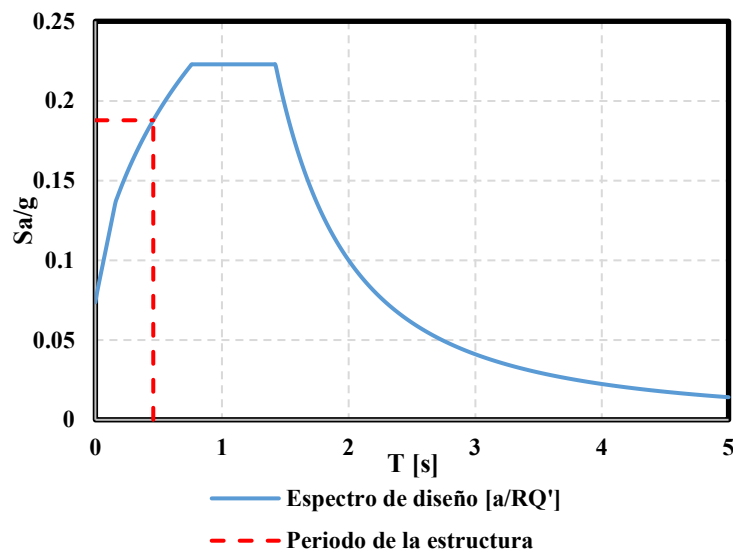


Fig. 4.2.17 Espectro de diseño y periodo fundamental de la estructura.

- Se presenta la rigidez lateral en dirección X y Y. (Ver figura 4.2.18. Y la distribución de fuerzas cortantes en altura en dirección X y Y del caso de estudio E-17. (Ver figura 4.2.19)

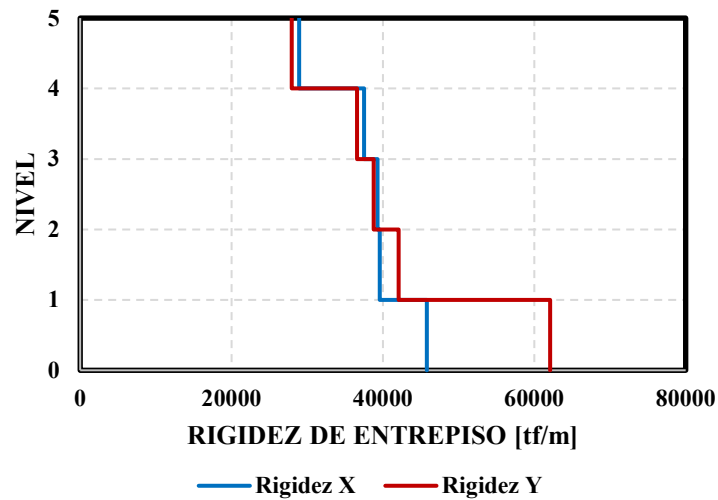


Fig. 4.2.18 Rigidez de entrepiso dirección X y Y.

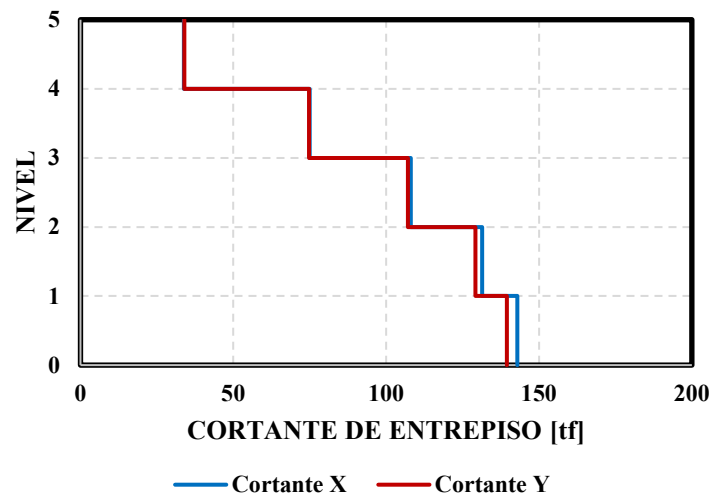


Fig. 4.2.19 Cortante de entrepiso dirección X y Y.

Capítulo 5

5. Diseño estructural caso E-76.

En el presente capítulo se aborda la metodología empleada en el diseño estructural del caso de estudio E-76, los capítulos y apartados de las NTC 1976, correspondientes al diseño de los elementos estructurales, así como los resultados obtenidos.

5.1 Normas Técnicas Complementarias utilizadas para el diseño.

Para diseñar la edificación siguiente se usó la siguiente normativa:

- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1976.
- Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1976).
- Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1976).

En la figura 5.1.1 se muestra la metodología empleada en el diseño estructural del caso E-76 por medio de un diagrama de bloques.

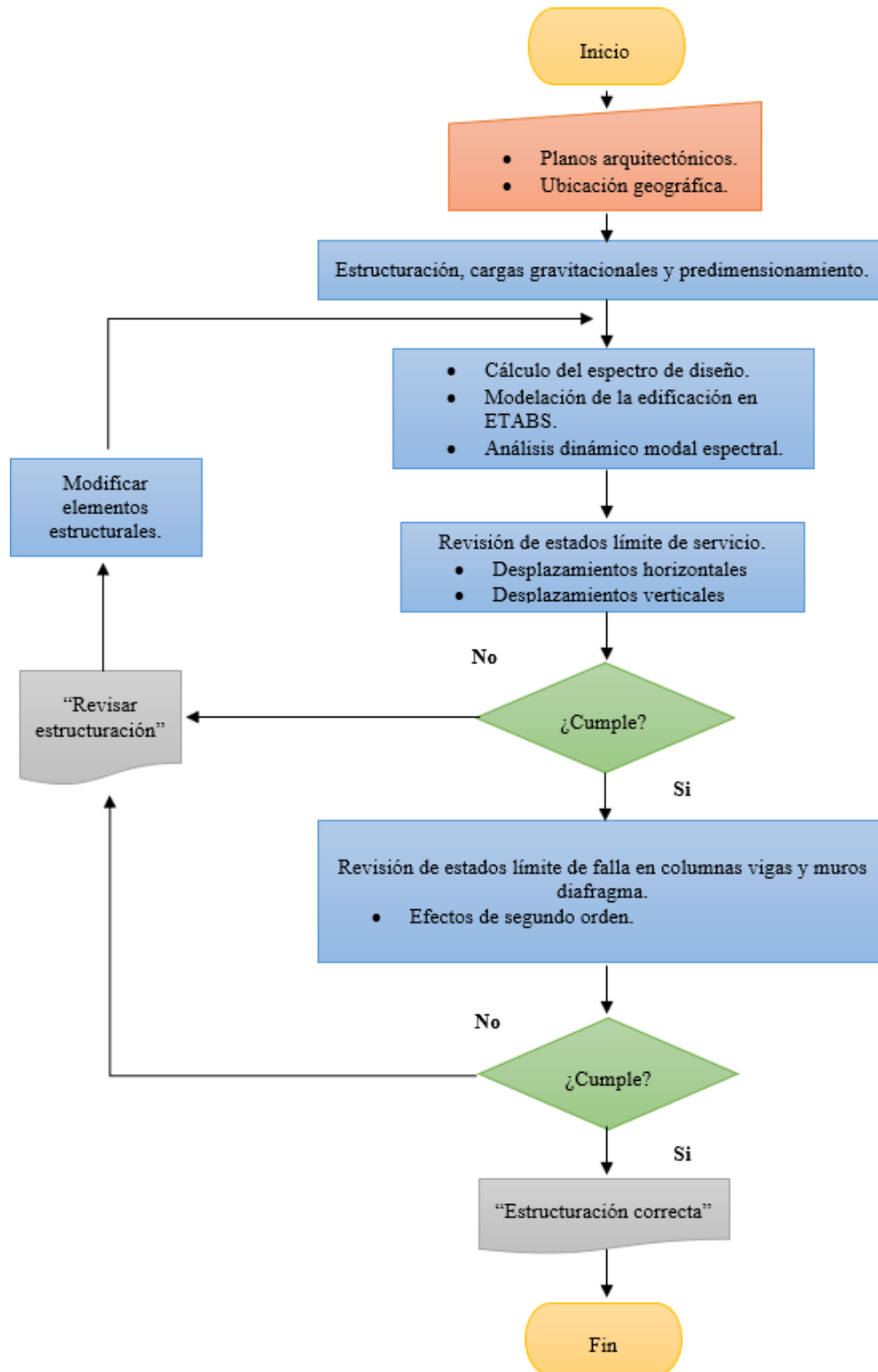


Fig. 5.1.1 Diagrama de bloques utilizado para el diseño estructural del edificio E-76.

5.2 Descripción General del proceso de diseño.

Se presenta la modelación que se optó para el diseño estructural del modelo E-17, la normatividad empleada, los resultados obtenidos y las secciones finales de los elementos estructurales. En los años 70's se diseñaban estas estructuras basándose en el método simplificado, y no con herramientas computacionales.

5.2.1 Modelado de la estructura en ETABS.

El modelado de la estructura se realizó en el software ETABS, en el que las columnas se modelaron como elementos tipo barra, trabajando a flexocompresión, y si es el caso, flexotensión. Mientras que el sistema de piso se modeló como un elemento shell thick. (Ver figura 5.2.1)

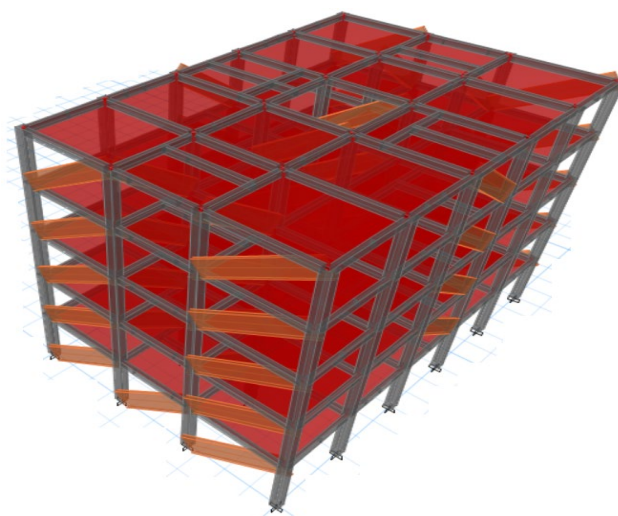


Fig. 5.2.1 Modelado de la edificación en el software ETABS.

Por otro lado, los muros diafragma se modelaron por el método de la diagonal equivalente, siguiendo la metodología propuesta por Bazán 1980, de ese tiempo, esto debido a que no se especificaba en las NTC 1976, algún método para el modelado de estos muros.

El módulo de elasticidad axial de la diagonal se toma como el de la mampostería, a pesar de que éste generalmente se obtiene para deformaciones de compresión normal a las juntas; mientras que aquí el eje de la diagonal está inclinado con respecto a las mismas.

El área de la diagonal se calcula mediante el producto del espesor t , y una anchura equivalente, b_d .

5.2.2. Criterios de análisis estructural.

Se presentan los capítulos empleados del RCDF de 1976 y las NTC 1976 para el diseño de los elementos estructurales, así como los resultados obtenidos.

5.2.2.1. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1976.

- I. Del capítulo *XXXIV Procedimiento para evaluación de la seguridad*, se consideran los factores de carga del artículo 220 *Factores de carga*.
- II. Del capítulo *XXXV Cargas muertas*, se aborda lo referente al artículo 224 *Carga muerta adicional para pisos de concreto*. Además, se indican los valores correspondientes a cada nivel en la tabla 5.2.1
- III. Del capítulo *XXXVI Cargas vivas*, el artículo 227 *Valores nominales*, se encuentra la tabla de cargas vivas unitarias de diseño. Al igual que en el caso anterior en la tabla 5.2.1 se muestran los valores de las cargas unitarias por nivel.

Tabla 5.2.1 Cargas unitarias de diseño muertas, vivas y accidentales.

Nivel	Carga muerta [kgf/m ²]	Carga Viva Máxima [kgf/m ²]	Carga Viva Accidental [kgf/m ²]
N1-N4	194	120	90
N5 (Azotea)	285	100	70

- IV. Del capítulo *XXXVII Diseño por Sismo*, se describen los artículos usados:
 - Artículo 231 *Zonas* donde se consideran las siguientes zonas de la I a la IV.
 - Artículo 232 *Clasificación de las construcciones según su uso*, para este caso los edificios de uso habitacional se encuentran en el Grupo B.
 - Artículo 233 *Clasificación de las construcciones según el tipo de estructura*, el tipo es el 1 correspondiente a edificios y naves industriales.
 - En el Artículo 234 *Coefficiente sísmico* se muestra el mapa de la figura 5.2.2, el cual clasifica el suelo de la Ciudad de México en cuatro zonas. Por medio de herramientas

computacionales (AutoCAD), se determinó que la edificación se encuentra en la zona de transición, con un coeficiente sísmico de 0.2.

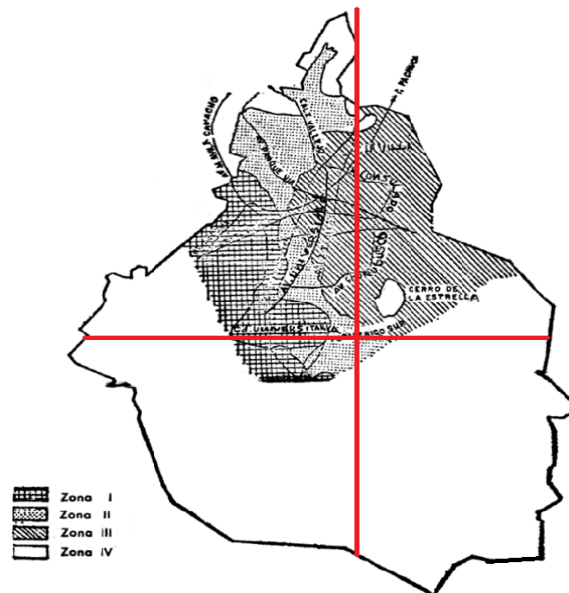


Fig. 5.2.2 Zonificación del Distrito Federal en cuanto a tipos de subsuelo. (RCDF 1976)

- En el artículo 235 *Reducción por ductilidad*, indica que, para fines de diseño para un análisis dinámico modal, las ordenadas de los espectros de diseño sísmico se dividirán entre el factor Q' , obtenido en el artículo 236 *Espectro para diseño sísmico*. Las deformaciones se calculan multiplicando por Q , las causadas por las fuerzas sísmicas reducidas. Conforme al tipo de estructuración, el factor de comportamiento sísmico es $Q = 2$.
- En el artículo 236 *Espectro para diseño sísmico*, se presentan las expresiones correspondientes, para realizar el análisis dinámico modal. Los demás factores se obtienen con respecto al tipo de suelo, mostrados en la tabla 5.2.2.

Tabla 5.2.2 Valores de a_0 , T_1 , T_2 y r .

ZONA	a_0	T_1	T_2	r
II	0.045	0.5	2	2/3

Basado en las expresiones anteriores en la figura 5.2.3, se muestra el espectro elástico con línea de color rojo y el de diseño con línea de color azul. Se observa que las aceleraciones espectrales máximas de diseño corresponden a 0.1g:

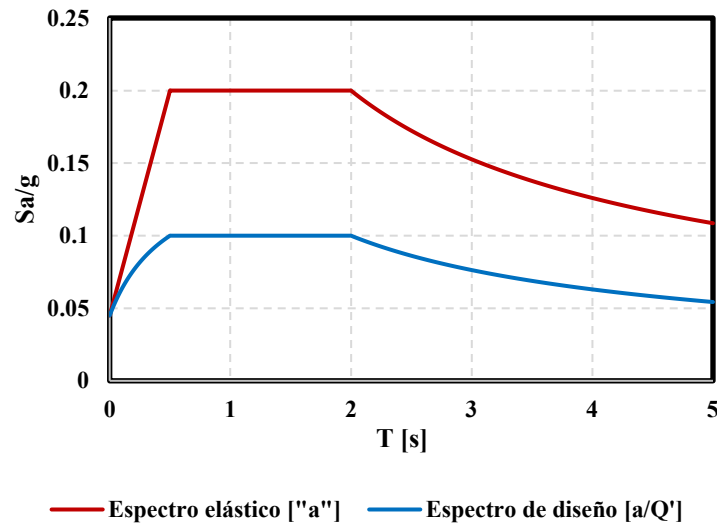


Fig. 5.2.3 Espectro elástico y de diseño modelo E-76.

- En el artículo 237 *Criterio de análisis*, menciona que las estructuras se analizan, bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales del movimiento del terreno. El análisis de los efectos debidos a cada componente del movimiento del terreno, debe satisfacer los siguientes requisitos:

Los efectos de segundo orden se toman en cuenta, cuando la deformación total de un entrepiso dividida entre su altura, medida de piso a piso, sea mayor que 0.08 veces la relación entre la fuerza cortante del entrepiso, y las fuerzas verticales debidas a acciones permanentes y variables, que obren encima de éste.

En el diseño de marcos, que contengan tableros de mampostería que formen parte integrante de la estructura, las fuerzas cortantes que obran en ellos son equilibradas por fuerzas axiales y cortantes, en los miembros que constituyen el marco. Se revisa que las esquinas del marco sean capaces de resistir los esfuerzos causados por los empujes, que sobre ellas ejercen los tableros.

La excentricidad torsional calculada en cada nivel, se toma como la distancia entre el centro de torsión del nivel correspondiente y la fuerza cortante en dicho nivel.

V. El artículo 242 *Estado límite por desplazamientos horizontales*, indica que las deformaciones laterales de cada entrepiso, debidas a fuerza cortante, no excederán de 0.008 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo donde los elementos que no forman parte integrante de la estructura estén ligados a ella, en tal forma que no sufran daños por las deformaciones de ésta. En este caso, el límite en cuestión deberá tomarse igual a 0.016.

VI. El artículo 207 *Estado límite de servicio*, hace mención a las siguientes revisiones:

Flecha vertical, incluyendo los efectos a largo plazo, igual a 0.5 cm, más el claro entre 240.

Una deflexión horizontal entre dos niveles sucesivos, de una estructura igual a 1/250 de altura de entrepiso, para estructuras que no tengan ligados elementos no estructurales que puedan dañarse con pequeñas deformaciones, e igual a 1/500 de la altura del entrepiso para otros casos.

5.2.2.2. Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1976)

Se consideran los efectos de esbeltez de acuerdo con el apartado 1.3.2 *Efectos de esbeltez*.

Las propiedades de los materiales, se encuentran en el apartado 1.4 *Materiales*, de lo cual la resistencia a compresión del concreto es de 250 kgf/cm², y para el diseño se considera $f_c^* = 200$ kgf/cm². Las propiedades de los materiales se indican en la tabla 5.2.3.

Tabla 5.2.3 Propiedades mecánicas de los elementos de concreto.

$f_c =$	250	kgf/cm ²
$f'_c =$	170	kgf/cm ²
$f_y =$	4200	kgf/cm ²
$E =$	158114	kgf/cm ²

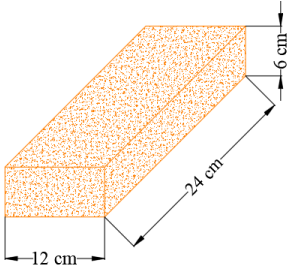
5.2.2.3. Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1976).

A continuación, se presentan los apartados usados para el diseño de los muros diafragma, así como sus especificaciones.

Las propiedades mecánicas de los muros diafragma se consideraron de las pruebas experimentales realizadas por Esteva en 1966, a muros diafragma, con el objetivo de contar con las propiedades reales de los materiales en esa época. Aunado a esto, se revisó que las propiedades de los materiales cumplieran con el apartado 2.4.4 *Módulo de elasticidad*; para cargas de corta duración de mampostería de tabique de barro y otras piezas. Así como las demás revisiones de las NTC-DM-1976.

En la tabla 5.2.4 se enlistan las propiedades mecánicas de los materiales usadas en el diseño y las dimensiones del bloque:

Tabla 5.2.4 Propiedades mecánicas de los muros diafragma.

$f_m=$	27.5	kgf/cm ²	
$v'_m=$	3.5	kgf/cm ²	
$E_m=$	110000	kgf/cm ²	
$G_m=$	3300	kgf/cm ²	

5.2.3. Evaluación de estados límite.

En la figura 5.2.4, se muestran las distorsiones obtenidas de la evaluación de los desplazamientos horizontales, en línea de color azul las distorsiones en la dirección X, en línea de color rojo las distorsiones en dirección Y y en línea punteada verde la limitante. Se aprecia como las distorsiones de la estructura se encuentran por debajo de la distorsión máxima permisible de 0.008. (Ver figura 5.2.4)

Donde:

- γ_x Distorsión en la dirección X.
- γ_y Distorsión en la dirección X.
- ELDH Estado límite ante desplazamientos horizontales.

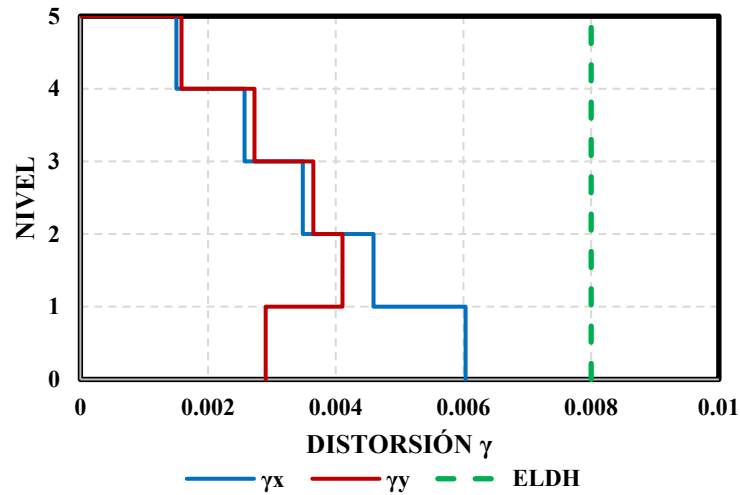


Fig. 5.2.4 Estado límite de desplazamientos horizontales.

Se cumple con la revisión correspondiente a la flecha en vigas, ya que los claros no son lo suficientemente largos para ser demandados.

5.2.4 Criterios de diseño de elementos de concreto.

En la tabla 5.2.5 se mencionan los apartados utilizados en el diseño de los elementos de concreto, para columnas y vigas.

Tabla 5.2.5 Criterio de diseño de elementos de concreto.

Elemento estructural	Descripción	Apartado NTC-DC 1976
Elementos de concreto.	Factores de resistencia.	1.6 Factores de Resistencia.
Criterios de diseño de columnas de concreto.	Resistencia a Flexocompresión.	2.1.3 Flexocompresión.
	Fuerza cortante sin presfuerzo en las columnas	2.1.5 Fuerza cortante en la sección II Miembros sujetos a flexión y carga axial.
Criterios de diseño de vigas de concreto.	Resistencia a flexión.	2.1.2 Flexión.
	Resistencia a fuerza cortante	2.1.5 Fuerza cortante.

5.2.4.1 Detallado de elementos de concreto.

El detallado de los elementos de concreto, se consideran de acuerdo con los apartados mencionados en la tabla 5.2.6:

Tabla 5.2.6 Detallado de elementos de concreto.

Elemento estructural	Descripción	Apartado NTC-DC 1976
Detallado de columnas.	Recubrimiento en columnas.	3.4 Recubrimiento.
	Refuerzo longitudinal.	4.2.1 Refuerzo mínimo y máximo
	Refuerzo transversal.	4.2.2 Requisitos para el refuerzo transversal.
Detallado de vigas.	Refuerzo a flexión.	2.1.2 Flexión.
	Refuerzo transversal.	4.2.2 Requisitos para el refuerzo transversal.
	Geometría de la sección.	2.1.5 Fuerza cortante.

5.2.5 Criterios de diseño de muros de mampostería.

En la tabla 5.2.7, se mencionan los apartados referentes al análisis de los muros diafragma y a la resistencia a cargas laterales.

Tabla 5.2.7 Criterio de diseño de muros de mampostería.

Elemento estructural	Descripción	Apartado NTC-DM 1976
Elementos de mampostería.	Factores de resistencia.	4.1 Factores de reducción de resistencia.
	Determinación de fuerzas internas.	4.3 Análisis.
	Las columnas y las vigas deben resistir una cuarta parte de la fuerza cortante que resiste el tablero.	4.5 Resistencia a cargas laterales.
Criterios de diseño de muros diafragma.	Resistencia a corte.	3.3 Resistencia de muros a cargas laterales. 4.5.3 Fuerza cortante resistida por la mampostería.

5.2.6. Resultados del diseño y análisis estructural del modelo E-76.

A continuación, se describen las secciones finales de los elementos estructurales y los resultados globales de la estructura.

Columnas

- **Columnas C-1:** Se encuentran en toda la planta baja, la sección es cuadrada con dimensiones 30 X 30 cm, con 4 varillas del número 8 y 8 varillas del número 6, una cuantía igual a 0.0552. Los estribos con varilla del número 3 en extremos a cada 10 cm y en la parte central a 25 cm. Con un recubrimiento a eje de la varilla igual a 4 cm.
- **Columnas C-2:** Se encuentran en los niveles superiores, la sección es cuadrada con dimensiones 30 X 30 cm, con 4 varillas del número 6 y 8 varillas del número 5, una

cuantía igual a 0.0349. Los estribos con varilla del número 3 en extremos a cada 10 cm y en la parte central a 20 cm. Con un recubrimiento a eje de la varilla igual a 4 cm.

Vigas

- **Vigas V-1:** Se encuentran en el perímetro de la planta, en los niveles 1 a 2, la sección es rectangular con dimensiones 15 X 30 cm, con 4 varillas del número 5 y 1 varilla del número 4, una cuantía igual a 0.0228. Los estribos con varilla del número 2 a cada 10 cm. Con un recubrimiento a eje de la varilla igual a 3 cm.
- **Vigas V-2:** Se encuentran en los anillos centrales de la planta, en los niveles 1 a 2, la sección es rectangular con dimensiones 15 X 30 cm, con 4 varillas del número 5 y 2 varillas del número 3, una cuantía igual a 0.0231. Los estribos con varilla del número 2 a cada 10 cm. Con un recubrimiento a eje de la varilla igual a 3 cm.
- **Vigas V-S1:** Estas vigas secundarias se encuentran en dirección Y en los niveles 1 y 2, la sección es rectangular con dimensiones 15 X 30 cm, con 4 varillas del número 4, una cuantía igual a 0.0125. Los estribos con varilla del número 2 a cada 10 cm. Con un recubrimiento a eje de la varilla igual a 3 cm.
- **Vigas V-S2:** Estas vigas secundarias se encuentran en dirección X en los niveles 1 y 2, la sección es rectangular con dimensiones 15 X 30 cm, con 4 varillas del número 4 y 2 varillas del número 3, una cuantía igual a 0.016. Los estribos con varilla del número 2 a cada 10 cm. Con un recubrimiento a eje de la varilla igual a 3 cm.
- **Vigas V-3:** Se encuentran en todo el nivel 3, la sección es rectangular con dimensiones 15 X 30 cm, con 4 varillas del número 5, una cuantía igual a 0.0195. Los estribos con varilla del número 2 a cada 10 cm. Con un recubrimiento a eje de la varilla igual a 3 cm.
- **Vigas V-S3:** Estas vigas secundarias se encuentran en dirección X y Y en el nivel 3, la sección es rectangular con dimensiones 15 X 30 cm, con 4 varillas del número 4 y 3 varillas del número 3, una cuantía igual a 0.0178. Los estribos con varilla del número 2 a cada 10 cm. Con un recubrimiento a eje de la varilla igual a 3 cm.
- **Vigas V-4:** Se encuentran en todo el nivel 4, también para las vigas secundarias, la sección es rectangular con dimensiones 15 X 30 cm, con 4 varillas del número 4 y 2

varillas del número 3, una cuantía igual a 0.016. Los estribos con varilla del número 2 a cada 10 cm. Con un recubrimiento a eje de la varilla igual a 3 cm.

- **Vigas V-5:** Se encuentran en el perímetro de la planta, en el nivel 5, la sección es rectangular con dimensiones 15 X 30 cm, con 4 varillas del número 3, una cuantía igual a 0.007. Los estribos con varilla del número 2 a cada 10 cm. Con un recubrimiento a eje de la varilla igual a 3 cm.
- **Vigas V-6:** Se encuentran en los anillos centrales de la planta, en el nivel 5, la sección es rectangular con dimensiones 15 X 30 cm, con 4 varillas del número 4 y 2 varillas del número 3, una cuantía igual a 0.016. Los estribos con varilla del número 2 a cada 10 cm. Con un recubrimiento a eje de la varilla igual a 3 cm.
- **Vigas V-S4:** Estas vigas secundarias se encuentran en dirección X y Y en el nivel 5, la sección es rectangular con dimensiones 15 X 30 cm, con 5 varillas del número 3, una cuantía igual a 0.0088. Los estribos con varilla del número 2 a cada 10 cm. Con un recubrimiento a eje de la varilla igual a 3 cm.

Se presenta la tabla 5.2.8, con un resumen de las secciones de columnas y vigas del modelo.

Tabla 5.2.8 Resumen de las secciones de columnas y trabes del caso E-76.

Tipo de sección	Nombre	Dimensiones [cm]	Acero longitudinal	Acero transversal	Cuantía longitudinal	Recubrimiento [cm]
Columnas	C-1	30 X 30	4#8 y 8#6	E#3@10 cm en extremos E#3@25 cm en parte central	0.0552	4
	C-2	30 X 30	4#6 y 8#5	E#3@10 cm en extremos E#3@20 cm en parte central	0.0349	4
Vigas Principales	V-1	15 X 30	4#5 y 1#4	E#2@10 cm	0.0228	3
	V-2	15 X 30	4#5 y 2#3	E#2@10 cm	0.0231	3
	V-3	15 X 30	4#5	E#2@10 cm	0.0195	3
	V-4	15 X 30	4#4 y 2#3	E#2@10 cm	0.016	3
	V-5	15 X 30	4#3	E#2@10 cm	0.007	3
	V-6	15 X 30	4#4 y 2#3	E#2@10 cm	0.016	3
Vigas Secundarias	V-S1	15 X 30	4#4	E#2@10 cm	0.0125	3
	V-S2	15 X 30	4#4 y 2#3	E#2@10 cm	0.016	3
	V-S3	15 X 30	4#4 y 3#3	E#2@10 cm	0.0178	3
	V-S4	15 X 30	5#3	E#2@10 cm	0.0088	3

Muros diafragma

- **Muros PB-300:** Están ubicados en la dirección Y de la planta baja, entre las crujeas de 3 m (Ver Apéndice A). Los muros son de tabique macizo de arcilla, con castillos en sus extremos y dala en su parte superior, con secciones de 15 X 12 cm, reforzados con 4 varillas del número 4 y estribos del número 2 a cada 20 cm.

- **Muros PB-350:** Están ubicados en la dirección Y de la planta baja, entre las crujías de 3.5 m (Ver Apéndice A). Las demás características son iguales a las del muro PB-300.
- **Muros N-300:** Están ubicados en la dirección X y Y de los niveles superiores, entre las crujías de 3 m (Ver Apéndice A). Las demás características son iguales a las del muro PB-300.
- **Muros N-350:** Están ubicados en la dirección Y de los niveles superiores, entre las crujías de 3.5 m (Ver Apéndice A). Las demás características son iguales a las del muro PB-300.

Los planos estructurales del caso E-76 se presentan en el apéndice A, a diferencia del caso E-17 los muros no cuentan con castillos ni dalas.

Edificio

- El periodo de la estructura en la dirección X es 0.75 s, con un peso modal efectivo en la dirección X igual al 87% del peso total de la estructura. Tomando en cuenta el periodo fundamental de la estructura se tiene un coeficiente sísmico de 0.1. (Ver figura 5.2.5)

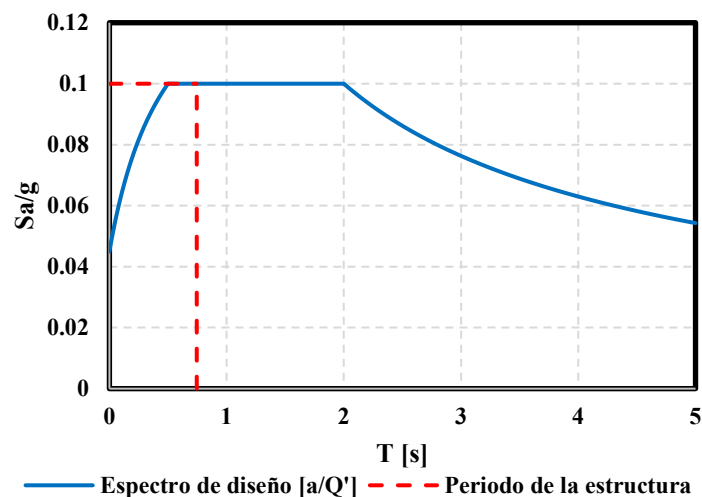


Fig. 5.2.5 Espectro de diseño y periodo fundamental de la estructura.

- Se presenta la rigidez lateral en dirección X con línea azul y en la dirección Y con línea roja del modelo E-76. (Ver figura 5.2.6)

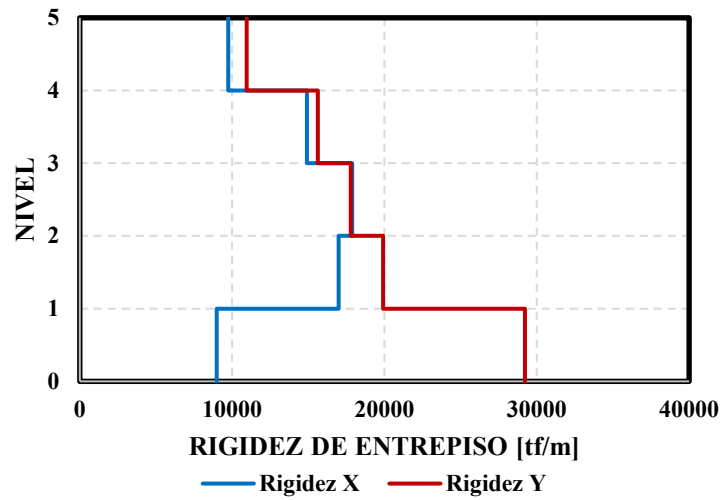


Fig. 5.2.6 Rigidez de entrepiso dirección X y Y.

- Se presenta la distribución de fuerzas cortantes en altura en dirección X con línea azul y en la dirección Y con línea roja del modelo E-76 (Ver figura 5.2.7)

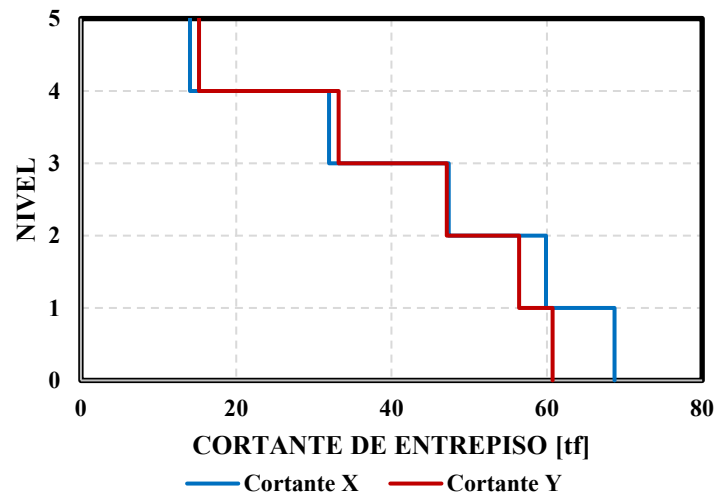


Fig. 5.2.7 Cortante de entrepiso dirección X y Y.

Capítulo 6

6. Revisión del caso de estudio E-76 con las NTC del 2017-2020.

Se desea conocer si el caso E-76 diseñado con el RCDF de 1976, genera una planta baja débil, de acuerdo a las revisiones de las NTC 2017-2020. Basándose en la metodología empleada en el diseño del caso E-17, y haciendo énfasis, en los requerimientos más representativos:

- I. El espectro de diseño se ve modificado por un factor de irregularidad de 0.7. Por esta razón, las aceleraciones espectrales (Ver figura 6.1) son incrementadas en un valor igual a 0.25 g conforme al periodo de la estructura de 0.75 s.

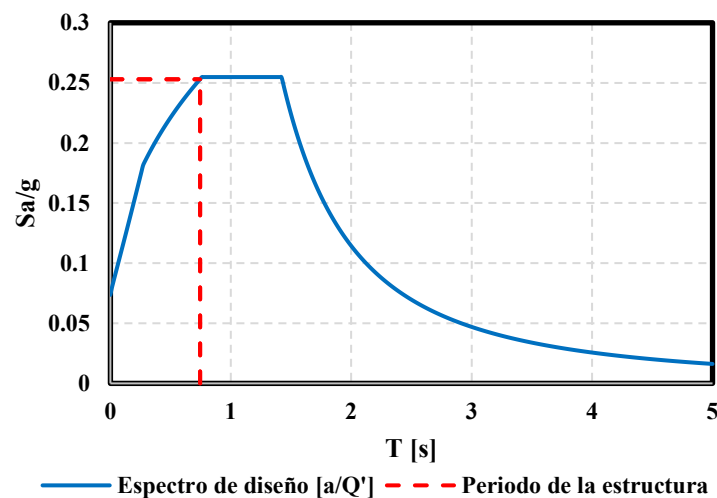


Fig. 6.1 Espectro de diseño de la revisión del modelo E-76.

- II. La revisión de los estados límite de seguridad contra colapso, para las dos direcciones de análisis se muestra en la figura 6.2. En línea de color azul las distorsiones en la dirección X, en línea de color rojo las distorsiones en la dirección Y, en línea punteada de color verde la limitante para sistemas formados por marcos y muros diafragma, y la línea punteada de color amarillo conforme a la planta baja.

Donde:

γ_x Distorsión en la dirección X.

γ_y Distorsión en la dirección Y.

ELSCPS Estado límite de seguridad ante colapso para los pisos superiores.

ELSCPB Estado límite de seguridad ante colapso para la planta baja.

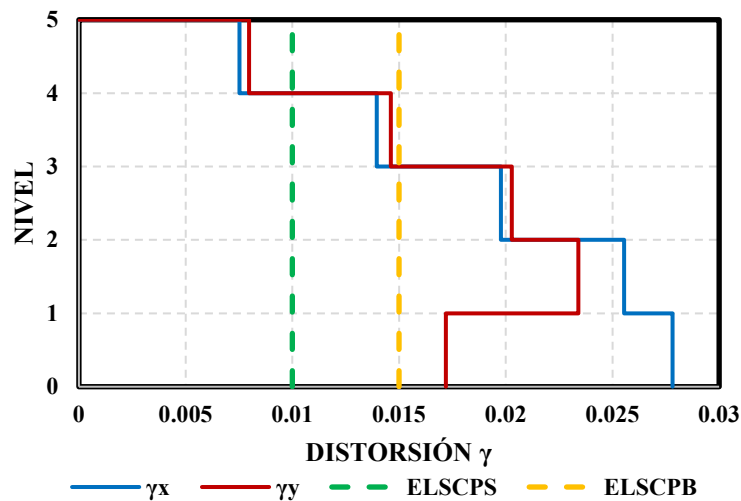


Fig. 6.2 Estado límite de seguridad contra colapso, de la revisión del modelo E-76.

Del mismo modo, en la figura 6.3, se muestra la revisión de la limitación de daños ante sismos frecuentes; con línea de color azul las distorsiones en la dirección X, con línea de color rojo las distorsiones en la dirección Y, las limitantes con línea punteada de color verde para elementos no desligados y con línea punteada color amarillo para elementos desligados.

Donde:

γ_x Distorsión en la dirección X.

γ_y Distorsión en la dirección Y.

ELSFEND Estado límite ante sismos frecuentes elementos no desligados.

ELSFED Estado límite ante sismos frecuentes elementos desligados.

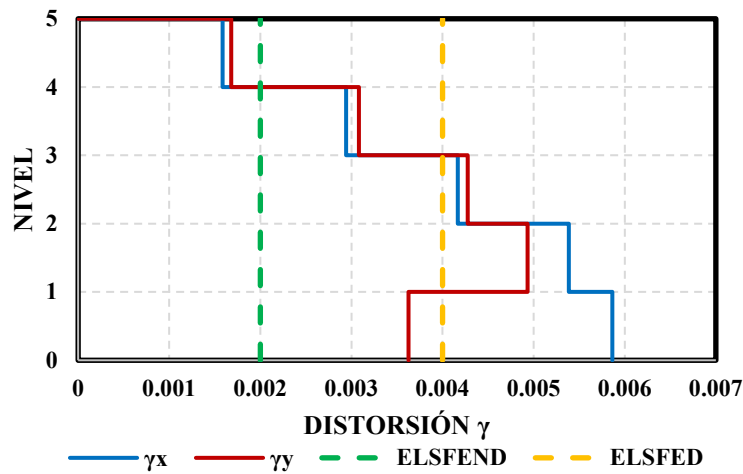


Fig.6.3 Limitación de daños ante sismos frecuentes, de la revisión del modelo E-76.

III. Se cumple con las revisiones para el diseño de las columnas, no obstante, son esforzadas alrededor de un 90% a flexocompresión en la dirección X, para las columnas de la planta baja de sección C-1. (Ver figura 6.4)

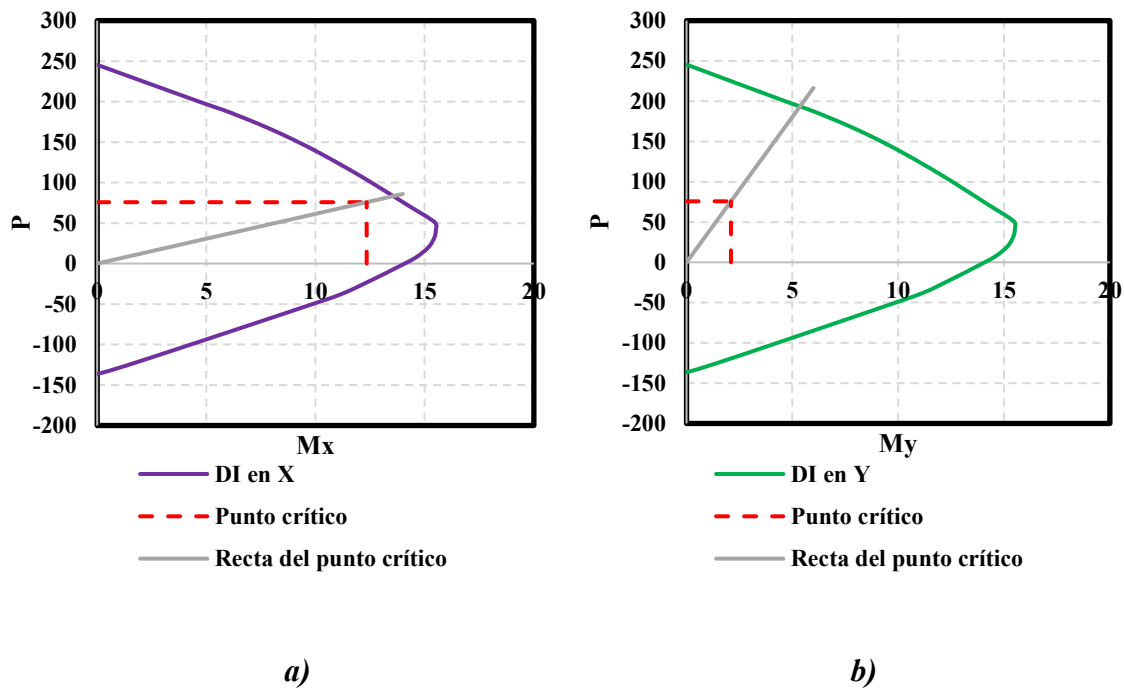


Fig. 6.4 Diagrama de interacción de la columna C-1 en la dirección X inciso a) y Y inciso b).

- IV. Los elementos mecánicos en las vigas se incrementaron, debido al aumento en las ordenadas espectrales. Sin embargo, no se superó la resistencia ni a flexión ni a cortante. Aun así, en las vigas del último nivel, no se cumplió con el requerimiento del apartado 7.2.2 *Refuerzo mínimo a flexión*.
- V. Debido al incremento de la fuerza cortante, la demanda en los muros diafragma fue mayor, lo que condujo a que trabajaran en más del 100% de su capacidad, de la planta baja al nivel 3. Otras razones por las que se sobreesforzaron los muros, fue a la baja calidad de los materiales, que se tenían en el año 1976, un ejemplo de esto es, el módulo de elasticidad de 11,000 kgf/cm² de la mampostería.
- VI. Los marcos en estos sistemas deberán ser capaces de resistir, sin contar con la contribución de los muros diafragma, por lo menos el 70% de la fuerza cortante actuante. A continuación, se presenta tabla 6.1 con los resultados obtenidos.

Se puede observar que no se cumple la revisión, para el marco A, debido a que es uno de los marcos que se encuentran en los extremos del edificio y, por ende, la demanda es mayor.

Tabla 6.1 Revisión del 70 % de la fuerza cortante.

Dirección	Eje del marco	70 % del cortante total [tf]	Cortante resistente sin muros [tf]	Criterio
X	1	88.03	188.90	CUMPLE
	2	124.79	188.90	CUMPLE
	3	123.06	188.90	CUMPLE
	4	94.66	188.90	CUMPLE
Y	A	136.68	125.93	NO CUMPLE
	C	63.90	125.93	CUMPLE
	D	61.89	125.93	CUMPLE
	F	112.51	125.93	CUMPLE

- VII. En la revisión de la planta baja débil, siguiendo la metodología del capítulo 3, se presenta en la figura 6.5 inciso a, el cortante de diseño en las columnas, para esto se analizaron todas las combinaciones de diseño y se consideraron las máximas. En línea de color azul para la dirección X y en línea de color rojo para la dirección Y. Se observa como la mayor demanda se tiene en la planta baja.
- Por otro lado, en la figura 6.5 inciso b, se observa el cortante de diseño de los muros diafragma, en color azul en la dirección X y en color rojo para la dirección Y. Se

destaca que en la dirección X, en la planta baja no hay cortante debido a la ausencia de muros.

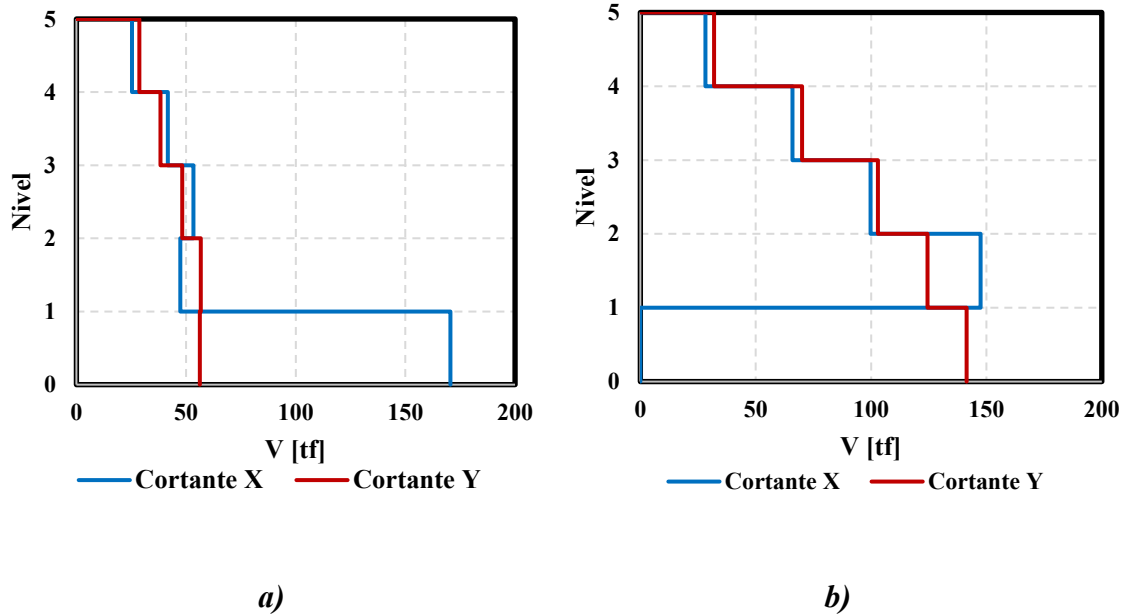


Fig. 6.5 a) Cortante de diseño para columnas y b) Cortante de diseño para muros.

En la figura 6.6 se muestra la sumatoria de los cortantes de diseño de las columnas y los muros diafragma, correspondientes a los elementos estructurales que aportan rigidez a la estructura, en línea de color azul para la dirección X y en línea de color rojo para la dirección Y.

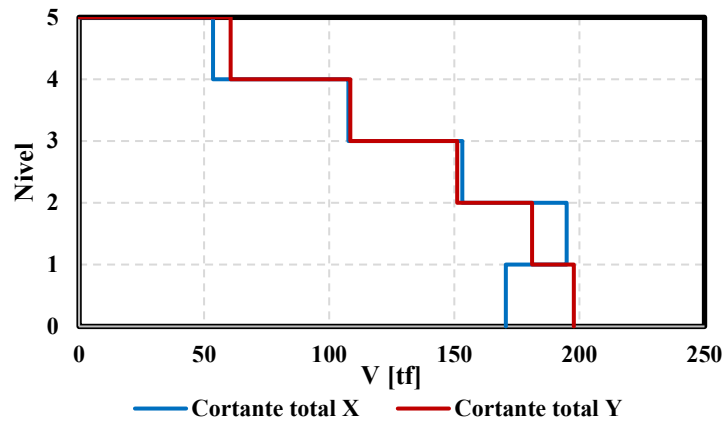


Fig. 6.6 Cortante de diseño total columnas y muros.

Se presenta una tabla resumen (tabla 6.2), que contiene la capacidad resistente de entrepiso por dirección, la fuerza cortante total, y el cociente de ambas.

Tabla 6.2 Revisión de la planta baja débil.

Dirección	Nivel	Capacidad Resistente	Fuerza Cortante	Cociente
X	4	180.78	53.60	2.02
	3	180.78	107.69	1.01
	2	180.78	153.15	0.71
	1	180.78	194.89	0.56
	PB	187.27	170.53	1.10
Y	4	185.56	60.54	1.84
	3	185.56	108.36	1.03
	2	185.56	151.17	0.74
	1	185.56	181.11	0.61
	PB	243.65	197.76	1.23

No se cumple con esta revisión, ya que en la dirección X para el entrepiso 1, la fuerza cortante supera la capacidad resistente generándose un entrepiso débil.

En las figuras 6.7 inciso a) e inciso b) se complementa lo mencionado anteriormente; en línea de color azul se muestra la demanda de fuerza cortante por entrepiso para la dirección X, y con línea punteada de color verde la capacidad resistente. De mismo modo la línea de color rojo representa la demanda de cortante en la dirección Y y con línea punteada de color verde la capacidad resistente.

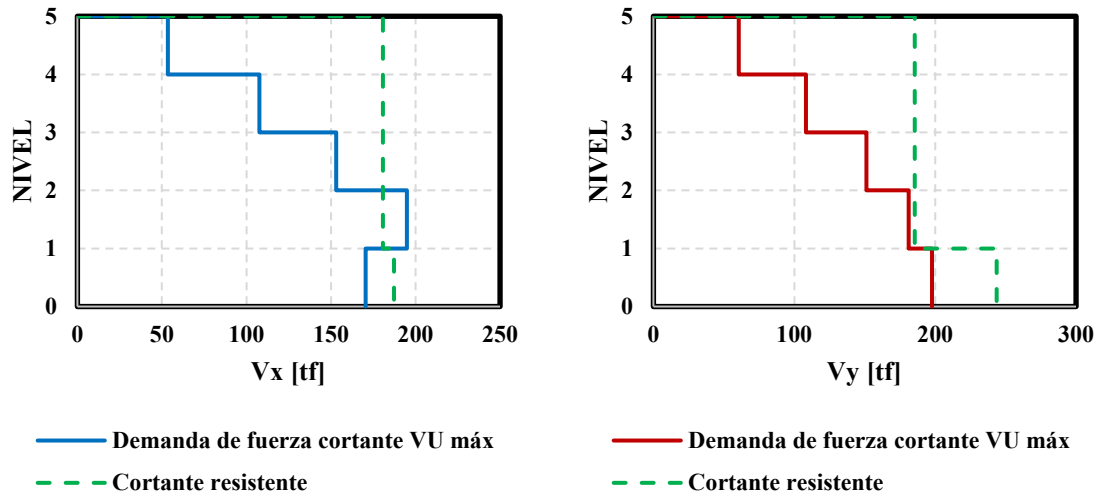


Fig. 6.7 Comparación del cortante de demanda V_U máx y el cortante resistente inciso a) dirección X e inciso b) dirección Y.

VIII. La revisión de flexión mínima en columnas, cumple ya que los momentos resistentes de las columnas son mayores a los momentos resistentes de las vigas.

Capítulo 7

7. Selección de movimientos sísmicos y escalamiento.

En el presente capítulo se aborda el escalamiento de los movimientos sísmicos y sus características principales.

7.1. Movimientos sísmicos.

Conforme al apartado 6.2 *Análisis dinámico no lineal paso a paso*, de las (NTC-DS 2020), si se emplea este método deben utilizarse parejas de acelerogramas de temblores reales, de movimientos simulados o de combinaciones de éstos. Cuando el periodo T_s en el sitio sea menor de 2s, deben usarse no menos de ocho parejas de movimientos representativos; éstos deben ser independientes entre sí, tener intensidades, duraciones y contenidos de frecuencias similares a las de los movimientos del terreno registrados durante sismos, con intensidades iguales a las supuestas para el diseño.

Las formas de variación en el tiempo de las amplitudes y de los contenidos de frecuencias de los acelerogramas empleados, como sus duraciones efectivas, deberán ser congruentes con las observadas en registros reales de movimientos, que corresponden a las combinaciones más probables de magnitud y distancia, entre fuente y sitio que conducen a la intensidad considerada.

Además, se recomienda el uso de varios registros sísmicos o acelerogramas para la realización de estos análisis (Vamvatsikos y Cornell, 2002). En estudios realizados (Montiel y Ruiz, 2007) indican que el uso de 10 a 20 registros sísmicos, resulta adecuado para estimar las demandas sísmicas en edificios de mediana altura, como es en este caso de estudio.

Para esta tesis se usaron 52 registros en su mayoría correspondientes a movimientos del suelo en terreno de transición de la Ciudad de México; registrados el 19 de septiembre de 2017.

Los registros seleccionados se pre-procesaron para corregir línea base; se recortaron en un intervalo entre el 5 y el 95 por ciento de la intensidad de Arias, y se filtraron las frecuencias menores de 0.1 Hz y mayores a 10 Hz.

En la tabla 7.1.1 se muestran la estación que registra el movimiento, la componente horizontal, la ubicación de la estación, latitud, longitud, y por último, la máxima aceleración reportada.

Tabla 7.1.1 Información de los movimientos sísmicos.

Registro	Estación	Componente	Latitud	Longitud	Amáx [cm/s ²]	Amáx [g]
R1	ES57	S00E	19.4017 N	99.1775 W	65.7026	0.067
R2	ES57	N90W	19.4017 N	99.1775 W	71.8776	0.0733
R3	JC54	N00E	19.3130 N	99.1272 W	264.8326	0.27
R4	CH84	N00E	19.3300 N	99.1254 W	141.698	0.1444
R5	LEAC	N00E	19.3227 N	99.0976 W	153.7532	0.1567
R6	LEAC	N90W	19.3227 N	99.0976 W	153.8194	0.1568
R7	CH84	N00E	19.3300 N	99.1254 W	141.5972	0.1443
R8	CH84	N90W	19.3300 N	99.1254 W	239.3072	0.2439
R9	AO24	N00E	19.358 N	99.154 W	19.2652	0.0196
R10	AO24	N90W	19.358 N	99.154 W	26.1095	0.0266
R11	AO24	N00E	19.358 N	99.154 W	26.9398	0.0275
R12	AO24	N90W	19.358 N	99.154 W	20.5947	0.021
R13	AO24	N00E	19.358 N	99.154 W	119.9447	0.1223
R14	AO24	N90W	19.358 N	99.154 W	114.6842	0.1169
R15	AU46	N00E	19.383 N	99.168 W	27.3137	0.0278
R16	AU46	N90W	19.383 N	99.168 W	27.088	0.0276
R17	AU46	N00E	19.383 N	99.168 W	20.3591	0.0208
R18	AU46	N90W	19.383 N	99.168 W	18.952	0.0193
R19	AU46	N00E	19.383 N	99.168 W	72.2824	0.0737
R20	AU46	N90W	19.383 N	99.168 W	100.6334	0.1026
R21	CO47	N00E	19.371 N	99.17 W	27.1884	0.0277
R22	CO47	N90E	19.371 N	99.17 W	22.5442	0.023
R23	CO47	N90W	19.371 N	99.17 W	103.1174	0.1051
R24	CO47	S00E	19.371 N	99.17 W	70.7477	0.0721
R25	DR16	N00E	19.501 N	99.183 W	21.5962	0.022

Continuación de la Tabla 7.1.1 Información de los movimientos sísmicos.

Registro	Estación	Componente	Latitud	Longitud	Amáx [cm/s ²]	Amáx [g]
R26	DR16	N90W	19.501 N	99.183 W	32.4486	0.0331
R27	DR16	N00E	19.501 N	99.183 W	72.402	0.0738
R28	DR16	N90W	19.501 N	99.183 W	73.5161	0.0749
R29	EO30	N00E	19.389 N	99.177 W	24.3813	0.0249
R30	EO30	N90W	19.389 N	99.177 W	30.5651	0.0312
R31	EO30	N00E	19.389 N	99.177 W	22.7975	0.0232
R32	EO30	N90W	19.389 N	99.177 W	20.7504	0.0212
R33	EO30	N00E	19.389 N	99.177 W	66.0192	0.0673
R34	EO30	N90W	19.389 N	99.177 W	77.9075	0.0794
R35	ES57	N00E	19.402 N	99.177 W	21.1748	0.0216
R36	ES57	N90E	19.402 N	99.177 W	27.4255	0.028
R37	ES57	N90W	19.402 N	99.177 W	66.8028	0.0681
R38	ES57	S00E	19.402 N	99.177 W	73.7105	0.0751
R39	GR27	N00E	19.475 N	99.18 W	31.8199	0.0324
R40	GR27	N90E	19.475 N	99.18 W	40.488	0.0413
R41	GR27	N90W	19.475 N	99.18 W	25.4445	0.0259
R42	GR27	S00E	19.475 N	99.18 W	20.7187	0.0211
R43	GR27	N00E	19.475 N	99.18 W	19.9492	0.0203
R44	GR27	N90W	19.475 N	99.18 W	21.4355	0.0219
R45	GR27	N90W	19.475 N	99.18 W	28.2755	0.0288
R46	GR27	S00E	19.475 N	99.18 W	26.6745	0.0272
R47	GR27	N90W	19.475 N	99.18 W	124.3735	0.1268
R48	GR27	S00E	19.475 N	99.18 W	81.5426	0.0831
R49	ME52	N00E	19.438 N	99.182 W	20.337	0.0207
R50	ME52	N90W	19.438 N	99.182 W	17.2672	0.0176
R51	ME52	N00E	19.438 N	99.182 W	56.8414	0.0579
R52	ME52	N90W	19.438 N	99.182 W	65.9219	0.0672

Basados en los registros anteriores, se obtienen los espectros de pseudo-aceleración utilizados, correspondientes a un porcentaje de amortiguamiento crítico ζ igual al 5%. (Ver figura 7.1)

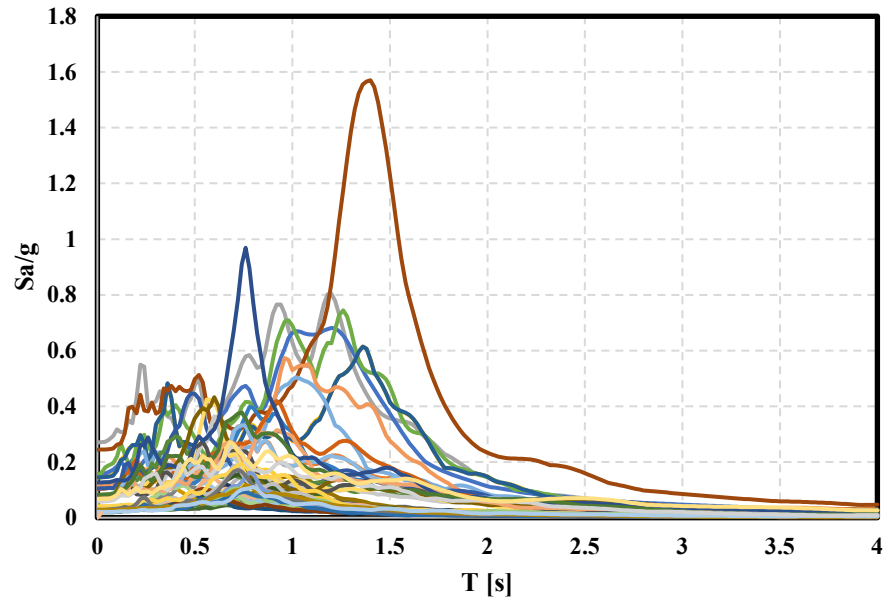


Fig. 7.1 Espectros elásticos de pseudo-aceleración correspondientes a un porcentaje de amortiguamiento crítico ζ igual al 5 %.

7.2. Escalamiento de los movimientos sísmicos.

De acuerdo al apartado 6.2 *Análisis dinámico no lineal paso a paso* (NTC-DS 2020), tanto las parejas de acelerogramas reales como las simuladas se afectarán por factores de escalamiento que conduzcan a las ordenadas promedio, de los espectros que miden la intensidad de las excitaciones sísmicas, bajo consideración, no sean menores que 1.3 veces las que corresponden a los espectros de diseño, para periodos naturales comprendidos entre 0.2 y 1.3 veces, el periodo natural del modo dominante de vibrar de la estructura.

Se utilizó el método de Baker y Cornell 2006, el cual se ha comprobado que se obtienen resultados satisfactorios y similares al método de las NTC-DS 2020. En éste las aceleraciones promedio se obtienen con la expresión 7.2.1:

$$S_{a_{avg}}(T_1, \dots, T_n) = \left(\prod_{i=1}^n S_a(T_i) \right)^{\frac{1}{n}} \quad (7.2.1)$$

Donde:

$S_{a_{avg}}$	Aceleración espectral promedio.
$S_a(T_i)$	Aceleración espectral para un determinado periodo.
(T_1, \dots, T_n)	n periodos de interés.
n	Número de datos.

Para el caso E-17, el periodo fundamental de la estructura fue de 0.46 s, por lo que el rango de periodos es el siguiente: [0.09 – 0.60]s. En la figura 7.2 se muestran los espectros de pseudo-aceleración escalados con diferentes colores, el espectro elástico con la línea gruesa de color rojo y el rango de periodos antes mencionados con líneas punteadas negras.

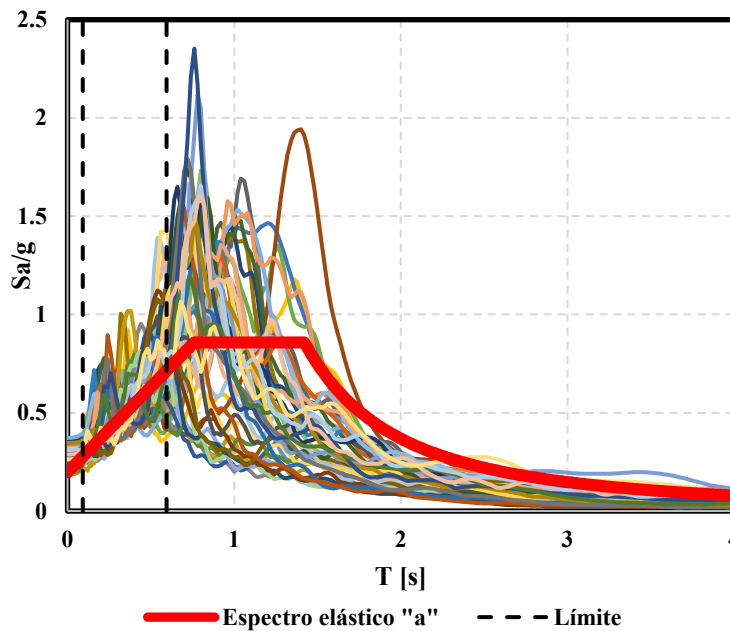


Fig. 7.2 Espectros de respuesta escalados a una intensidad promedio $S_{aprom}/g = 0.5$ g para caso E-17.

Para el caso E-76, el periodo fundamental de la estructura fue de 0.75 s, por lo que el rango de periodos es el siguiente: [0.15 – 0.98]s. En la figura 7.3 se muestran los espectros de pseudo-aceleración escalados con líneas de distintos colores, el espectro elástico con línea gruesa roja y el rango de periodos antes mencionados con líneas punteadas negras.

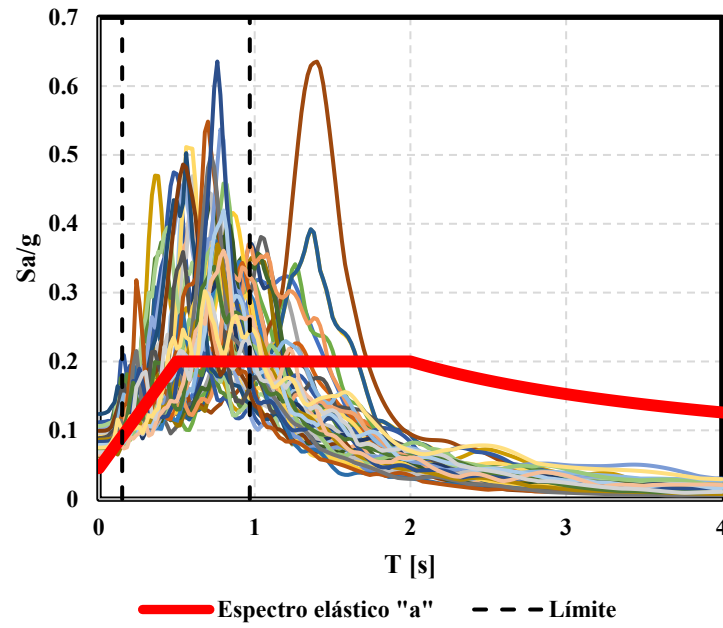


Fig. 7.3 Espectros de respuesta escalados a una intensidad promedio $S_{aprom}/g = 0.19 g$ para caso E-76.

Capítulo 8

8. Modelación no lineal y calibración analítica de elementos estructurales.

Se realizará un análisis dinámico no lineal paso a paso, con ayuda del software Ruaumoko 3D, el cual está enfocado en la realización de análisis dinámicos elásticos e inelásticos de estructuras sujetas a sismos y otras acciones dinámicas; fue desarrollado por el Dr. Athol Carr en la Universidad de Canterbury, desde 1982.

8.1. Modelado de miembros estructurales en Ruaumoko 3D.

El programa Ruaumoko 3D tiene diferentes modelos de miembros para representar la rigidez y la resistencia de la estructura. Se consideraron tres, que se detallan a continuación:

Elementos barra: Estos elementos se usan para representar columnas y vigas principalmente. Con los cuales, se puede asignar una gran cantidad de reglas de histéresis, para asignar el comportamiento de las articulaciones plásticas. Los miembros barra tienen una regla de histéresis bilineal de carga axial y desplazamiento axial. Sin embargo, no hay interacción entre los estados de fluencia axial y aquellos asociados con el momento curvatura. La diferencia entre las columnas y las vigas, es que en las vigas la fuerza axial en el miembro afecta los momentos de fluencia en cada extremo o al miembro, por otro lado en las columnas la carga axial reduce considerablemente la ductilidad de la curvatura a flexión. (Ver figura 8.1.1)

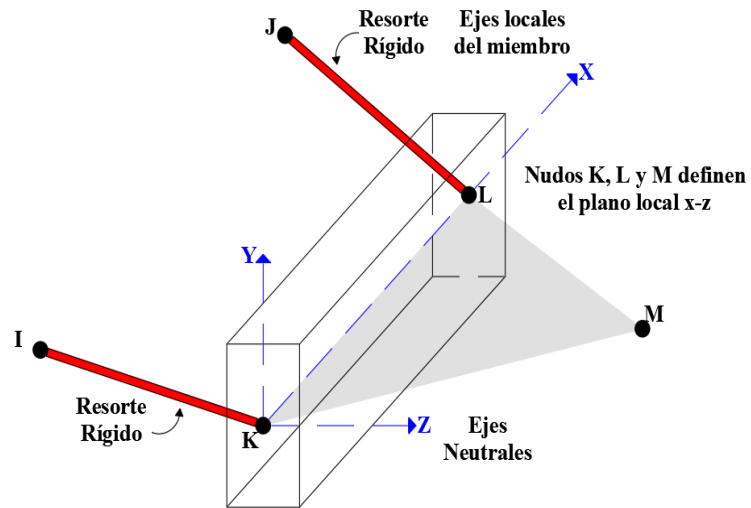


Fig. 8.1.1 Elemento barra utilizado en el programa Ruaumoko 3D. (Carr, 2007b)

El comportamiento inelástico de estos miembros generalmente sigue el modelo de una componente de Giberson, los cuales tienen una posible articulación plástica, en uno o los dos extremos de la longitud central del miembro. (Ver figura 8.1.2)

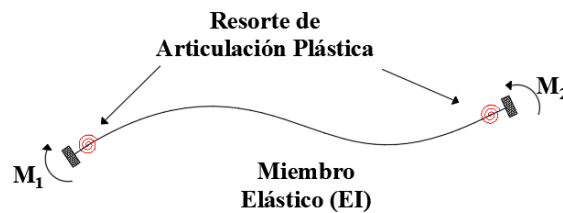


Fig. 8.1.2 Modelo Giberson de una componente. (Carr, 2007b)

Además, estos elementos permiten la incorporación de zonas rígidas en sus extremos. (Ver figura 8.1.3).

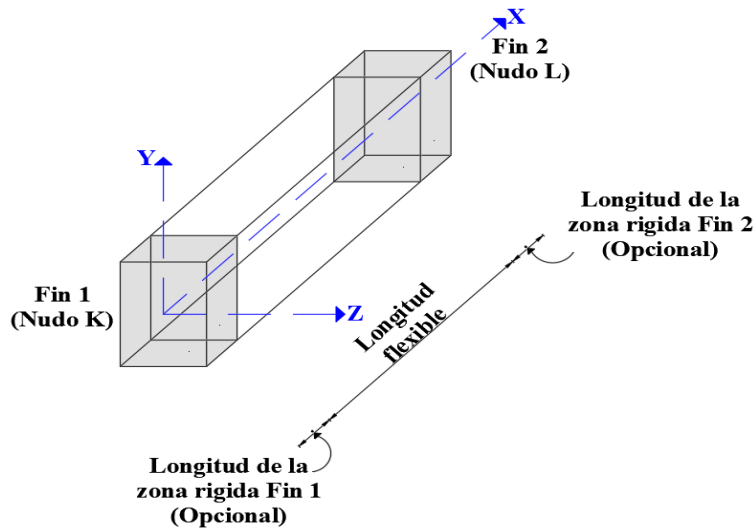


Fig. 8.1.3 Zonas rígidas en elementos barra. (Carr, 2007b)

Elementos resorte: Estos elementos se usan para representar columnas en contacto con muros diafragma. La finalidad de utilizar elementos resorte, es obtener la curva de histéresis fuerza cortante vs desplazamiento, misma que con elementos barra no fue posible obtener. El miembro resorte debe tener un resorte longitudinal, dos resortes transversales, un resorte torsional y dos resortes rotacionales. Éste miembro puede pensarse como un elemento armadura, el cual se puede adaptar a cualquier regla de histéresis. (Ver figura 8.1.4)

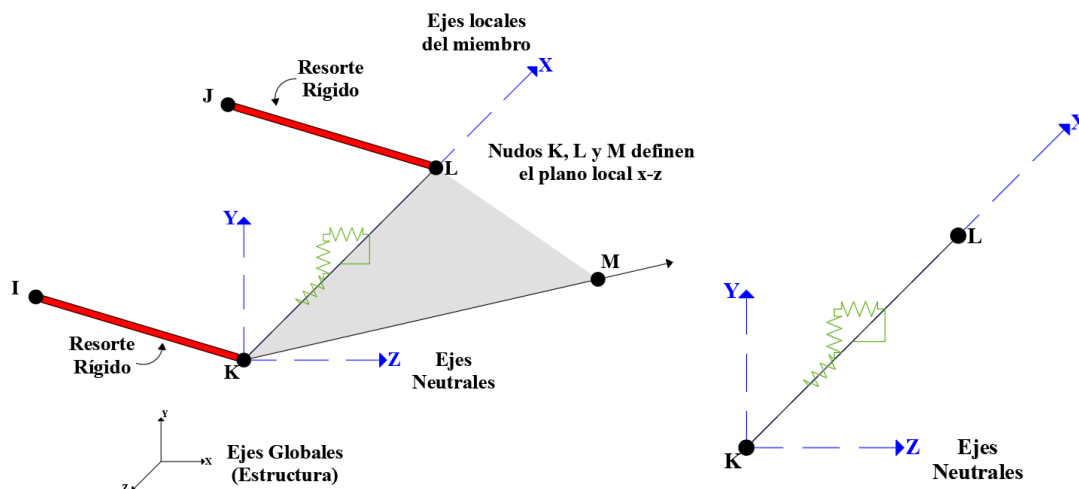


Fig. 8.1.4 Elementos resorte utilizado en el programa Ruaumoko 3D. (Carr, 2007b)

Elemento panel de mampostería de cuatro nudos: Propuesto por Crisafulli en 1997, fue designado para representar el comportamiento de los muros diafragma, los cuales se encuentran dentro de marcos de concreto o de acero. Dicho panel está representado por cinco puntales, dos diagonales paralelas en cada dirección y un puntal conectado a dos esquinas opuestas, que toma en cuenta el cortante de la parte superior, a la inferior del panel.

Este último puntal actúa a través de la diagonal que estará a compresión y conecta las diferentes esquinas superiores e inferiores, dependiendo de la deformación del panel.

Los primeros cuatro puntales usan la regla de histéresis de mampostería propuesta por Crisafulli, y el quinto o cortante, usa una regla de histéresis bi-lineal, el cual permite representar el deslizamiento entre la pieza y la junta de mortero.

El concepto de colocar dos puntales paralelos a lo largo de cada diagonal, es para representar los efectos rotacionales en los nudos de las fuerzas de compresión, que actúan a través de la diagonal del panel. Una placa elástica a flexión, también es considerada como parte de la rigidez en este elemento. (Ver figuras 8.1.5 y 8.1.6)

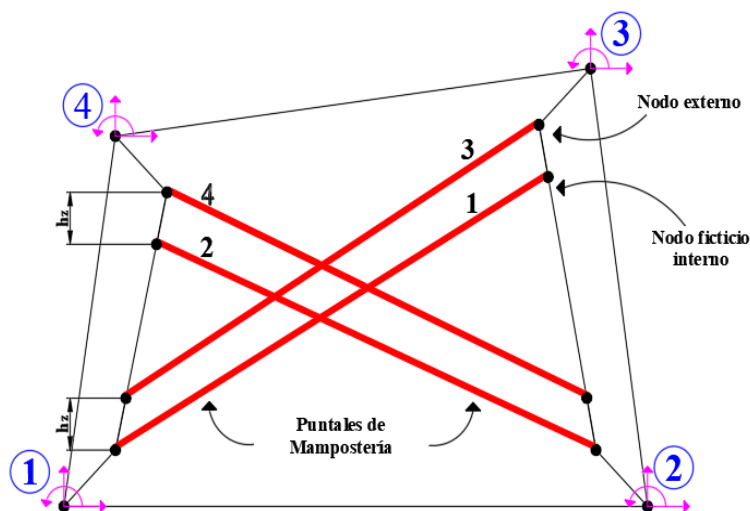


Fig. 8.1.5 Mecanismo de puntales. (Carr, 2007b)

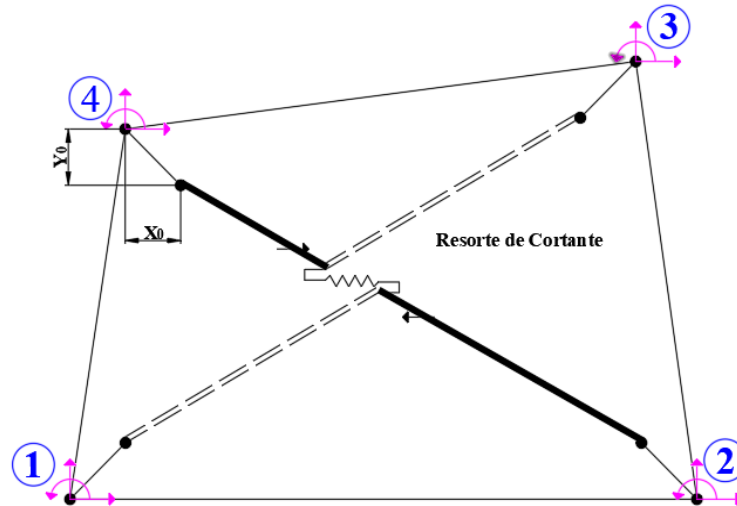


Fig. 8.1.6 Comportamiento a cortante. (Carr, 2007b)

8.1.1. Parámetros para Columnas.

Los parámetros elásticos que utiliza Ruaumoko 3D, para la modelación de los elementos estructurales referentes a columnas son los siguientes:

- Módulo de elasticidad del material
- Módulo de cortante
- Área de la sección transversal
- Módulo de torsión o segundo momento de área de la sección en la dirección x-x.
- Momento de inercia o segundo momento de área de la sección en la dirección z-z.
- Momento de inercia o segundo momento de área de la sección en la dirección y-y.
- Área de cortante en la dirección z.
- Área de cortante en la dirección y.
- Módulo de sección S_z .
- Módulo de sección S_y .

Los parámetros inelásticos usados en la modelación son:

- Longitud de las zonas rígidas en los extremos.
- Factor Ramberg-Osgood que controla la pendiente a la post-fluencia del comportamiento inelástico.

- Longitud de las articulaciones plásticas.

En la modelación de las columnas, es necesario considerar la interacción de la carga axial con los momentos a flexión, obtenidos de los diagramas de interacción de la sección en los ejes z y y, que se muestran a continuación:

- Fuerza axial de fluencia a compresión.
- Fuerza axial de compresión en el punto de la falla balanceada, ejes z-z.
- Momento de fluencia cuando el valor de la fuerza axial es igual a b.
- Fuerza axial de compresión en el punto de la falla balanceada, ejes y-y.
- Momento de fluencia cuando el valor de la fuerza axial es igual a d.
- Momento de fluencia cuando el valor de la fuerza axial es igual a cero, ejes z-z.
- Momento de fluencia cuando el valor de la fuerza axial es igual a cero, ejes y-y.
- Fuerza axial de fluencia a tensión.

Como se mencionó anteriormente, las columnas que se encuentran en contacto con los muros diafragma, son miembros resorte, cuyos parámetros necesarios para el análisis son los siguientes:

- Rigidez del resorte en la dirección X local.
- Rigidez del resorte en la dirección Y local.
- Rigidez del resorte en la dirección Z local.
- Rigidez rotacional de la sección del miembro sobre el eje X local.
- Rigidez rotacional de la sección del miembro sobre el eje Y local.
- Rigidez rotacional de la sección del miembro sobre el eje Z local.

Además, se pide información de fluencia de las fuerzas de superficie:

- Fuerza de fluencia positiva del resorte en la dirección Y local.
- Fuerza de fluencia negativa del resorte en la dirección Y local.
- Fuerza de fluencia positiva del resorte en la dirección Z local.
- Fuerza de fluencia negativa del resorte en la dirección Z local.

8.1.2 Parámetros para Vigas.

Los parámetros elásticos para columnas son los mismos para las vigas, la diferencia entre éstos es que, las columnas trabajan a combinaciones de carga axial y momentos alrededor de los ejes locales z-z y y-y; mientras que las vigas trabajan principalmente a flexión. Por lo anterior, los parámetros inelásticos usados se obtienen de los diagramas momento-curvatura de las secciones.

Los momentos de fluencia alrededor de los ejes locales z-z y y-y se calculan con la ecuación 8.1.1:

$$M_y = A_s f_y d \left(1 - \frac{c_1}{3}\right) + A'_s f'_s \left(\frac{c_1 d}{3} - d'\right) \quad (8.1.1)$$

Donde:

- A_s Área de refuerzo longitudinal en tensión en acero de elementos a flexión.
- F_y Esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo.
- D Peralte efectivo en la dirección de flexión o bien, la distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra extrema de compresión.
- A'_s Área de acero de refuerzo longitudinal en compresión en elementos a flexión.
- D Distancia entre el centroide del acero de compresión y la fibra extrema a compresión.

$$c_1 = \sqrt{(\rho + \rho')^2 + 2\left(\rho + \frac{\rho' d'}{d}\right)\eta} - (\rho + \rho')\eta \quad (8.1.2)$$

Donde:

- ρ Cuantía de acero de refuerzo longitudinal a tensión.
- ρ' Cuantía del acero de refuerzo longitudinal a compresión.
- H Relación de módulos de elasticidad del concreto y el acero de refuerzo y se calcula con la siguiente ecuación:

$$\eta = \frac{E_s}{E_c} \quad (8.1.3)$$

Donde:

- E_s Módulo de elasticidad del acero de refuerzo.
 E_c Módulo de elasticidad del concreto.

El esfuerzo del acero a compresión f'_s se calcula con las ecuaciones 8.1.4, 8.1.5 y 8.1.6:

$$f'_s = \begin{cases} \varepsilon'_s E_s; & \text{si } |\varepsilon'_s| < \varepsilon_y \\ f_y & \text{si } \varepsilon_s > 0 \\ -f_y & \text{si } \varepsilon_s < 0 \end{cases} \quad (8.1.4)$$

Donde ε'_s y ε_y se calculan con las ecuaciones 8.1.5 y 8.1.6:

$$\varepsilon'_s = \left(\frac{\varepsilon_y (c_1 d - d')}{d - c_1 d} \right) \quad (8.1.5)$$

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} \quad (8.1.6)$$

8.1.3 Parámetros para Muros Diafragma.

Se describen los parámetros elásticos de los muros diafragma, de acuerdo a la tesis doctoral de Crisafulli en 1997.

A continuación, se presentan los parámetros que definen las propiedades del panel:

- H_z Separación vertical entre puntales.
- T_0 Resistencia al corte de la unión
- μ Coeficiente de fricción.

En la tabla 8.1.1 se muestra el coeficiente de fricción, de acuerdo a los materiales. (Crisafulli 1997)

Tabla 8.1.1 Coeficientes de fricción de distintos materiales (Crisafulli, 1997).

Materiales	Coefficiente de fricción μ
Tabique en acero	0.5
Mortero en acero	0.44
Concreto en acero	0.41
Tabique en concreto	0.62
Mortero en concreto	0.42
Concreto en concreto	0.44

- T'_{max} Esfuerzo cortante máximo, es el permitido en el panel, cuyo valor se obtiene de la envolvente de falla de la mampostería; para evitar una gran resistencia al corte, debido a las altas fuerzas axiales en los puntales.

Las expresiones para su cálculo son las siguientes:

El esfuerzo cortante es igual a (ecuación 8.1.7):

$$\tau_0 = 0.03(f'_m) \tag{8.1.7}$$

Donde:

f'_m Resistencia a compresión de la mampostería en Mpa se calcula con la ecuación 8.1.8

$$\tau_0^* = \frac{\tau_0}{1 + \mu C_n \frac{b}{d}} \tag{8.1.8}$$

Donde:

C_n Coeficiente que representa la variación del esfuerzo normal. Regularmente tiene un valor igual a 2.

B Ancho del tabique.

- D Largo del tabique
- C_s Coeficiente que representa la tensión diagonal. Regularmente tiene un valor igual a 2. (Ecuación 8.1.9)

$$C_s = \frac{\tau_{max}^*}{\tau_0^*} \rightarrow \tau_{max}^* = C_s \tau_0^* \quad (8.1.9)$$

- α_s Factor de esfuerzo cortante, este parámetro define la relación entre el esfuerzo cortante máximo y el esfuerzo promedio en el panel de mampostería.
- Y_s Factor de rigidez a corte, éste representa la fracción de rigidez total asignada al resorte de corte. Usualmente varía de 0.5 a 0.75, pero no debe exceder de 0.85 a 0.90. La parte restante (1- Y_s) se asigna a los puntales. La rigidez total del elemento del panel está controlada, por el área del puntal y el módulo elástico.
- t Espesor del panel.

Ver figura 8.1.7

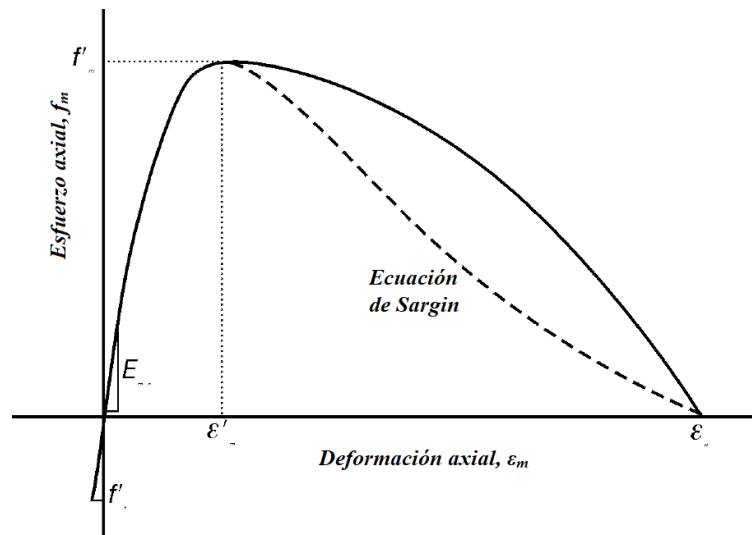


Fig. 8.1.7 *Envolvente de la resistencia del puntal de mampostería.* (Carr, 2007d)

Por otro lado, los parámetros que definen la regla de histéresis son los siguientes:

- FC La resistencia a la compresión $f_{m\theta}$ (ecuación 8.1.10), es el parámetro principal que controla la resistencia del puntal. Debe ser señalado que el FC no representa el esfuerzo de compresión estándar de la mampostería, pero debe adoptarse teniendo en cuenta, la inclinación de las tensiones principales de compresión y el modo de falla esperado en el panel de mampostería. (Crisafulli 1997).

$$f_{m\theta}' = \frac{f_{tb}'}{\sin \theta (C_s \cos \theta - 0.27 \sin \theta)} \quad (8.1.10)$$

Donde:

f_{tb}' Esfuerzo a tensión del tabique. [MPa]

θ Ángulo de falla entre 30° 50° .

- FT La resistencia a la tensión f_t , representa la resistencia a la tensión de la mampostería o la resistencia de unión del marco con el panel, la que sea más pequeña. En ausencia de información más detallada, la tensión se puede suponer que la fuerza es nula.
- UC La tensión en el esfuerzo máximo ε'_m , generalmente varía entre -0.002 y -0.005 y su efecto principal en la respuesta general del marco con el muro diafragma, es la modificación de la rigidez secante de la rama ascendente de la curva tensión-deformación.
- UUL La deformación última ε_u se utiliza para controlar la rama descendente de la relación esfuerzo-deformación. Cuando se adopta un valor grande, por ejemplo, $\varepsilon_u = 20 \varepsilon'_m$, una disminución suave del esfuerzo de compresión es adquirido.
- UCL La deformación de cierre ε_{cl} define el esfuerzo límite a la cual las grietas se cierran parcialmente y las deformaciones por compresión pueden desarrollarse.
- EMO El módulo elástico E_{m0} representa la pendiente inicial de la curva de esfuerzo-deformación y su valor puede exhibir una gran variación. Se han propuesto varias expresiones para la evaluación del módulo elástico de la mampostería. Sin embargo, vale la pena señalar que éstas generalmente definen el módulo secante en un nivel de deformaciones entre $1/3$ y $2/3$, de la deformación por compresión máxima. Para

obtener un adecuado valor de la rama ascendente de la envolvente de resistencia se supone que (desigualdad 8.1.11):

$$E_{mo} \geq 2 \frac{f'_{m\theta}}{\varepsilon'_m} \quad (8.1.11)$$

- GUN El factor de rigidez de descarga, controla la pendiente de la rama de decreciente.
- ARE El factor de deformación de recarga α_{re} define el punto donde las curvas de recarga alcanzan la envolvente de resistencia. Valores más altos, por ejemplo 1.5, es requerido para modelar adecuadamente la respuesta cíclica de los muros diafragma. Esto se debe a que otras fuentes del comportamiento no lineal, como el deslizamiento por cortante, deben considerarse indirectamente en la respuesta de puntales de mampostería.
- Área del panel Se requieren cuatro parámetros para representar el área de la sección transversal del puntal de mampostería. Estas son el área inicial $A_{ms1} = AREA1$ y área final $A_{ms2} = AREA2$ y los desplazamientos axiales en los que el área de la sección transversal cambia $\Delta R1 = R1$ y $\Delta R2 = R2$. En un modelo simplificado, se puede suponer que $AREA1$ y $AREA2$ son iguales, utilizando un valor bajo del área del puntal para evitar un aumento excesivo de la resistencia axial. En un análisis más refinado, se puede adoptar un valor más alto del área inicial, mientras que el área final se puede reducir en aproximadamente un 10% a un 30%. El desplazamiento $R1$ y $R2$ puede estimarse como (ecuaciones 8.1.12 y 8.1.13):

$$R_1 = \frac{\varepsilon'_m d_m}{5} \quad (8.1.12)$$

$$R_2 = \varepsilon'_m d_m \quad (8.1.13)$$

Donde:

d_m es la longitud de la mampostería puntal respectivamente, al menos hasta que se disponga de información más precisa.

Varias expresiones empíricas se han propuesto para la evaluación del ancho equivalente del puntal de mampostería, cuyo valor normalmente varía de 0.1 a 0.25, de la longitud diagonal del panel de relleno.

- IENV La rama descendente de la curva de esfuerzo-deformación generalmente se modela con una parábola en lugar de la curva asociada con la ecuación de Sargin, para obtener un mejor control de la respuesta del puntal, después de que se haya alcanzado la tensión máxima.

La regla de histéresis usada en análisis inelásticos, es la propuesta por Crisafulli 1997 que se indica en la figura 8.1.18.

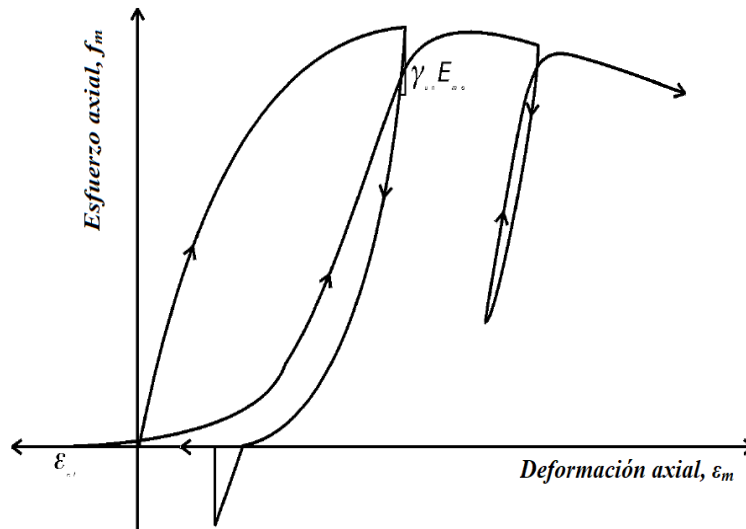


Fig. 8.1.8 Histéresis del puntal de mampostería. (Carr, 2007d)

8.2. Degradación de rigidez y resistencia.

Los elementos estructurales al ser demandados por fuerzas ya sean sísmicas o de otra índole, presentan tres puntos: el primero de ellos es el elástico, en el cual el elemento es capaz de deformarse sin que la rigidez inicial varíe significativamente, el segundo es cuando se alcanza la resistencia de fluencia, punto el que se agrieta la sección y se presenta una degradación de la rigidez (cambio de pendiente en la curva). El último es cuando se alcanza la resistencia máxima del elemento, donde a partir de ahí, la resistencia y la rigidez comienzan a decaer.

8.2.1. Comportamiento inelástico de elementos de concreto.

De acuerdo al apartado 3.2.1.2 *Análisis no lineal* de las NTC-DC 2017, se indica que para realizar un análisis no lineal se ocupa generalmente modelos de plasticidad concentrada, en los cuales los miembros estructurales, diseñados para que los daños que puedan ocurrir sean predominantemente por flexión, se modelan con una barra que en su parte central tiene un comportamiento elástico; y en sus extremos tiene zonas de comportamiento inelástico, llamadas articulaciones plásticas.

La zona central puede considerarse de comportamiento lineal con una rigidez a flexión efectiva, como la usada en los métodos de análisis lineal. Las zonas de los extremos, a partir de que se presente el fenómeno de plastificación, pueden considerarse como resortes elásticos con una rigidez mucho menor. (Ver figura 8.2.1)

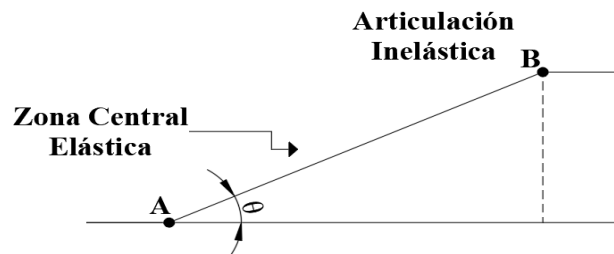


Fig. 8.2.1 Elementos con zonas inelásticas concentradas en sus extremos. (NTC-DC 2017)

8.2.1.1. Degradación de resistencia.

El programa Ruaumoko toma en cuenta la degradación de la resistencia, como se muestra en la figura 8.2.2:

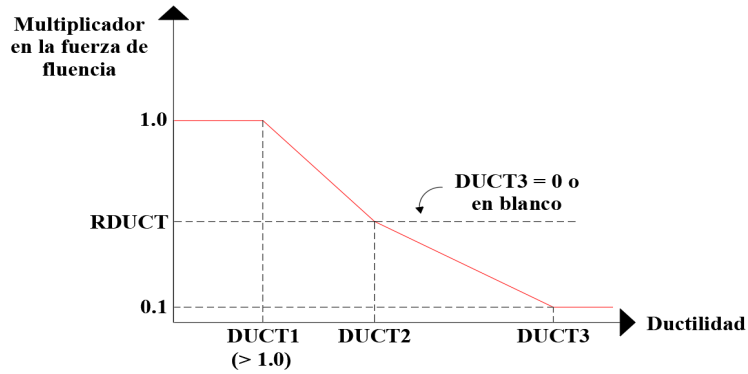


Fig. 8.2.2 Modelo de degradación de resistencia utilizado por el programa Ruaumoko 3D. (Carr, 2007d)

Y los parámetros que definen la degradación son los siguientes:

- **DUCT1:** Ductilidad a la que inicia la degradación.
- **DUCT2:** Ductilidad en la que la degradación termina.
- **RDUCT:** Resistencia residual como fracción de la resistencia de fluencia inicial.
- **DUCT3:** Ductilidad al 0.01 de la resistencia inicial.
- **RCYC:** Porcentaje de reducción de resistencia por ciclo de comportamiento inelástico.

En el trabajo no se consideró DUCT3. No obstante para obtener los valores de ductilidad de los elementos de concreto, se utilizaron diagramas momento curvatura, y se tomó en cuenta la expresión 8.2.1:

$$\mu = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} \quad (8.2.1)$$

Donde:

- μ Capacidad de deformación inelástica o ductilidad local del elemento.
- φ_u Curvatura local máxima que puede desarrollar el elemento estructural, ante la acción de una fuerza externa sin que presente falla.
- φ_y Curvatura a la fluencia del elemento.

8.2.1.2. Degradación de rigidez.

En elementos de concreto, tales como columnas y vigas, para considerar la degradación de rigidez se usa comúnmente el modelo histerético Takeda, propuesto con base en pruebas experimentales. El modelo consiste en una curva primaria tri-lineal, que representa tres estados límite del elemento: no agrietado, agrietado y fluencia; donde el comportamiento no lineal inicia cuando el elemento se agrieta.

Este modelo está definido por 16 reglas y es uno de los más completos. Otani (1974) y Liton (1975) modifican años más tarde el modelo de Takeda; proponiendo una curva envolvente que corresponde a una representación bilineal del comportamiento de los elementos de concreto reforzado, como se muestra en la figura 8.2.3:

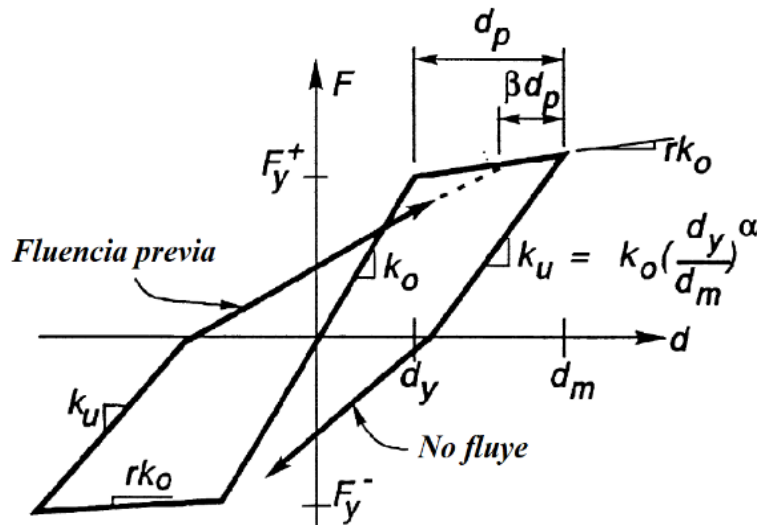


Fig. 8.2.3 Modelo de comportamiento histerético de Takeda modificado. (Carr, 2007d)

Los parámetros del modelo, son los siguientes:

- Rigidez inicial del elemento
- Rigidez en la rama de descarga
- Fuerza a la cual el elemento fluye
- α Factor que controla la rigidez en la rama de descarga, donde al incrementar α decrece la rigidez de descarga.

- β Factor que controla la rigidez en la rama de recarga, donde al incrementar β incrementa la rigidez de recarga.
- r Factor de Ramber-Osgood, el cual controla la pendiente de la rigidez a la post-fluencia.

Por otro lado, como se ha mencionado anteriormente, los miembros resorte se asignaron a las columnas en contacto con los muros. Considerando la regla de histéresis SINA, modificada con una degradación tri lineal. Los parámetros que definen a la regla de histéresis son los siguientes:

- ALFA Factor bilineal (agrietamiento positivo a la fluencia).
- BETA Factor bilineal (agrietamiento negativo a la fluencia).
- GAMMA Factor de potencia de descarga.
- DELTA Factor de anchura de la curva (Pinching).
- PHI Relación de rigideces a compresión y tensión.
- FCRP Relación de agrietamiento positivo a la fluencia.
- FCRN Relación de agrietamiento negativo a la fluencia.
- FCCP Acción de cierre del agrietamiento como relación positiva de fluencia.
- FCCN Acción de cierre del agrietamiento como relación negativa de fluencia.
- IOP Agrietamiento y deformaciones de fluencia del análisis estático.
- PMAX Máxima fuerza axial a tensión para establecer límites de deformación.
- PMIN Máxima fuerza axial a compresión de límites de deformación.

En la figura 8.3.4 se muestran los parámetros anteriores, en el modelo de histéresis.

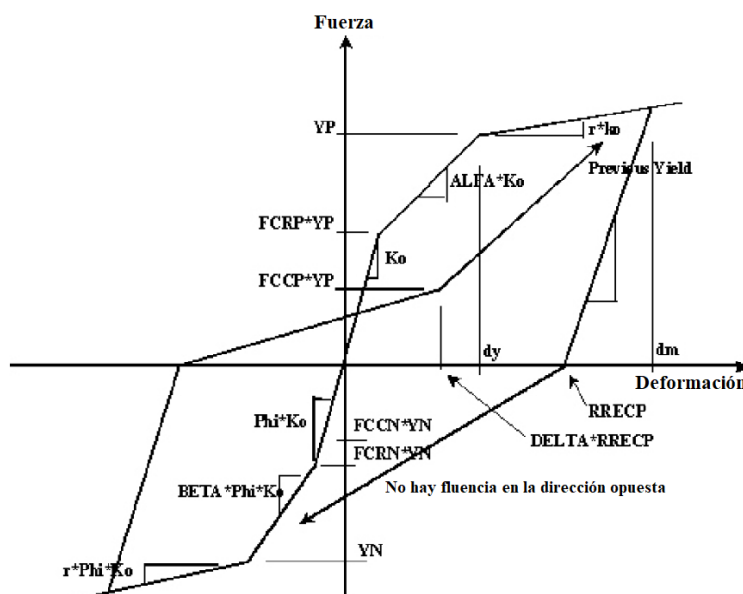


Fig. 8.2.4 Regla de histéresis SINA modificado. (Carr, 2007d)

8.2.2. Comportamiento inelástico de muros diafragma para modelo E-17.

Considerando las NTC-DS 2020, el apartado 6.2.2 *Modelación del sistema estructural*, indica lo siguiente: Para modelos que no sean de plasticidad concentrada, el comportamiento histérico de los elementos se modelará de acuerdo con los resultados de pruebas de laboratorio, tomando en cuenta todas las características significativas relacionadas con la fluencia, la degradación de rigidez, resistencia y los estrechamientos de las curvas de respuesta cíclica, que muestren esas curvas.

Por lo anterior, para considerar la degradación de resistencia y rigidez, se investigó acerca de pruebas de laboratorio realizadas a muros diafragma actuales, que cumplieran con una relación de aspecto, lo más cercana, a la que se tiene en los modelos. Por esta razón, se consideraron las pruebas experimentales realizadas por M.I. Leonardo Emmanuel Flores Corona, 2014.

En esas pruebas, se ensayaron cuatro especímenes de muros diafragma de mampostería de piezas macizas de arcilla, dentro de un marco de concreto reforzado de 3m a ejes, ante carga horizontal cíclica reversible en su parte superior. Un muro fue de mampostería simple y los demás se confinaron con castillos y dalas, dos de ellos con refuerzo horizontal entre sus

hiladas con la cuantía mínima y máxima, según las NTC-DM 2020. Se concluyó que la falla inició por agrietamiento inclinado por tensión diagonal; pero el mecanismo final se dio por aplastamiento de la mampostería, por lo que la resistencia (carga máxima) fue similar en los cuatro muros; sin embargo, se identificó un aumento en la capacidad de deformación lateral inelástica con la cuantía de acero. (Ver figura 8.2.5)

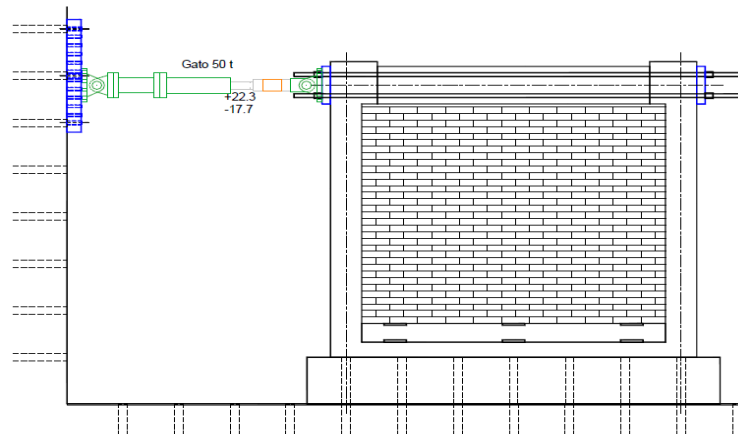


Fig.8.2.5 *Dispositivo de aplicación de cargas.* (Flores 2014)

Para este trabajo se consideró el muro con el refuerzo horizontal máximo, debido a que era necesario incrementar la resistencia a cortante de éstos, por cuestiones del diseño estructural. En la figura 8.2.6 se muestra la falla del muro y su curva histerética.

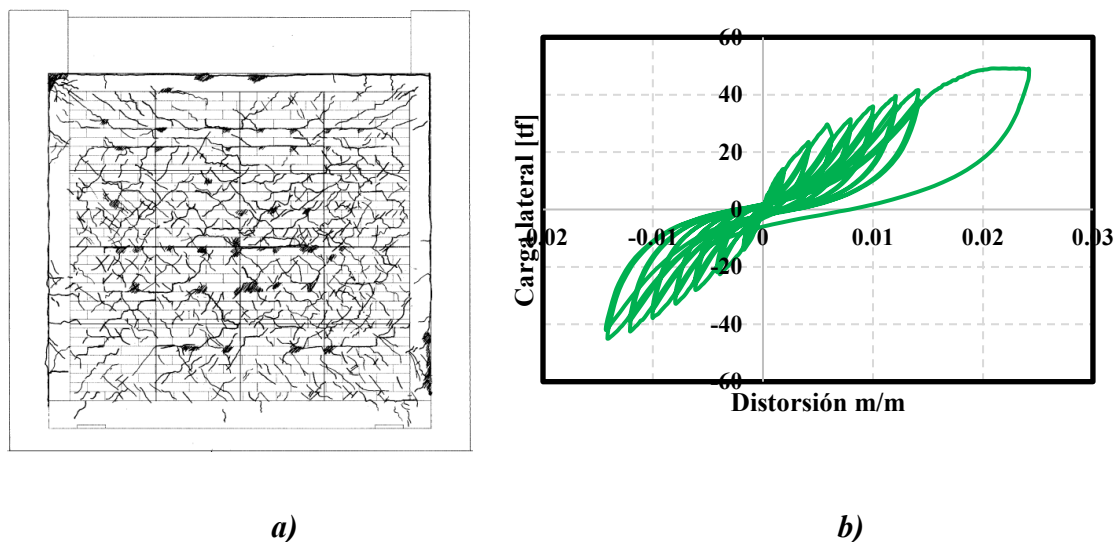


Fig. 8.2.6 a) *Patrón de agrietamiento final* y b) *Curva de histéresis del espécimen MD-4.*
(Flores 2014)

8.2.3. Comportamiento inelástico de muros diafragma para modelo E-76.

Siguiendo el mismo procedimiento que en el modelo anterior, para poder representar el comportamiento no lineal del muro, se tomó en cuenta el modelo histerético, obtenido de pruebas experimentales a muros con tabiques de mampostería de 1976 o anteriores, a modo de ser realistas con el diseño estructural. Se consideró el trabajo de investigación realizado por Dr. Luis Esteva en 1966, el cual se describe brevemente:

Se aplicaron cargas de forma alternada a lo largo de cada diagonal, alrededor de setenta ciclos, alcanzando distorsiones de 0.03. Se analizaron las diferentes etapas presentadas en los muros desde la inicial, en la que se considera el comportamiento elástico, hasta la etapa en la que se considera el comportamiento posterior al agrietamiento, es decir la parte inelástica de este.

Los muros diafragma que fueron probados, presentaban diferencias en el acero, tanto longitudinal como en el transversal del marco confinante. Además, se consideraban relaciones de aspecto similares a las presentadas en el trabajo de investigación. En la figura 8.2.7 se muestra la colocación de los instrumentos para la medición de carga y deformación.

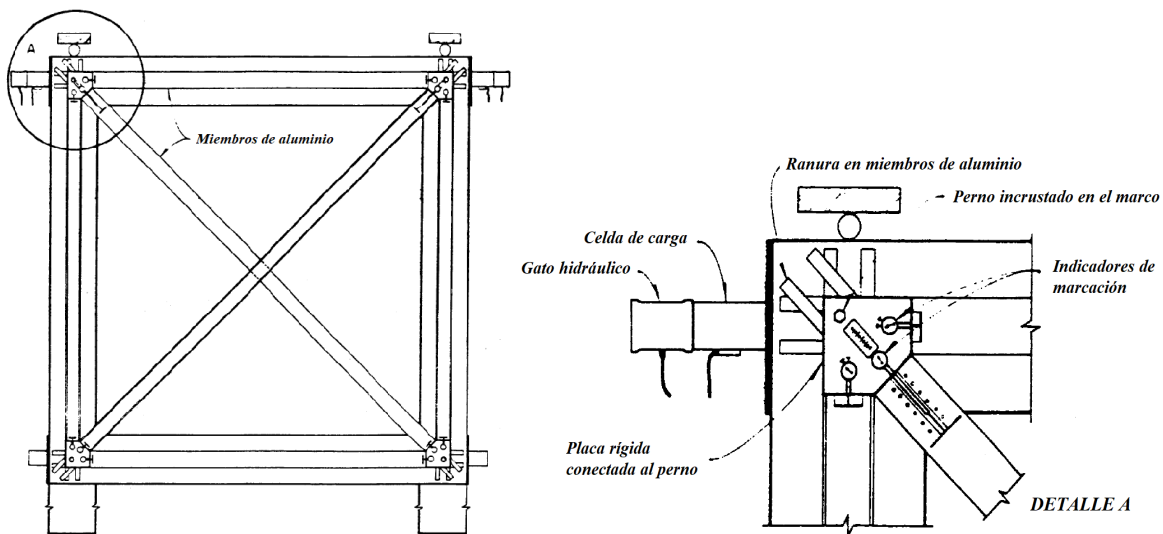


Fig. 8.2.7 Instrumentos de registro para carga y deformación. (Esteva 1966)

En la figura 8.2.8 inciso a) se observan los esfuerzos producidos, en la interacción entre el marco y el muro debidos a la aplicación de la carga. A diferencia del modelo anterior, el muro diafragma no fue reforzado interiormente, en la figura 8.2.8 inciso b) se puede observar la curva experimental obtenida, en dichas pruebas:

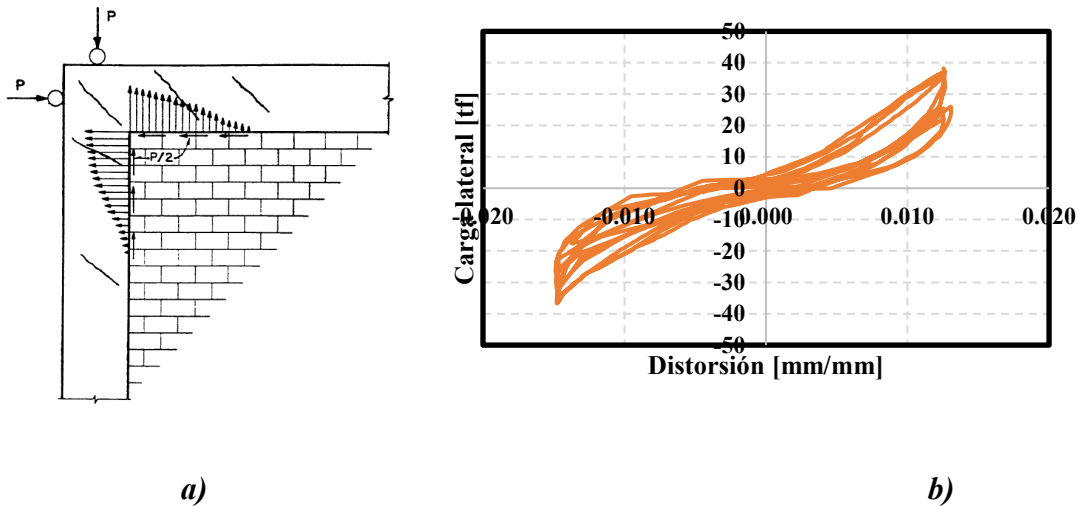
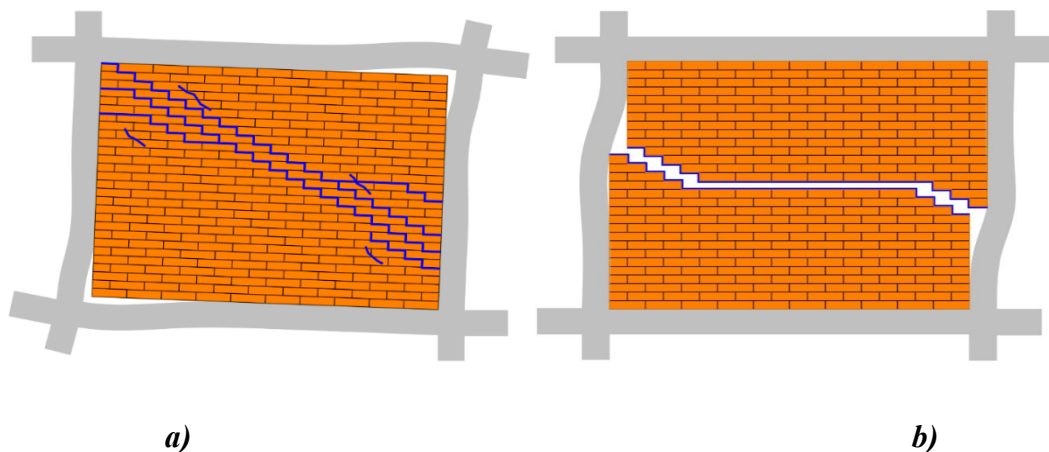
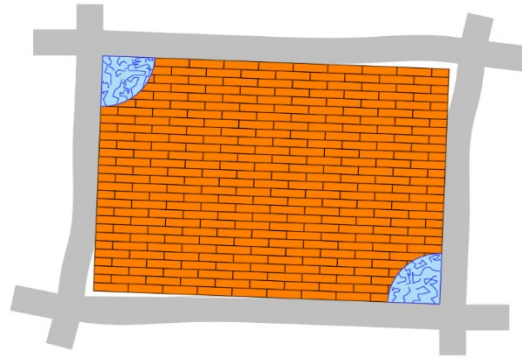


Fig. 8.2.8 a) Interacción entre el marco y el muro diafragma y aplicación de la carga, b) Curva de histéresis modelo E-76. (Esteva 1966)

8.3. Calibración analítica de las curvas histeréticas.

Para realizar un correcto análisis de los muros diafragma, se tuvo que seleccionar un macro modelo, capaz de considerar los modos de falla más representativos observados en pruebas experimentales: deslizamiento, tensión diagonal y aplastamiento: (Ver figuras 8.3.1 incisos a), b) y c)):





c)

Fig. 8.3.1 Modos de falla de muros diafragma. a) Falla por deslizamiento, b) Falla por tensión diagonal y c) Falla por aplastamiento.

8.3.1. Calibración analítica de los muros diafragma para el caso E-17.

Debido a la complejidad que representa, el modelar la respuesta cíclica del sistema en conjunto marco-muro, se propone la siguiente metodología para la calibración:

- I. Se aplica la misma historia de desplazamientos de la prueba experimental, como se indica en la figura 8.3.2. Observamos la similitud de los desplazamientos obtenidos con Ruaumoko 3D, de las diagonales de la mampostería y las columnas con la prueba experimental. (Ver figura 8.3.2)

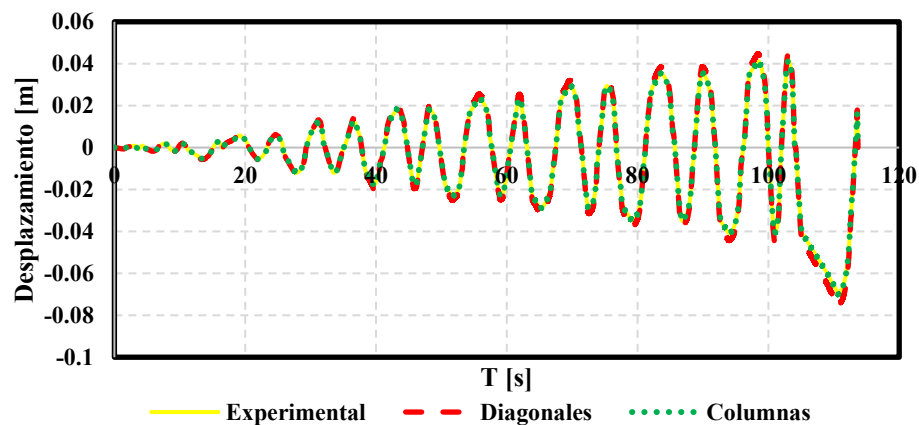


Fig. 8.3.2 Comparación de las historias de desplazamiento, de las columnas, el muro diafragma y la prueba experimental caso E-17.

- II. De los resultados de programa Ruaumoko 3D, se obtienen las gráficas compresión axial vs desplazamiento de cada puntal de mampostería, después se suman las fuerzas de los puntales paralelos, en cada dirección.
- III. De la sumatoria anterior se obtiene la gráfica compresión axial vs desplazamiento global. (Ver figura 8.3.3) Nótese que solo existen esfuerzos de compresión.

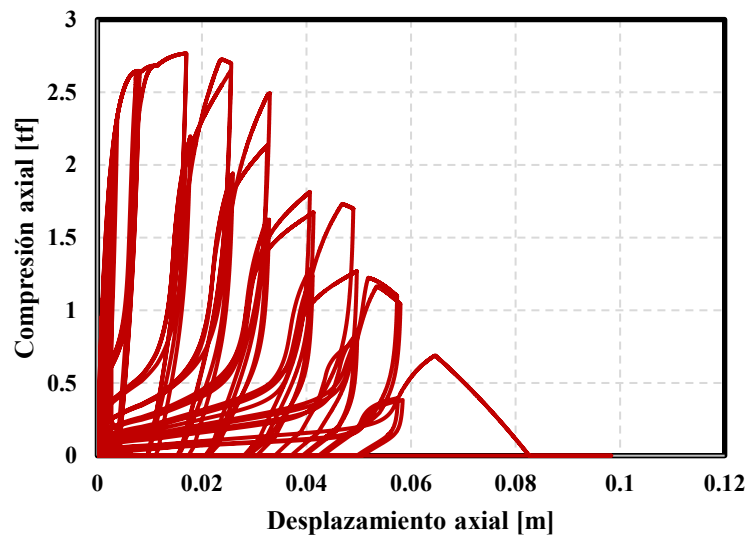


Fig. 8.3.3 Compresión axial vs desplazamiento de los puntales de mampostería caso E-17.

- IV. Se obtiene la componente horizontal de los desplazamientos y las fuerzas axiales de compresión, con la finalidad de obtener la fuerza cortante del muro, como se indica en la figura 8.3.4:

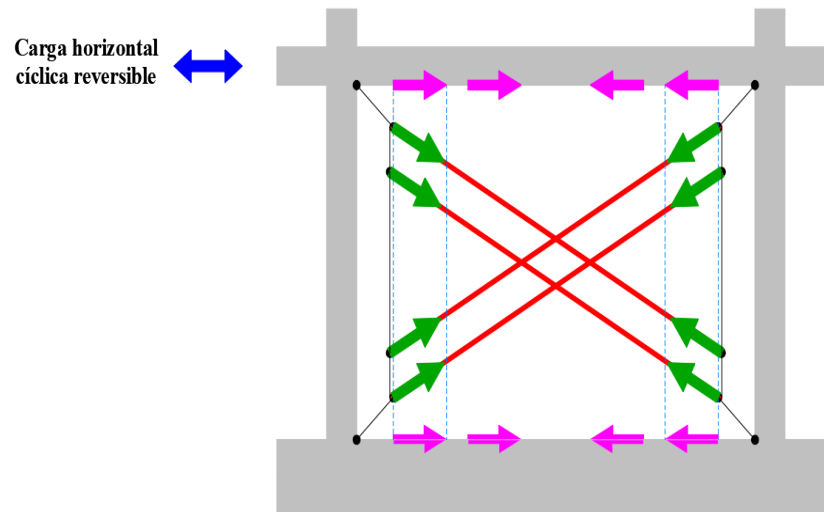


Fig. 8.3.4 Distribución de las fuerzas a lo largo del marco y el muro diafragma.

- V. Las columnas en contacto con los muros, se les asignó la regla de histéresis SINA modificada con una degradación tri lineal. Las curvas de histéresis obtenidas para las columnas es la mostrada en la figura 8.3.5:

Se sumaron los cortantes de ambas columnas y se consideró que se deformaban de la misma manera.

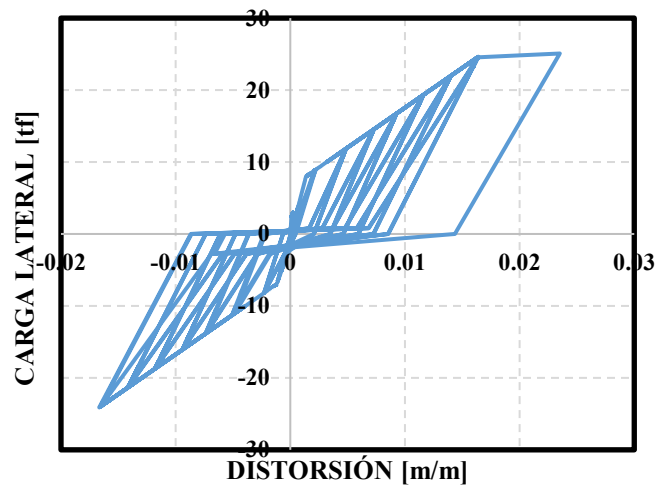


Fig. 8.3.5 Curva de histéresis de una columna en contacto con el muro caso E-17.

En la tabla 8.3.1 se presentan los valores de los parámetros de modelo SINA modificado, para caracterizar el comportamiento no lineal de las columnas en contacto con el muro diafragma, conforme a los parámetros definidos en el programa Ruaumoko 3D.

Tabla 8.3.1 Valores usados para los parámetros que componen la regla de histéresis SINA caso E-17.

RF	ALFA	BETA	DELTA	PHI	FCRP	FCRN	FCCP	FCCN	RDUCT
0.05	0.2	0.2	0.25	1	0.3	0.1	0.4	0.1	0.01

Los parámetros faltantes en la tabla requeridos por el programa Ruaumoko 3D, se consideran igual a cero.

- VI. Se realiza la sumatoria de las curvas de histéresis de las columnas y del muro; se ajustan los parámetros de éstos, a modo de ajustarse a la curva experimental. (Ver figuras 8.3.6 y 8.3.7)

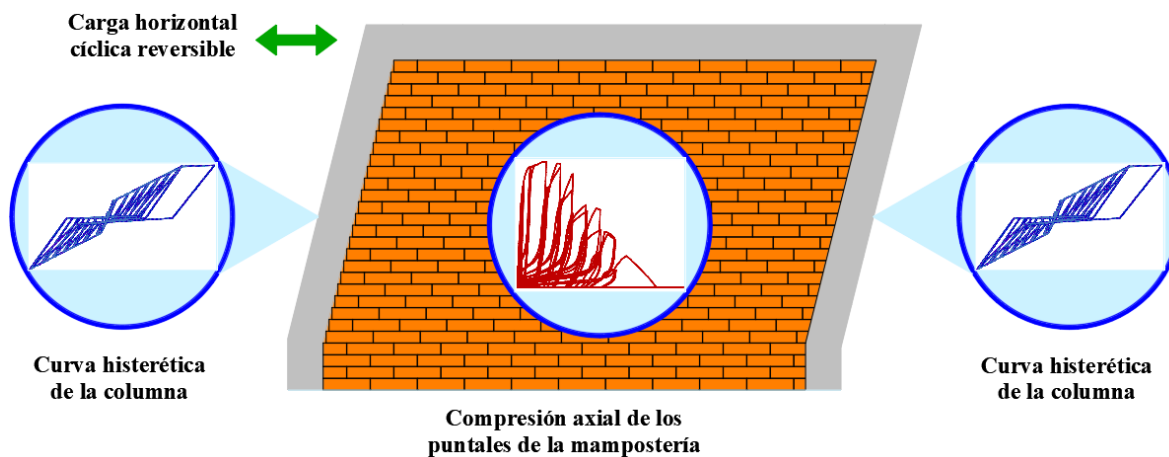


Fig. 8.3.6 Representación de las curvas histéricas consideradas en la calibración del caso E-17.

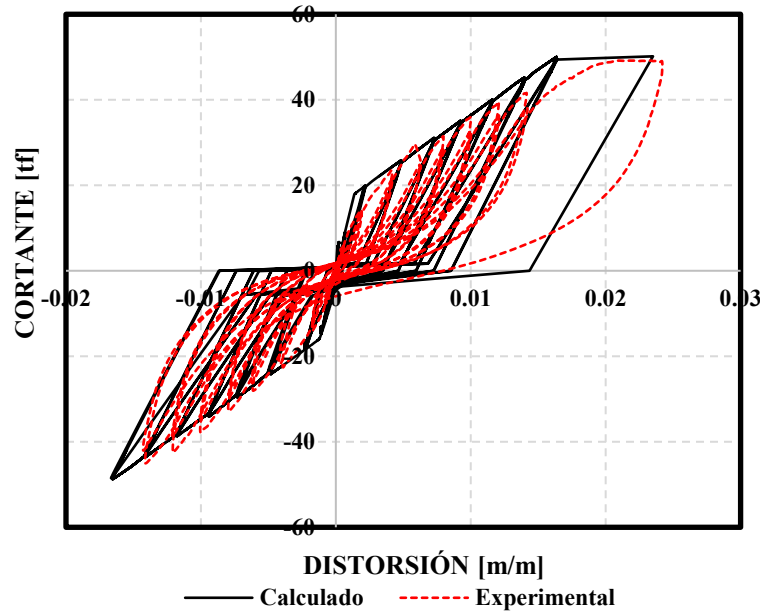


Fig. 8.3.7 Curva histerética global del caso E-17.

Comparando las respuestas cíclicas, los lazos siguen la misma trayectoria, con excepción del último lazo histerético del muro.

8.3.1.1. Comprobación de la calibración analítica del caso E-17, mediante el índice de daño.

Con el fin de comprobar que la calibración analítica sea satisfactoria, se utilizó el modelo mecánico de daños sísmicos, para concreto reforzado, por Young-Ji Park y Alfredo H.S. Ang, F. ASCE en 1985, el modelo está referido para elementos de concreto, sin embargo, se realiza una analogía utilizando las expresiones para el caso del marco de concreto y el muro diafragma.

El daño sísmico estructural es expresado como una combinación lineal del daño, causado por una excesiva deformación y la contribución del efecto de la carga cíclica repetida. Esto se representa en términos del índice de daño.

En la expresión 8.3.1 el efecto del ciclo de carga se asume uniforme a diferentes niveles de deformación:

$$D = \frac{\delta_M}{\delta_u} + \frac{\beta}{Q_y \delta_u} \int dE \quad (8.3.1)$$

El daño estructural es función de la respuesta δ_M y δ_E , que a su vez depende de la historia de carga.

Donde:

- δ_u Deformación última por una carga monotónica.
- Q_y Esfuerzo de fluencia calculado. (Si Q_u es más pequeño que Q_y , entonces Q_y se reemplaza por Q_u)
- β Parámetro no negativo.
- δ_M Máxima deformación por el terremoto.
- dE Energía histerética incremental absorbida.

El criterio de daño es de la siguiente forma:

Si $D = 0$; La respuesta se mantiene elástica teóricamente, sin embargo, la ecuación da valores significativamente pequeños para D , en el rango elástico.

Si $D \geq 1$; Significa colapso completo o daño total.

El parámetro β es función del refuerzo longitudinal, la carga axial y el refuerzo transversal, aplicable para la ecuación 8.3.2.

$$\beta = (-0.447 + 0.073 \frac{l}{d} + 0.24n_0 + 0.314\rho_t) \times 0.7^{\rho\omega} \quad (8.3.2)$$

Donde:

- L Longitud del marco.
- d Peralte efectivo.
- n_0 Carga axial.
- ρ_t Cuantía longitudinal.

ρ_ω Cuantía transversal.

Para efectos de esta tesis los parámetros que definen la expresión del índice de daño, se consideraron de la siguiente forma:

- δM , Máxima deformación de la carga horizontal cíclica reversible en su parte superior.
- δu , Máxima deformación, presentada en las curvas histeréticas, correspondiente al desplazamiento máximo.
- Por otro lado, Q_y , representa el máximo esfuerzo o fuerza, cuando el marco comienza a fluir.

En la figura 8.3.8 inciso a) y b) se muestran los valores obtenidos, de distorsión de fluencia, última, y la fuerza de fluencia.

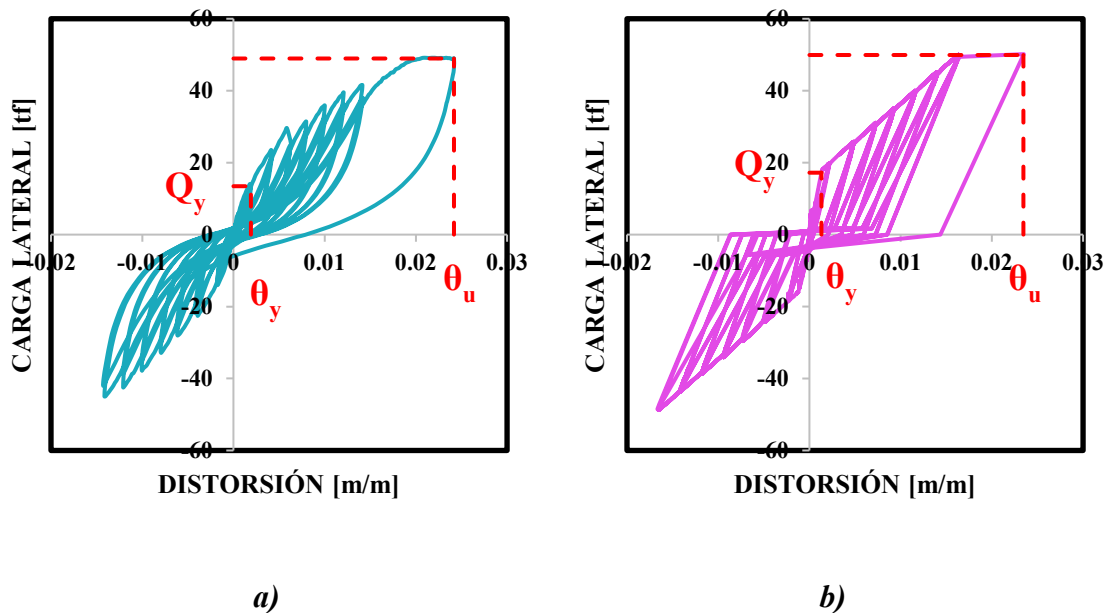


Fig. 8.3.8 Obtención de los parámetros de distorsión de fluencia y última, para la curva histerética experimental inciso a) y la calculada del caso E-17 inciso b).

- Para el cálculo de β se toma en cuenta las características de las columnas, en lo referente al refuerzo.

- El valor de la integral, corresponde a la energía disipada por la curva histerética, en la figura 8.3.9 se muestra con sombreado amarillo, la energía que se disipó en cada lazo histerético.

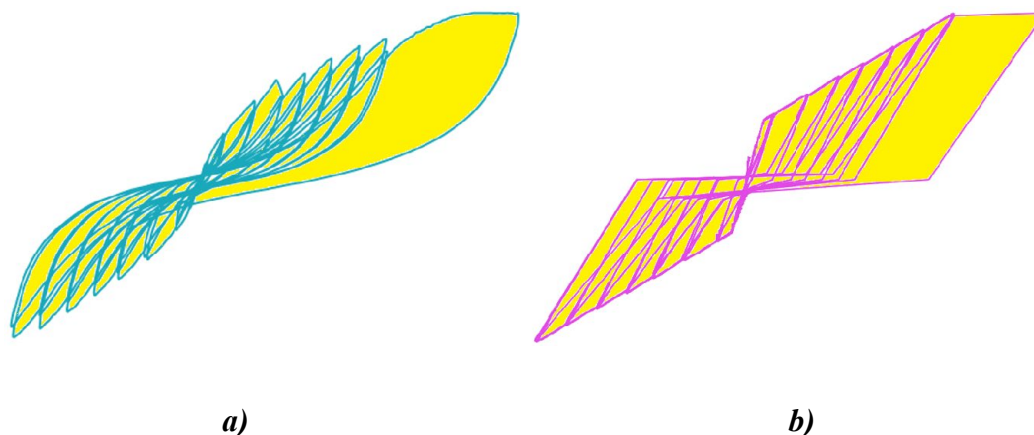


Fig. 8.3.9 Energía disipada por los lazos de la curva histerética experimental inciso a) y la calculada del caso E-17 inciso b).

En base a lo anterior en la tabla 8.3.2 se presentan los resultados de cada parámetro, tanto para el modelo experimental como para el calculado, además se muestra el porcentaje de error del índice de daño.

Tabla 8.3.2 Parámetros e índice de daño para el caso E-17.

Curva histerética	δ_M	δ_u	β	Q_y [kgf]	Energía disipada [kgf cm]	D Índice de daño	% Error
Experimental	7.01	7.01	0.44	13450	626.66	1.0025	0.32
Calculado	7.01	7.04	0.57	17209.6	700	0.9993	

8.3.2. Calibración analítica de los muros diafragma para el caso E-76.

Para la calibración del caso E-76, se siguió la misma metodología que en el caso E-17, con algunas diferencias que se incluyen a continuación:

- I. Como no se contaba con la historia de desplazamientos aplicada a los muros de las pruebas experimentales, se tomaron las recomendaciones hechas en las NTC-DM 2020, apéndice A.7 *Protocolo de ensayo*. (Ver figura 8.3.10)

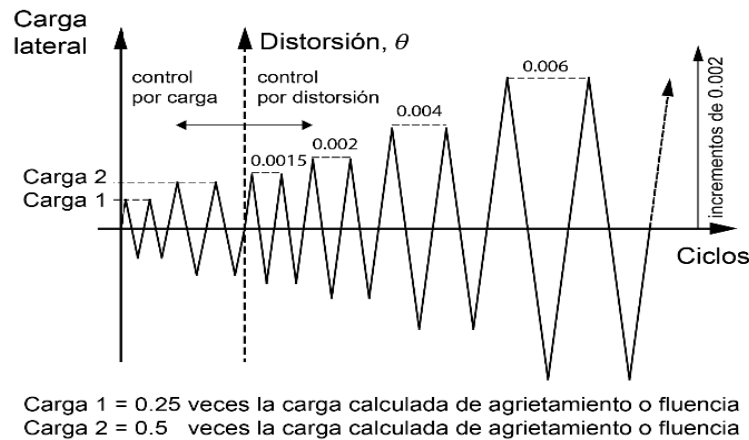


Fig. 8.3.10 Historia de carga y curva lateral – distorsión. (NTC-DM 2020)

- II. La gráfica compresión axial vs desplazamiento global, obtenida del comportamiento de los puntales, se muestra en la figura 8.3.11:

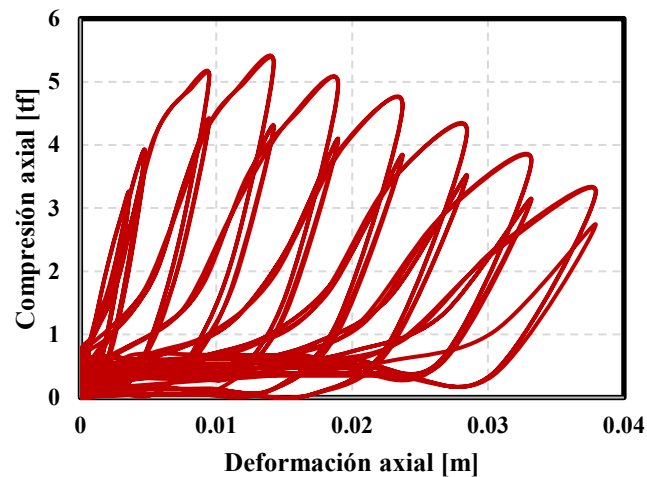


Fig. 8.3.11 Compresión axial vs desplazamiento de los puntales de mampostería caso E-

- III. Se descompone tanto la fuerza axial como el desplazamiento axial, en su componente horizontal (Ver figura 8.3.4), con el propósito de obtener la fuerza cortante y el desplazamiento correspondiente.
- IV. Se asigna la regla de histéresis SINA modificada a las columnas.
- V. La curva obtenida para una columna es la mostrada en la figura 8.3.12.

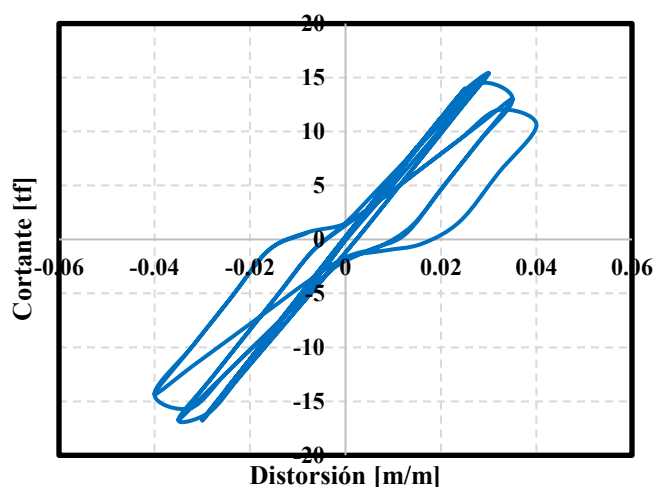


Fig. 8.3.12 Curva de histéresis de una columna en contacto con el muro caso E-76.

En la tabla 8.3.3 se presentan los valores de los parámetros del modelo SINA modificado, de acuerdo al programa Ruaumoko 3D.

Tabla 8.3.3 Valores usados para los parámetros que componen la regla de histéresis SINA caso E-76.

RF	ALFA	BETA	DELTA	PHI	FCRP	FCRN	FCCP	FCCN	RDUCT
-0.80	0.6	0.9	0.1	1	0.3	0.1	0.1	0.1	0.1

- VI. Se realiza la sumatoria de las curvas de histéresis de las columnas y del muro, como se muestra en la figura 8.3.13. Se ajustan los parámetros para las columnas y el muro, de modo de ajustarlo a la curva experimental. (Ver figura 8.3.14)

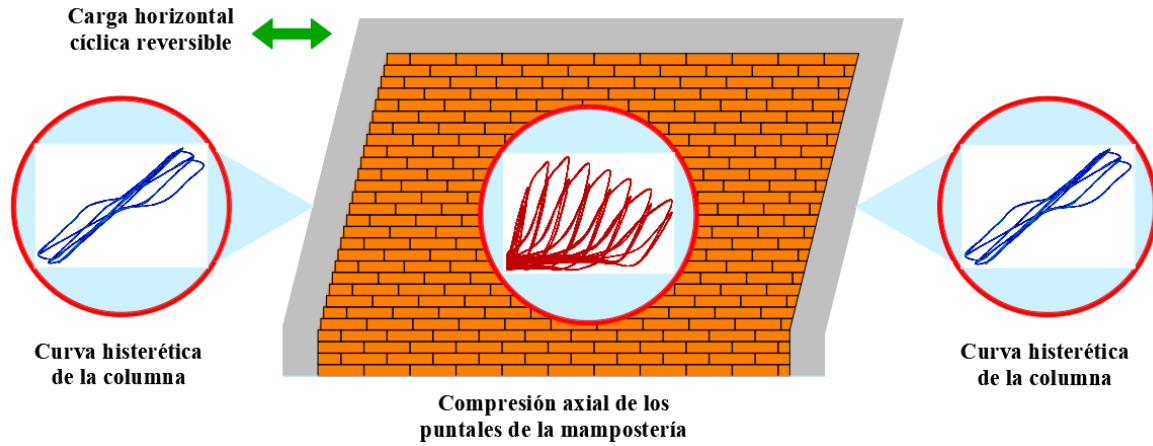


Fig. 8.3.13 Representación de las curvas histéricas consideradas en la calibración del caso E-76.

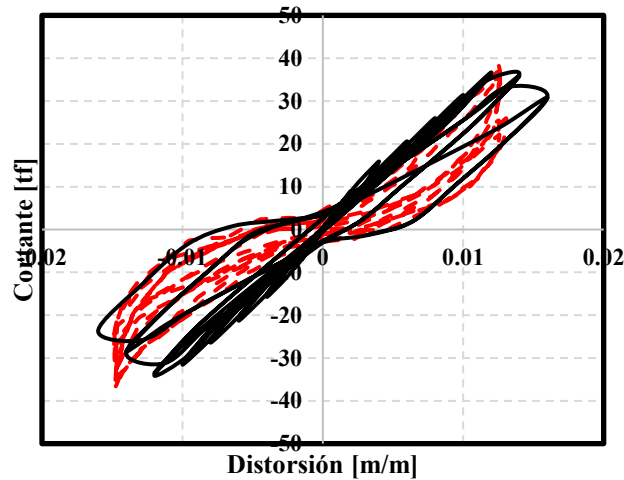


Fig. 8.3.14 Curva histérica global del caso E-76.

Comparando las respuestas cíclicas, vemos que los lazos siguen la misma trayectoria, sin embargo, la calibración no es exacta. Por esta razón se decide comprobar la calibración con un método basado en energías.

9.3.2.1. Comprobación de la calibración analítica del caso E-76, mediante el índice de daño.

De las expresiones y la metodología del caso E-17, para el cálculo del índice de daño del modelo E-76. Se muestran en la figura 8.3.15 los parámetros de distorsión a fluencia, la última y la fuerza de fluencia, necesarias para el cálculo.

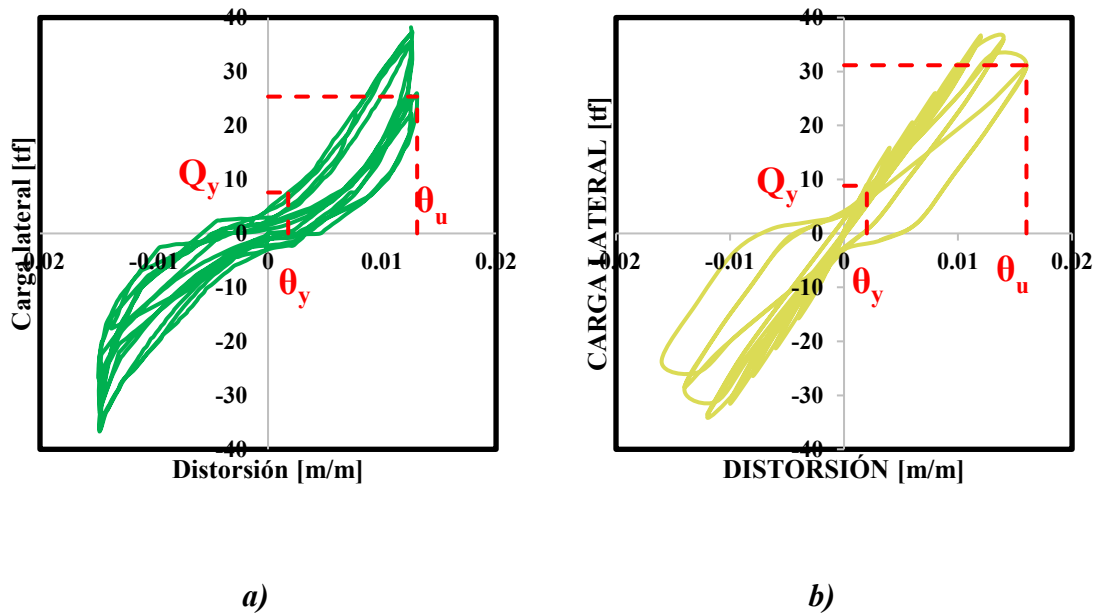


Fig. 8.3.15 Obtención de los parámetros de distorsión de fluencia y última, para la curva histerética experimental inciso a) y la calculada inciso b) del modelo E-76.

Se indica la energía histerética disipada por los lazos de histéresis, en color amarillo para la prueba experimental y la calculada. (Ver figura 8.3.16)

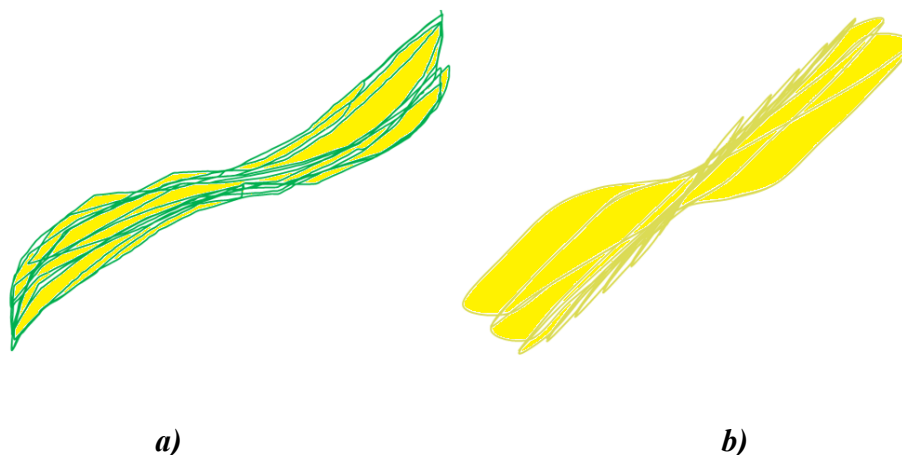


Fig. 8.3.16 *Energía disipada por los lazos de la curva histerética experimental y la calculada del caso E-76.*

En la tabla 8.3.4 se muestra el valor de cada parámetro, la energía disipada y el porcentaje de error entre ellas.

Tabla 8.3.4 *Parámetros e índice de daño para el caso E-76.*

Curva histerética	δ_M	δ_u	β	Q_y [kgf]	Energía disipada [kgf cm]	D Índice de daño	% Error
Experimental	3.72	3.92	0.39	7589	348.99	0.95	2.17
Calculado	3.72	4.00	0.46	8835	142.89	0.93	

8.4. Validación de los modelos

Se presenta la validación de los modelos, la comparación entre el software Ruaumoko y el software ETABS.

8.4.1. Validación del modelo E-17.

Las NTC-DS 2020 en el apartado 6.2.2 *Modelación de sistema estructural*, se menciona lo siguiente:

Será necesario emplear modelos tridimensionales que tomen en cuenta, cuando menos tres grados de libertad por planta, incluyendo los movimientos de traslación en dos direcciones

horizontales ortogonales y la rotación con respecto a un eje vertical. Aunado a esto, que representen adecuadamente las distribuciones espaciales de masa y rigideces laterales.

En la figura 8.4.1 se muestra la representación de la estructura, mediante un programa complementario a Ruaumoko 3D llamado DYNAPLOT, diseñado con el propósito de imprimir los resultados en la historia de tiempo de diferentes parámetros de respuesta.

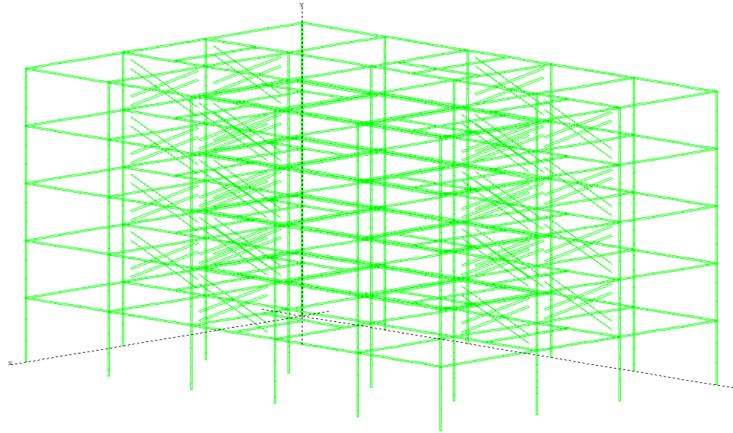


Fig. 8.4.1 Representación del modelo E-17 en el software DYNAPLOT.

Los modelos de ETABS y de RUAUMOKO se comparan como se muestra en la tabla 8.4.1:

Tabla 8.4.1 Comparación de los periodos en Ruaumoko 3D y con ETABS para el caso E-17.

Programa	Periodo Modo 1 [s]	% Error	Periodo Modo 2 [s]	% Error	Peso modal X [%]	% Error
Ruaumoko 3D	0.47	1.75	0.42	4.38	88	1.15
ETABS	0.46		0.43		87	

Las variaciones que se presentan entre los modelos, se deben a la variación de rigidez en los muros diafragma, ya que, si bien el modelo en Ruaumoko 3D contempla 4 puntales para cada muro en ETABS, sólo considera uno en la dirección de acción de las fuerzas sísmicas.

8.4.2. Validación del modelo E-76.

Siguiendo lo expresado en las NTC-DS 2020, en el apartado 6.2.2 *Modelación de sistema estructural*, en lo referente a la modelación global de la estructura.

En la tabla 8.4.2 se presenta la comparación de los periodos de la estructura modelada en Ruaumoko 3D y en ETABS. Se presenta cierta variación en los resultados, debido a la variación de rigidez de los muros modelados en Ruaumoko, como se mencionó con anterioridad.

Tabla 8.4.2 Comparación de los periodos en Ruaumoko 3D y con ETABS para el caso E-76.

Programa	Periodo Modo 1 [s]	% Error	Periodo Modo 2 [s]	% Error	Peso modal X [%]	% Error
Ruaumoko 3D	0.78	4.70	0.60	4.35	90	3.45
ETABS	0.75		0.58		87	

En el apéndice C se muestra el comportamiento no lineal del caso E-17, la generación de las articulaciones plásticas y como se esfuerzan los muros.

Capítulo 9

9. Curvas dinámicas incrementales (ADI)

El análisis dinámico incremental por sus siglas (ADI), permite calcular el daño global de estructuras, para diferentes aceleraciones máximas del terreno y representar este resultado por medio de curvas de daño.

A diferencia del análisis pushover, en el cual se le aplican fuerzas horizontales a la estructura y éstas se incrementan, en este tipo de análisis la estructura se somete a registros sísmicos, mismos que se escalan de manera progresiva. La estructura se analiza desde sus condiciones iniciales con el mismo registro, y se incrementa a una intensidad deseada. (Vamvatsikos y Cornell 2002):

Una medida de intensidad (IM, por sus siglas en ingles) de un acelerograma escalado, es un escalar en valor absoluto que constituye una función que depende del acelerograma sin escalar y que aumenta monótonamente mediante un factor de escala. (Ver figura 9.1)

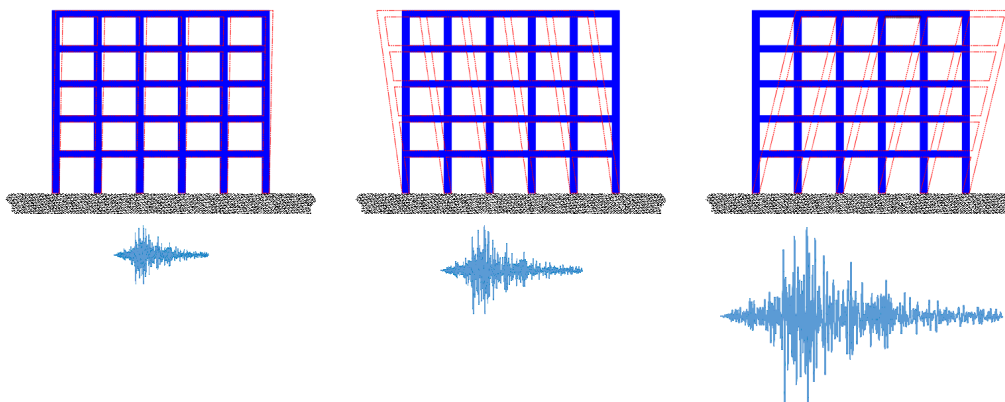


Fig. 9.1 Estructura sometida a un mismo registro escalado a diferentes intensidades.

Para graficar la curva ADI se obtiene la respuesta de interés, comúnmente llamada medida de daño (MD) o variable del estado estructural, la cual se define como un escalar en valor absoluto, que caracteriza la respuesta del modelo estructural debido a una carga sísmica

prescrita, es decir, una cantidad observable que se puede deducir de los datos de salida del análisis dinámico no lineal correspondiente. Dentro de las posibles opciones de MD las más usadas son las distorsiones máximas de entrepiso (DME). (Vamvatsikos y Cornell 2002):

Una curva ADI es un gráfico de una variable establecida de una medida de daño MD, registrada en un estudio ADI, contra una o más medidas de intensidad IM, que caracterizan el acelerograma escalado aplicado. En la curva típica se presenta la intensidad en términos de pseudo-aceleración en el eje de las ordenadas, la distorsión máxima de entrepiso en las abscisas. (Ver figura 9.2)

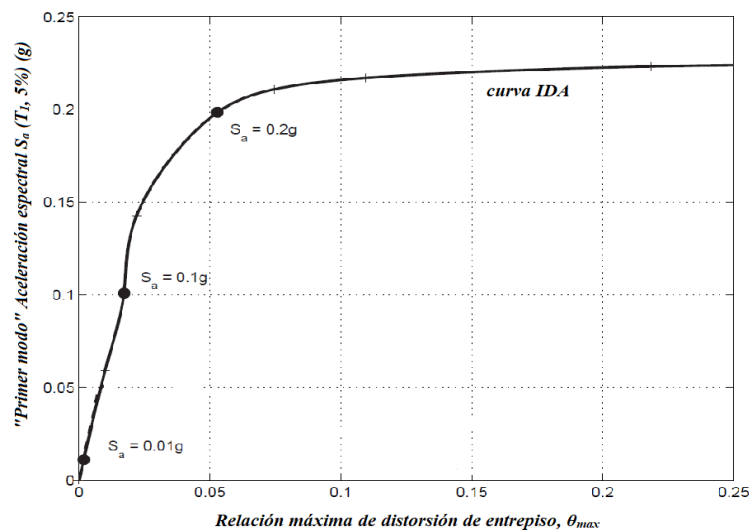


Fig. 9.2 Curva típica del análisis dinámico incremental. (Vamvatsikos y Cornell, 2002)

Con la ayuda de estas curvas es posible definir los estados límite a los que está sometida una estructura; por ejemplo, el estado límite de fluencia, donde la estructura sale del rango elástico y comienza a incursionar en el inelástico, identificable en cuanto la pendiente de la curva difiere en un 10% de la pendiente inicial, o bien, el estado límite último, donde la respuesta de la estructura crece significativamente ante pequeños incrementos de intensidad sísmica, la idea es que el aplanamiento de la curva es un indicador de inestabilidad dinámica. (Vamvatsikos y Cornell 2002):

En la presente investigación al tener una planta baja débil se tiene una falla frágil, lo cual lleva a la edificación a incrementos bruscos de distorsión de entrepiso para una intensidad sísmica moderada.

El colapso global está relacionado con un valor IM o MD, donde se observa inestabilidad dinámica o numérica; sin embargo, en estas curvas es posible que múltiples puntos satisfagan tal regla, causado principalmente por el endurecimiento o la “resurrección” estructural, es por ello que se han propuesto las siguientes reglas, que esperan simplificar el problema antes descrito. (Vamvatsikos y Cornell 2002):

- I. Regla basada en MD o medida de daño: en donde al cumplir con $MD > C_{DM}$, entonces se excede el estado límite (Ver figura 9.3). El concepto consiste en que MD es una medida de daño, y si se establece un límite a esta medida de daño C_{DM} , al superarse, el modelo estructural supera el estado límite preestablecido. El valor de C_{DM} propuesto (Vamvatsikos y Cornell 2002) es igual a 0.08, como límite de distorsión máxima de entrepiso, el cual se obtiene de ensayos de laboratorio, teoría o experiencia ingenieril.
- II. Regla basada en IM o medida de intensidad: misma que se genera por la necesidad de evaluar la capacidad de colapso, al tener un punto único que divide la curva en dos regiones: (1) zona de no colapso con un IM inferior al preestablecido y (2) zona de colapso, caso contrario a la antes mencionada (Ver figura 9.4). Al cumplir $IM > C_{IM}$, entonces se excede el estado límite. Se propone también como medida extrema el uso del aplanamiento de la curva, o la línea más plana de la curva, como el límite para definir la capacidad en términos de IM.

El uso de una regla basada en MD, puede llevar a múltiples puntos de un estado límite último en una curva ADI (Ver figura 9.3), por lo que se podría definir conservativamente el punto de estado límite, como el IM más bajo. Ahora bien, si el modelo es lo suficientemente realista, es válido aceptar colapso de la estructura por la no convergencia o inestabilidad numérica, en vez del uso de una regla basada en MD. (Vamvatsikos y Cornell 2002):

Una curva ADI única no permite determinar el comportamiento estructural de una edificación, en el ambiente sísmico en el que se encuentra, por lo que es necesario obtener curvas asociadas a diferentes registros representativos de la zona (Ver figura 9.5).

Al realizar los análisis dinámicos incrementales, se tiene la ventaja de que se puede obtener una variabilidad de la respuesta estructural, registro a registro, por lo que se tiene todo un conjunto de posibles respuestas de la estructura, y de esa manera, se puede evaluar el valor esperado de la respuesta y su dispersión asociada.

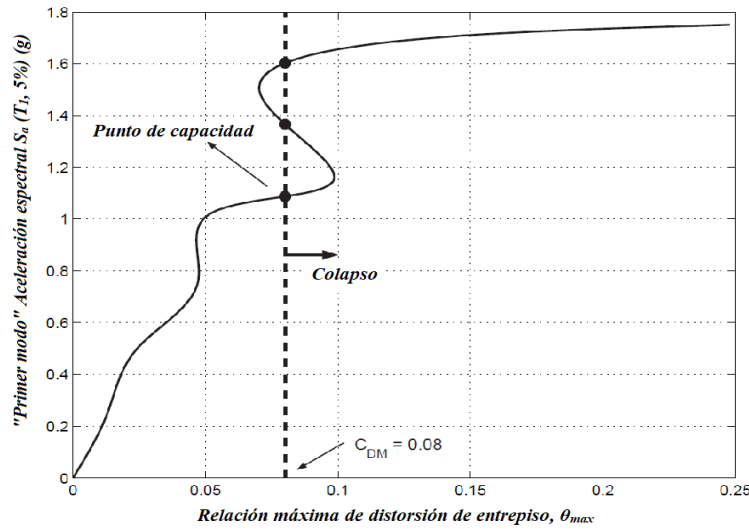


Fig. 9.3 Regla basada en una medida de daño MD produciendo múltiples puntos de capacidad. (Vamvatsikos y Cornell, 2002)

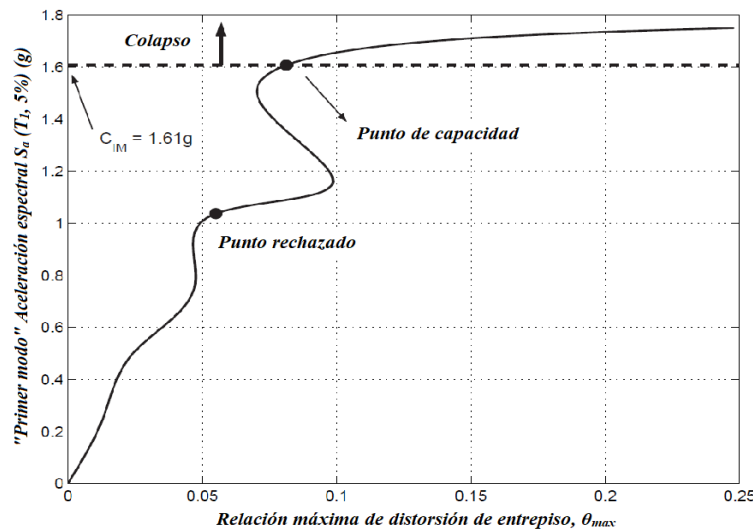


Fig. 9.4 Regla basada en una medida de intensidad IM produciendo múltiples puntos de capacidad. (Vamvatsikos y Cornell, 2002)

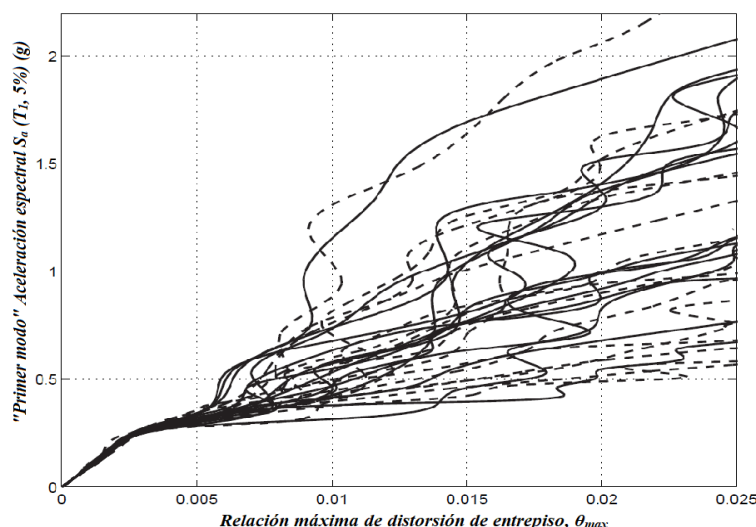


Fig. 9.5 *Curvas obtenidas de los análisis dinámicos incrementales asociados a diferentes registros.* (Vamvatsikos y Cornell, 2002)

9.1 Parámetro indicativo de la respuesta sísmica estructural.

En las NTC-DS 2020 en el apartado 6.2.2 *Modelación de sistema estructural*, se menciona lo siguiente:

Para modelos de plasticidad concentrada, el comportamiento histerético de las articulaciones plásticas de los miembros estructurales que se dañen predominantemente en flexión, y que formen parte de sistemas estructurales, cuyas demandas máximas de distorsión (estimadas con el análisis dinámico no lineal paso a paso), no excedan las distorsiones límite indicadas en las tablas 4.2.1 y 4.2.2.

Por lo anterior, el parámetro indicativo de la respuesta estructural adoptado, es la distorsión máxima de entrepiso (DME), pues se considera que este parámetro está asociado directamente con el nivel de daño, que presenta una estructura cuando se somete a una acción sísmica.

9.1.1 Estados límite considerados en los modelos.

Conforme a las NTC-DS 2020 en el apartado 1.8 *Revisión de desplazamientos laterales*, se evalúan los estados límite, que se describen a continuación:

Estado límite de seguridad ante colapso: De acuerdo a la tabla 4.2.1, Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de concreto, con sistema formado por marcos y muro diafragma no desligados, y marcos de ductilidad baja; la distorsión máxima de entrepiso es igual a 0.010; misma que aplica para los niveles superiores. Por otro lado, para marcos de concreto diseñados con ductilidad baja, la distorsión máxima de entrepiso es igual a 0.015.

Estado límite de daños ante sismos frecuentes: se revisará que las distorsiones de entrepiso determinadas para esta condición, no excederán 0.002, salvo que todos los elementos no estructurales, sean capaces de soportar deformaciones apreciables o estén separados de la estructura principal, de manera que no sufran daños por sus deformaciones; en tal caso, el límite en cuestión será 0.004.

9.2 Curvas dinámicas incrementales para el caso E-17.

De acuerdo con la información descrita en el presente capítulo, se realizan los análisis dinámicos incrementales, correspondientes con el caso E-17. Se obtienen las distorsiones máximas de entrepiso de cada análisis y se grafican vs la intensidad, a la que se escalaron los registros sísmicos.

Las curvas ADI para cada uno de los movimientos del suelo, utilizados en esta tesis, se presentan en la figura 9.2.1. Las líneas de color azul cielo representan las curvas ADI, para cada uno de los análisis no lineales paso a paso realizados, y la línea gruesa de color rojo representa el valor promedio de éstas. Se observa el punto de fluencia global de la estructura a una intensidad de 0.3 g, con línea punteada de color negro.

La línea punteada de color verde indica el estado límite de seguridad contra colapso, para los pisos superiores, la cual equivale a una distorsión máxima de entrepiso de 0.010; misma presentada a una intensidad sísmica de 0.46 g.

Del mismo modo, la línea punteada de color morado, representa el estado límite de seguridad contra colapso, para la planta baja; correspondiente a una distorsión máxima de entrepiso igual a 0.015; presentada a una intensidad sísmica igual a 0.58 g.

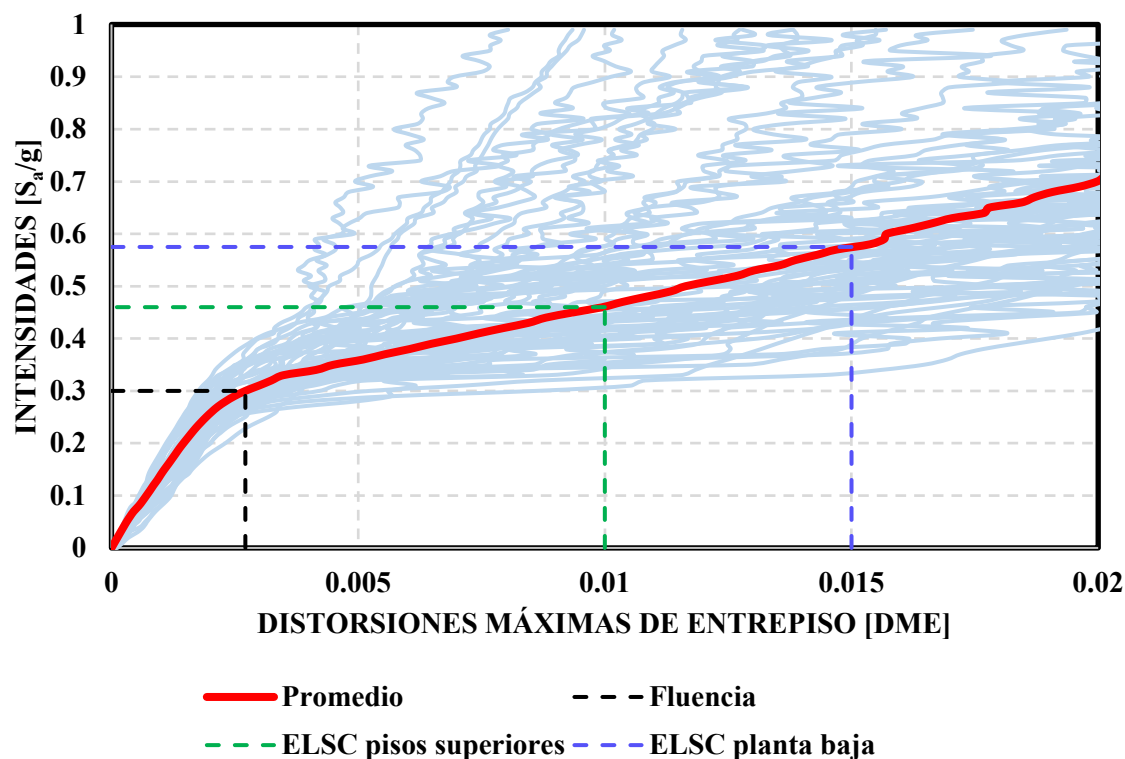


Fig. 9.2.1 Curvas ADI correspondientes al caso E-17.

9.2.1 Distorsiones en el tiempo del caso E-17.

De acuerdo a las curvas ADI, se muestran las distorsiones máximas de entrepiso en el caso E-17. La primera de ellas representa las distorsiones presentadas en la fluencia global de la estructura (Ver figura 9.2.2 inciso a); las posteriores corresponden a las intensidades de acuerdo a las distorsiones máximas permisibles en las que se presentan los estados límite de seguridad contra colapso, consideradas en las NTC-DS 2020, tanto para los pisos superiores (Ver figura 9.2.2 inciso b) como para la planta baja, (Ver figura 9.2.2 inciso c). La línea de color rojo representa el promedio de las distorsiones de entrepiso, correspondiente a los 52 movimientos sísmicos, y las líneas continuas en color azul, representan cada uno de éstos.

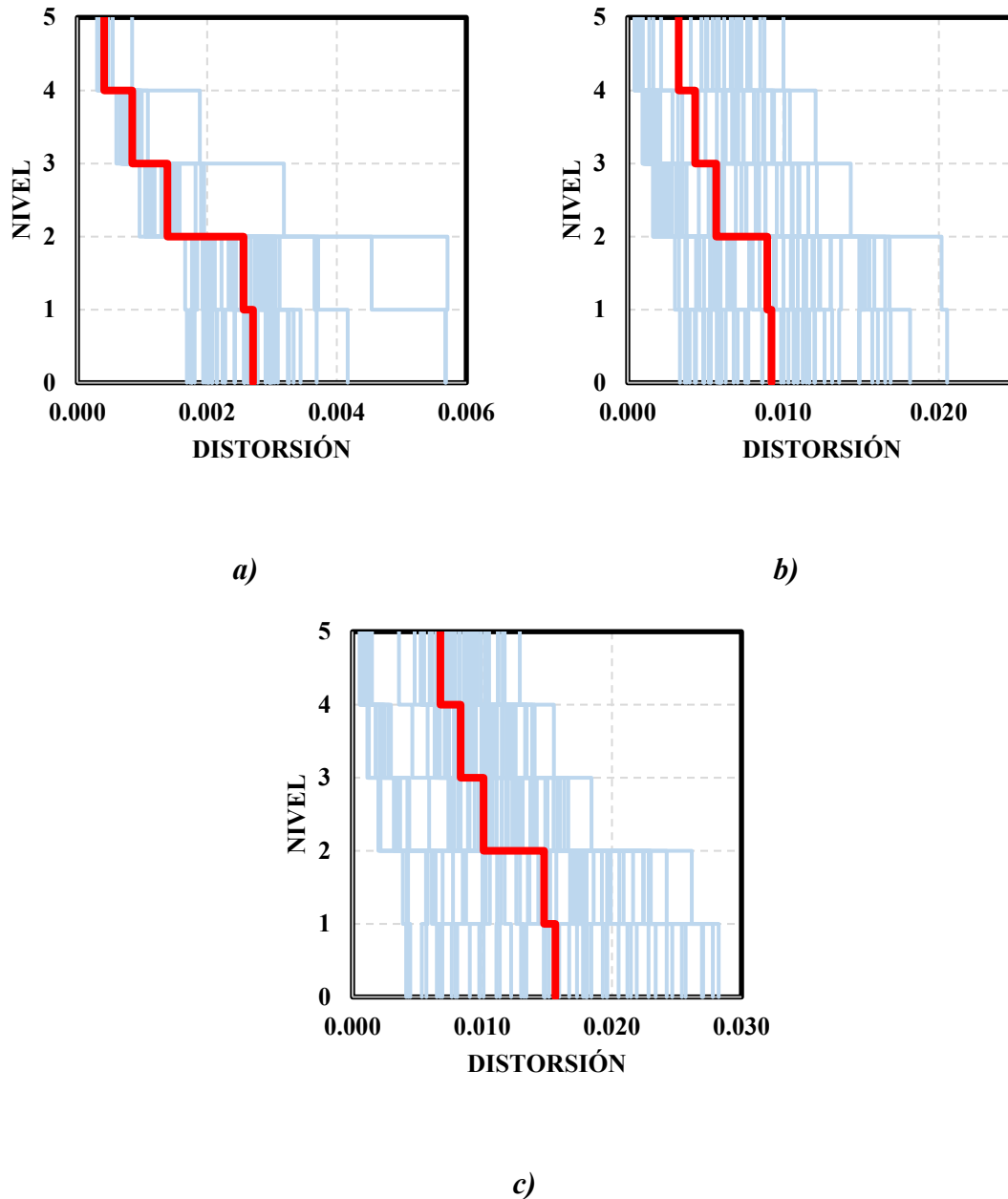


Fig. 9.2.2 Perfil de distorsiones del caso E-17 a) S_a/g 0.30, b) 0.45 y c) S_a/g 0.60.

9.3 Curvas dinámicas incrementales para el caso E-76.

Al igual que en el caso anterior en la figura 9.3.1, las líneas de color azul cielo representan las curvas ADI para cada uno de los análisis no lineales, paso a paso realizados, y la línea gruesa de color rojo representa el valor promedio de éstas. En el eje de las abscisas se encuentran las distorsiones máximas de entrepiso de cada análisis, y en el eje de las ordenadas

la intensidad a la que se escalaron los registros sísmicos. La fluencia global de la estructura se presenta a 0.17 g, con línea punteada de color negro.

Además, se observan dos líneas punteadas la de color verde, representa el estado límite de seguridad contra colapso para los pisos superiores, misma que se presentaría a una intensidad sísmica de 0.24 g. La línea de color morado, representa el estado límite de seguridad contra colapso para la planta baja, que se presenta a una intensidad sísmica de 0.38 g.

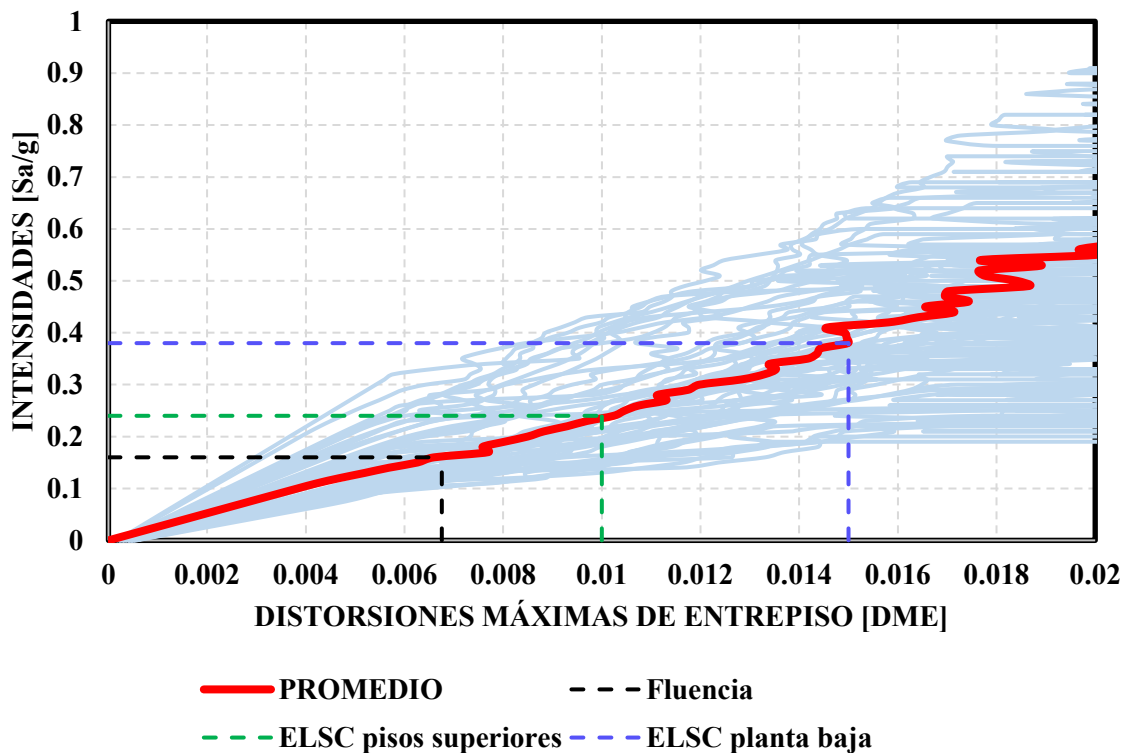


Fig. 9.3.1 Curvas ADI correspondientes al caso E-76.

9.3.1 Distorsiones en el tiempo del caso E-76.

Se representa las distorsiones máximas de entrepiso, correspondientes a la fluencia global de la estructura (Ver figura 9.3.2 inciso a). Las posteriores corresponden a las intensidades de acuerdo a las distorsiones máximas de entrepiso, en la que se presentan los estados límite de colapso considerando las NTC-DS 2020, para los pisos superiores (Ver figura 9.3.2 inciso b) y para la planta baja (Ver figura 9.3.2 inciso c).

La línea de color rojo representa el promedio de las distorsiones de entrepiso, correspondiente a los 52 movimientos sísmicos, y las líneas continuas en color azul, corresponden a cada uno de éstos.

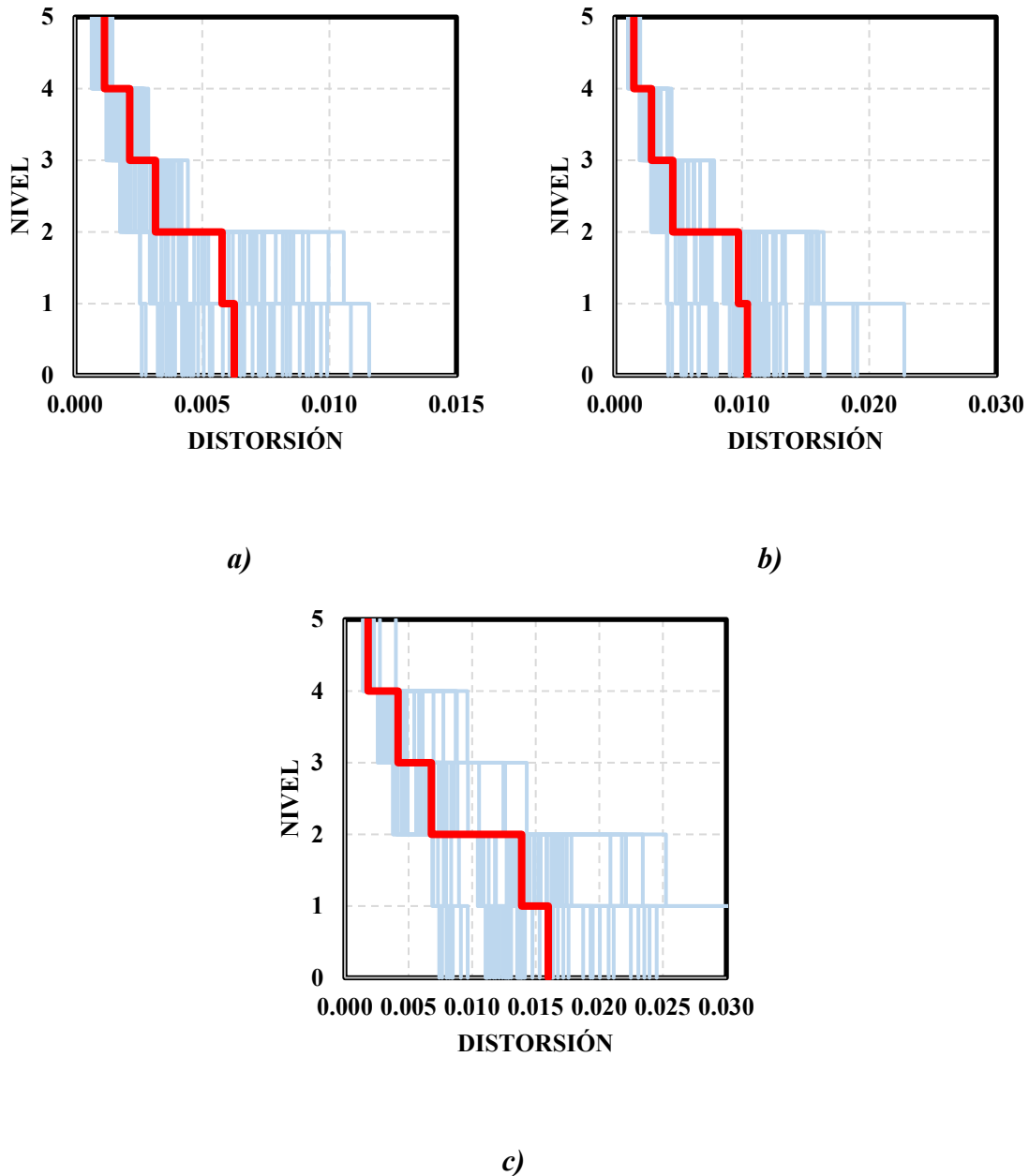


Fig. 9.3.2 Perfil de distorsiones del caso E-76 a) S_d/g 0.17, b) S_d/g 0.24 y c) S_d/g 0.35.

Capítulo 10

10. Curvas de fragilidad.

Las curvas de fragilidad son funciones de probabilidad condicional que indican la probabilidad de que una estructura alcance o exceda un nivel de daño particular, dado un sismo con un cierto nivel de intensidad. Si en un evento sísmico existen “n” estados de daño (ED_i , $i = 0 \dots n$), una curva de fragilidad determina la probabilidad de exceder el i –ésimo estado de daño; esto se logra a través del cálculo de una función de fragilidad, la cual está dada por la expresión 11.1: (Rosenblueth y Esteva 1972):

$$P(EDP > y | IM = im) = 1 - \Phi \left(\frac{\ln \left(\frac{y}{D} \right)}{\sigma_{\ln D}} \right) \quad (10.1)$$

Donde:

- y Vector de distorsiones límite de entrepiso.
- D Mediana del logaritmo natural de las distorsiones máximas de entrepiso.
- $\sigma_{\ln D}$ Desviación estándar del logaritmo natural de las distorsiones máximas de entrepiso.

10.1 Curvas de fragilidad de los casos E-17 y E-76.

A continuación, en la figura 10.2.1, se presentan las curvas de fragilidad asociadas a distintas distorsiones máximas de entrepiso (DME), anteriormente mencionadas, provenientes del análisis en la dirección X, con línea punteada de color rojo se representa la intensidad de diseño de 0.22 g, para el caso E-17.

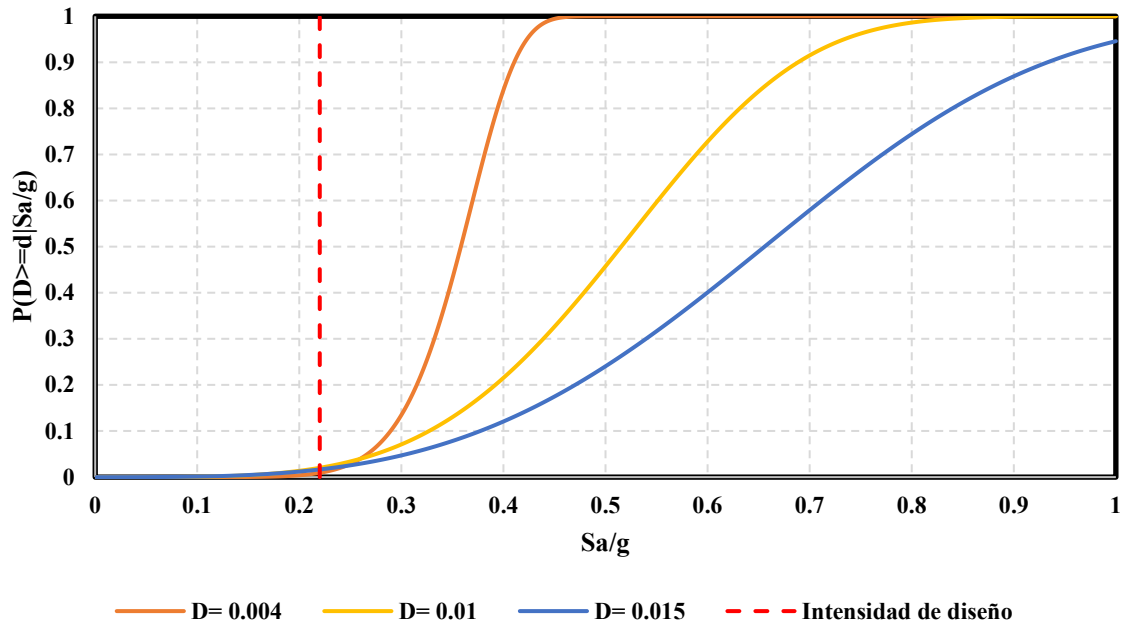


Fig. 10.1.1 Curvas de fragilidad correspondientes al caso E-17.

En la tabla 10.1.1, se muestran los resultados referentes a la aceleración espectral de diseño del caso E-17, la cual fue de 0.22 g, éstos indican que la probabilidad de alcanzar o exceder las DME, dada la intensidad de diseño, es muy baja.

Tabla 10.1.1 Resultados de las curvas de fragilidad del caso E-17.

Estado límite	Intensidad [g]	Distorsión	Probabilidad [%]
Servicio	0.22	0.004	0.93
Falla		0.010	2.01
		0.015	1.66

No obstante en la figura 10.1.2, se presentan las curvas de fragilidad correspondientes al caso E-76, para las mismas distorsiones que en el caso E-17. Del mismo modo la línea punteada de color rojo representa la intensidad de diseño obtenida de la revisión del modelo E-76, con las NTC 2017-2020, para la cual fue de 0.25 g.

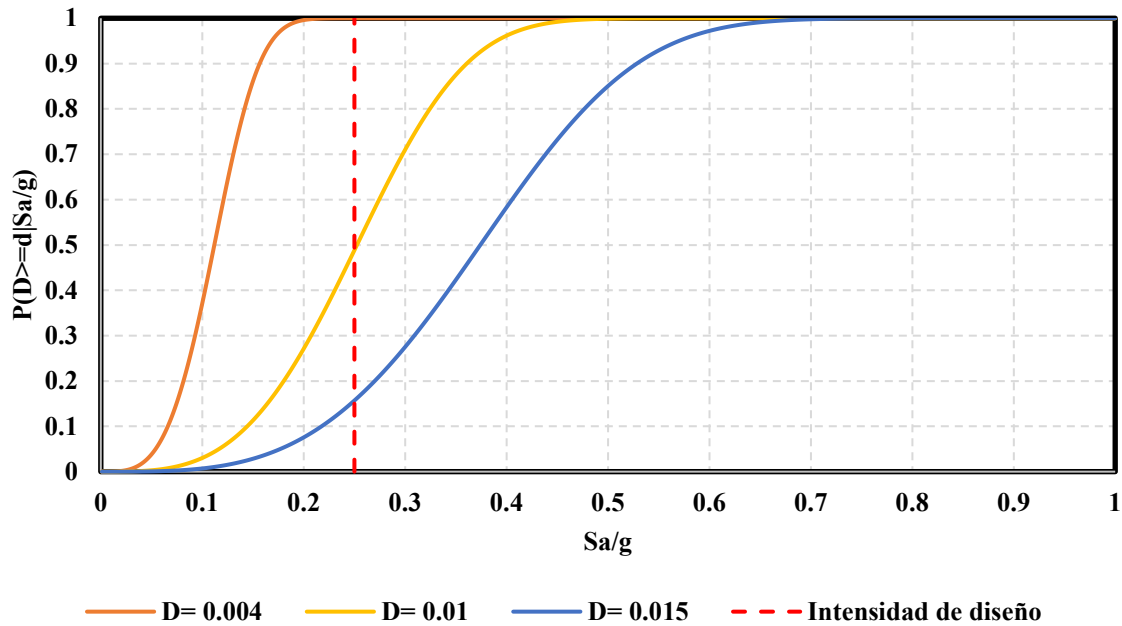


Fig. 10.1.2 Curvas de fragilidad correspondientes al caso E-76.

Analizando la figura 10.1.2, vemos que las probabilidades de colapso son mayores para el caso E-76, (Ver figura 10.1.1), esto se hace notar en la diferencia en las pendientes de las curvas, donde para las mismas intensidades la probabilidad varía drásticamente.

En la tabla 10.1.2 se muestran las probabilidades de igualar o exceder las DME dada la intensidad de diseño. Las probabilidades son mayores a las presentadas en el caso anterior.

Tabla 10.1.2 Resultados de las curvas de fragilidad del caso E-76.

Estado límite	Intensidad [g]	Distorsión	Probabilidad [%]
Servicio	0.25	0.004	99.99
Falla		0.010	48.83
		0.015	15.68

Conclusiones

1. Al realizar el diseño estructural del caso E-17, que es el edificio diseñado con el RCDF del 2017, no se genera una planta baja débil; sin embargo, se tuvo que incrementar la resistencia de los muros diafragma con refuerzo horizontal, debido a la demanda de fuerza cortante presente en los muros.
2. El caso E-76, que se refiere al edificio diseñado de acuerdo con el RCDF-1976, se revisó con el RCDF-2017; el cual presenta un incremento considerable en sus ordenadas espectrales con respecto al RCDF-2017. Las propiedades mecánicas de los tabiques macizos de arcilla del edificio E-76 son de baja resistencia; esto ocasionó que algunas columnas fueran demandadas un 90% de su capacidad, y la mayoría de los muros diafragma en más del 100%, por lo que la demanda estructural por cortante superó la capacidad resistente.
3. Con base en los análisis dinámicos incrementales, se dedujo que el caso E-17 incursiona en el rango inelástico para intensidades mayores a las de diseño. Por otro lado, en el caso E-76 se alcanza el rango inelástico a intensidades menores a las de diseño, cuando se realiza la revisión de acuerdo con el RCDF-2017.
4. En ambos casos (E-17 y E-76) los análisis dinámicos incrementales mostraron que los pisos superiores alcanzan antes la distorsión máxima permisible, que la planta baja; dando lugar a estructuras con un entrepiso blando y no con planta baja débil.
5. Se obtuvo una diferencia en las pendientes de las curvas de fragilidad, lo que hizo ver que el caso E-76 tiene una mayor probabilidad de alcanzar o exceder las distorsiones máximas de entrepiso, dado un sismo con cierto nivel de intensidad.

Referencias

- [1] Baker j. w. & Cornell C. A. (2006). “*Spectral shape, epsilon and record selection*”. Department of Civil and Environmental Engineering, Standford University.
- [2] Bazán Z. (1980). “*Muros de mampostería ante cargas laterales, estudios analíticos*”. Tesis doctoral, Facultad de Ingeniería, División de Estudios de Posgrado (Estructuras), México.
- [3] Cabrera J. (2019) “*Fragilidad de un edificio de 5 niveles con planta baja débil diseñado con los RCDF -1976, -1987, -2004 y -2017*”. Tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México. Ciudad de México.
- [4] Carr, A. (2000). “*Ruaumoko 3D, Inelastic dynamic analysis program*”. University of Catenbury, Departament of Civil Engineering.
- [5] Carr, A. (2007a). “*Ruaumoko Manual. Volumen 1: Theory*”. University of Catenbury, Departament of Civil Engineering.
- [6] Carr, A. (2007b). “*Ruaumoko Manual. Volumen 3: User Manual for the 3-Dimensional Version Ruaumoko3D*”. University of Catenbury, Departament of Civil Engineering.
- [7] Carr, A. (2007c). “*Ruaumoko Manual. Volumen 4: User Guide to Associated Programs*”. University of Catenbury, Departament of Civil Engineering.
- [8] Carr, A. (2007d). “*Ruaumoko Manual. Volumen 5: Appendices*”. University of Catenbury, Departament of Civil Engineering.
- [9] Cires. Base de datos del Centro de Instrumentación y Registro Sísmico, A. C. <http://www.cires.org.mx/>
- [10] Crisafulli F. J. (1997) “*Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Structures with Masonry Infills*”. University of Catenbury, Departament of Civil Engineering.

- [11] Cruz Atienza V. M., Singh S. K. y Ordaz Schroeder M., (2017). "¿Qué ocurrió el 19 de septiembre de 2017 en México?", en Revista Digital Universitaria (RDU), vol. 18, núm. 7, septiembre-octubre.
- [12] CSA S304-14 (2014). Design of Masonry Structures. Mississauga, Ontario.
- [13] Esteva, L., (1966). "Behavior under alternating loads of masonry diaphragms framed by reinforced concrete members". Symposium on the effects of repeated loading on material and structural elements, R.I.L.E.M., México, D.F.
- [14] Esteva L., (1968), "Bases para la formulación de decisiones de diseño sísmico", Tesis doctoral, Posgrado en Ingeniería, UNAM, México D.F.
- [15] Federal Emergency Management Agency. (2013). "Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-frame Buildings": Fema 350. Fema
- [16] FLORES L. E. (2014) "Ensayo de muros diafragma de mampostería con diferente cuantía de refuerzo horizontal". Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.
- [17] González C. O. M. (2005) "Aspectos fundamentales de concreto reforzado". Limusa. México. 802 p.p.
- [18] Imágenes Univisión: "Estos son los edificios que colapsaron con el terremoto en México antes y después". <https://www.univision.com/noticias/terremotos/estos-son-los-edificios-que-colapsaron-con-el-terremoto-en-mexico-antes-y-despues>
- [19] Jiménez R. (2018) "Curvas de fragilidad de un edificio tipo con planta baja débil dañado por el sismo S-19/2017, y rehabilitado con contravientos restringidos al pandeo". Tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México. Ciudad de México.
- [20] Meli R., Miranda E., López C. & Bátiz Ó. (2019). "Evaluación de los efectos de los sismos de septiembre de 1985 en los edificios de la CDMX". Instituto de Ingeniería UNAM Ciudad Universitaria.

- [21] Meli R. y Salgado G. (1969). “*Comportamiento de muros de mampostería sujetos a carga lateral. Segundo informe*”, No. 237, Serie ordinaria (azul), septiembre, 107 pp.
- [22] NTC Concreto (1976), “*Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto*”. Gaceta Oficial de la Ciudad de México, México.
- [23] NTC Concreto (2017), “*Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto*”. Gaceta Oficial de la Ciudad de México, México.
- [24] NTC Mampostería (1976), “*Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería*”. Gaceta Oficial de la Ciudad de México, México.
- [25] NTC Mampostería (2020), “*Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería*”. Gaceta Oficial de la Ciudad de México, México.
- [26] NTC Edificaciones (2017), “*Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de las Edificaciones*”. Gaceta Oficial de la Ciudad de México, México.
- [27] NTC Sismo (2020), “*Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*”. Gaceta Oficial de la Ciudad de México, México.
- [28] Meli, R. et al. (1986). “*Evaluación de los efectos de los sismos de septiembre de 1985 en los edificios de la Ciudad de México. Parte I. Evaluación de daños*”. Instituto de Ingeniería, UNAM.
- [29] Montiel, M. A., & Ruiz, S. E. (2007). “*Influence of structural capacity uncertainty on seismic reliability of buildings under narrow-band motions*”. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 36(13), 1915-1934.

- [30] Park Y. J. & Ang H. S. A. (1985). “*Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete*”. National Science Foundation under Grant No. CEE 82-13729 of the Division of Civil and Environmental Engineering.
- [31] Pérez G. J. J. (2018). “*Sismicidad y seguridad en las construcciones: lecciones aprendidas en México*” Salud Pública de México/vol 60.
- [32] Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (1976) Gaceta Oficial del Distrito Federal, México.
- [33] Rosenblueth E., Acosta G. V., Rabiela R. T., Núñez P. F.J. & Castellanos J. O. (1992), “*Macrosismos. Aspectos físicos, sociales, económicos y políticos*”, talleres Impresores Cuadratín y Medio, S.A. de C.V. Ciudad de México 30 de agosto de 1992.
- [34] Saiidi M. & Sozen, M. A. (1979). “*Simple and complex models for nonlinear seismic response of reinforced concrete structures*”. University of Illinois Engineering Experiment Station. College of Engineering. University of Illinois at Urbana-Champaign.
- [35] Servicio Geológico Mexicano. (2017) “*Sismología de México*” <https://www.sgm.gob.mx/Web/MuseoVirtual/Riesgos-geologicos/Sismologia-de-Mexico.html>
- [36] Servicio Sismológico Nacional (2017). “*Sismo del día 19 de Septiembre de 2017, Puebla-Morelos (M. 7.1)*”, Grupo de trabajo del Servicio Sismológico Nacional, UNAM.
- [37] Shome N y Cornell C. A., (1999), “*Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures*”, Reability of Marine Structures Program, Report No. RMS-35, Dept. of Civil Eng., Standford University, Standford, CA.
- [38] Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural (2019). “*Edificaciones de mampostería*”, Editorial LIMUSA S.A. de C.V. Balderas No. 95, México D.F.
- [39] Vamvatsikos, D., & Cornell, C. A. (2002). “*Incremental dynamic analysis*”. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 31 (3), 491-514.

Apéndice A

Resultados del diseño estructural

A.1. Modelo E-17.

A continuación, se muestran los gráficos correspondientes al diseño de los elementos estructurales, para el modelo E-17.

A.1.1. Columnas.

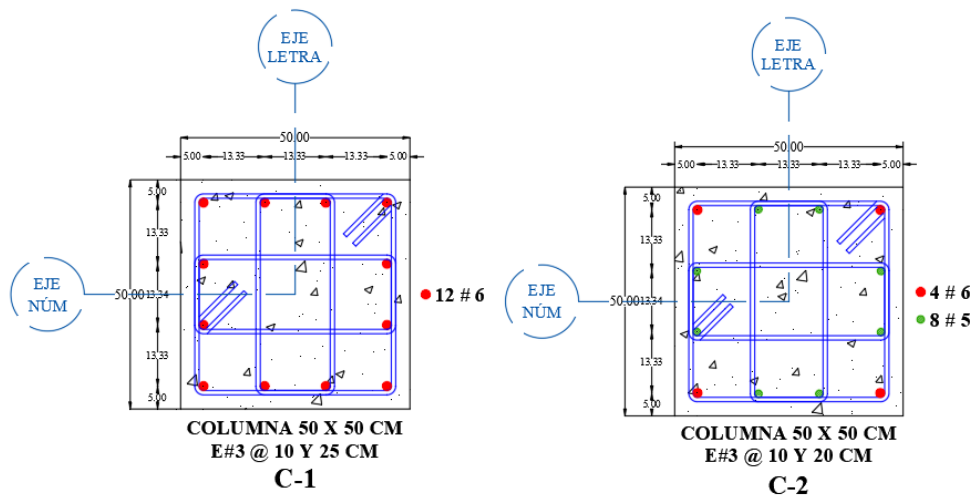
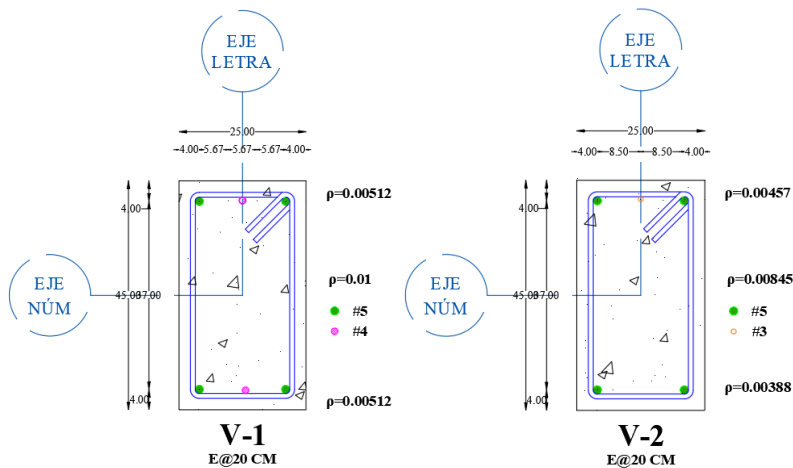


Fig. A.1.1 Columnas de la planta baja y niveles superiores.

A.1.2 Vigas.



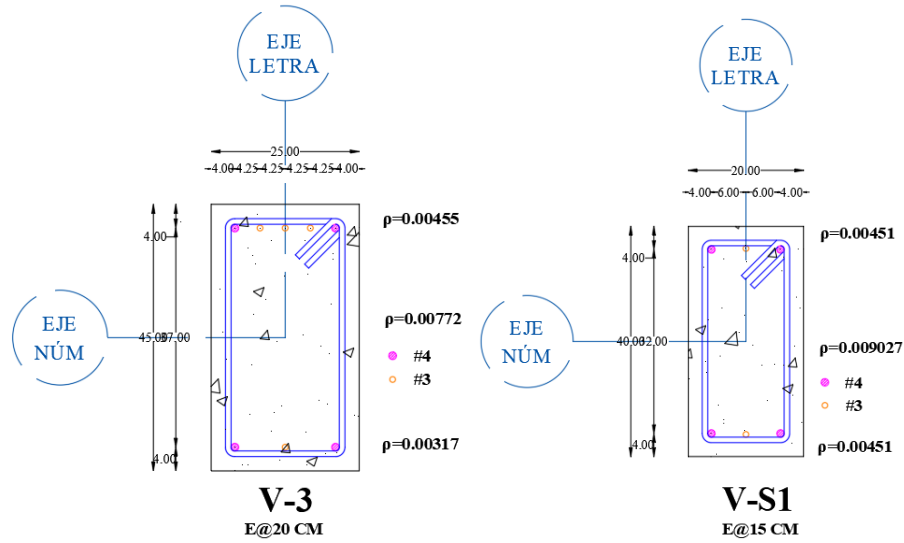


Fig. A.1.2 Vigas de niveles superiores.

A.1.3 Castillos.

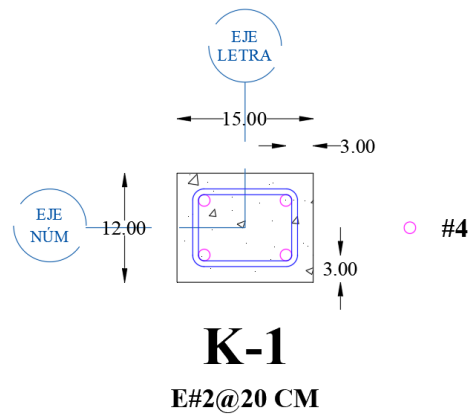


Fig. A.1.3 Sección transversal de castillos.

A.1.4 Muros Diafragma.

A continuación, se muestra el detallado de los muros diafragma.

A.1.4.1. Detallado del acero transversal y longitudinal del marco-muro diafragma

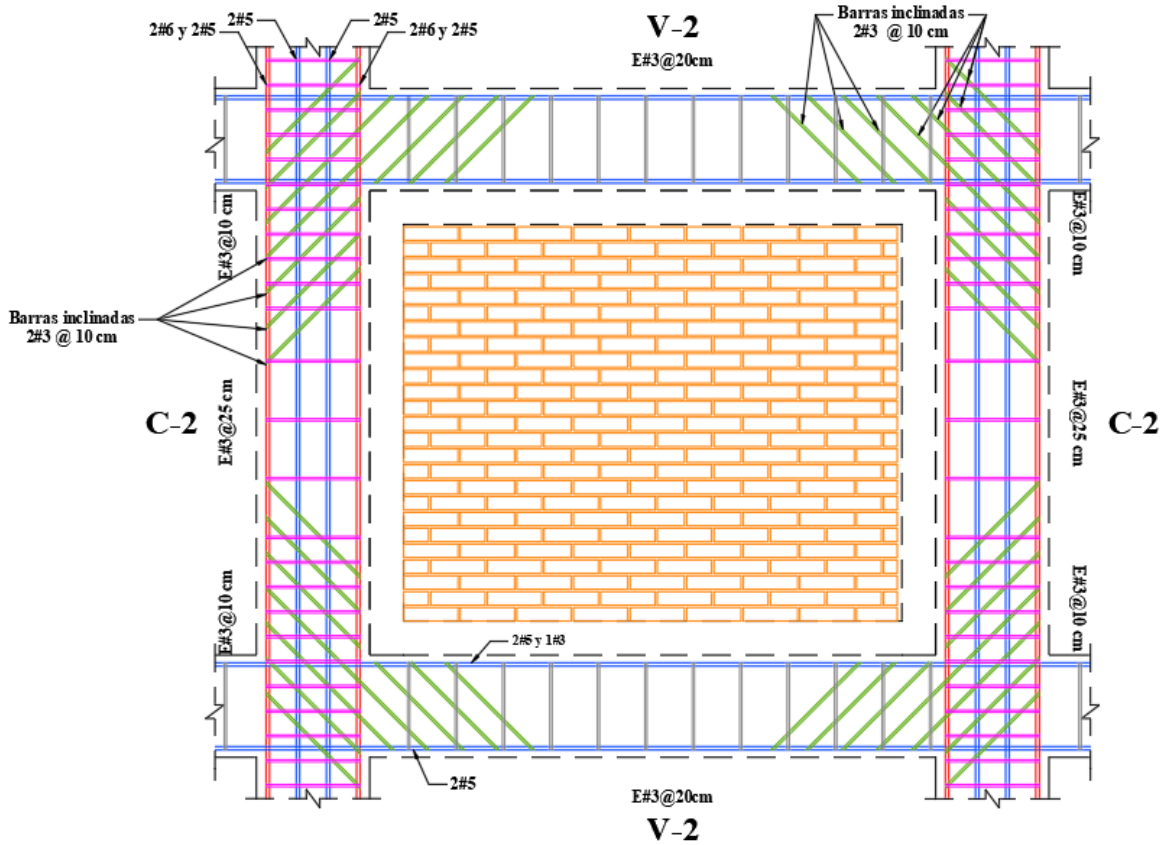


Fig. A.1.4 Armado de elementos de concreto del marco.

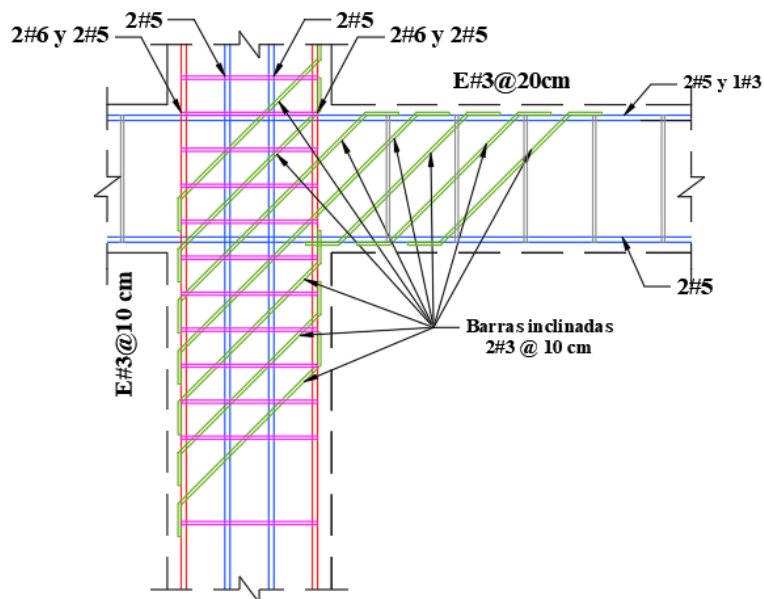


Fig. A.1.5 Vista de elevación, en la esquina superior izquierda del marco.

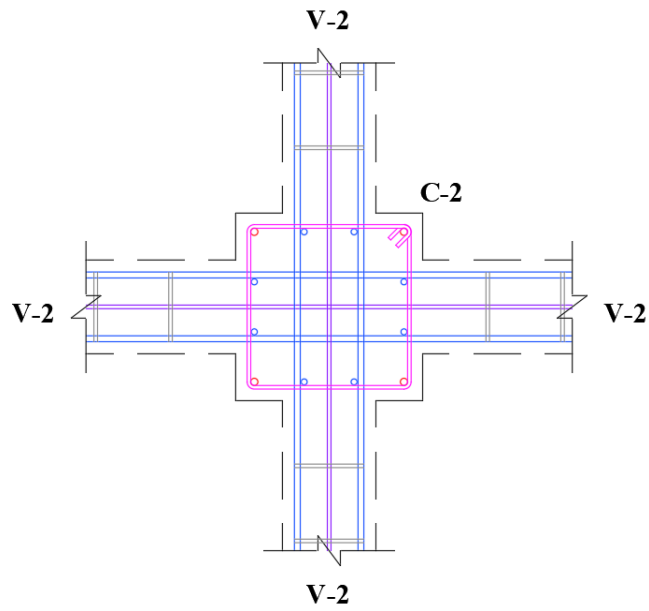


Fig. A.1.6 Vista en planta del detalle de la unión.

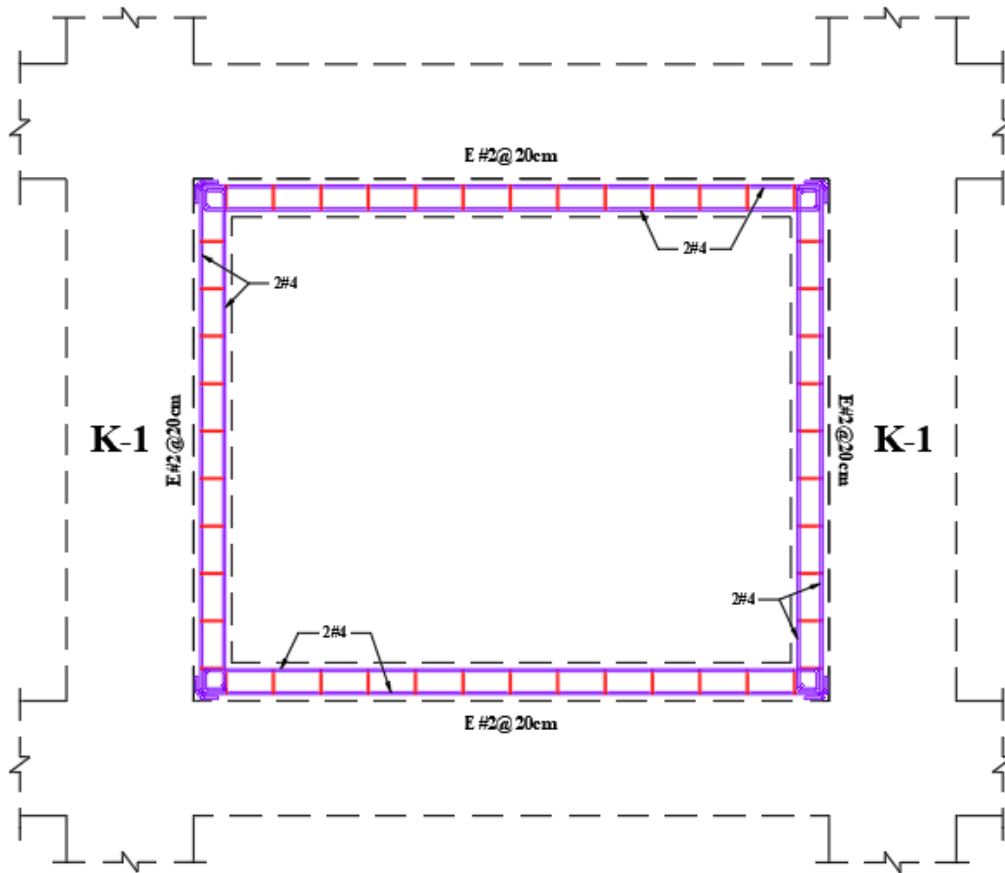


Fig. A.1.7 Armado de los castillos y dalas.

A.1.3.2 Ubicación del acero de refuerzo

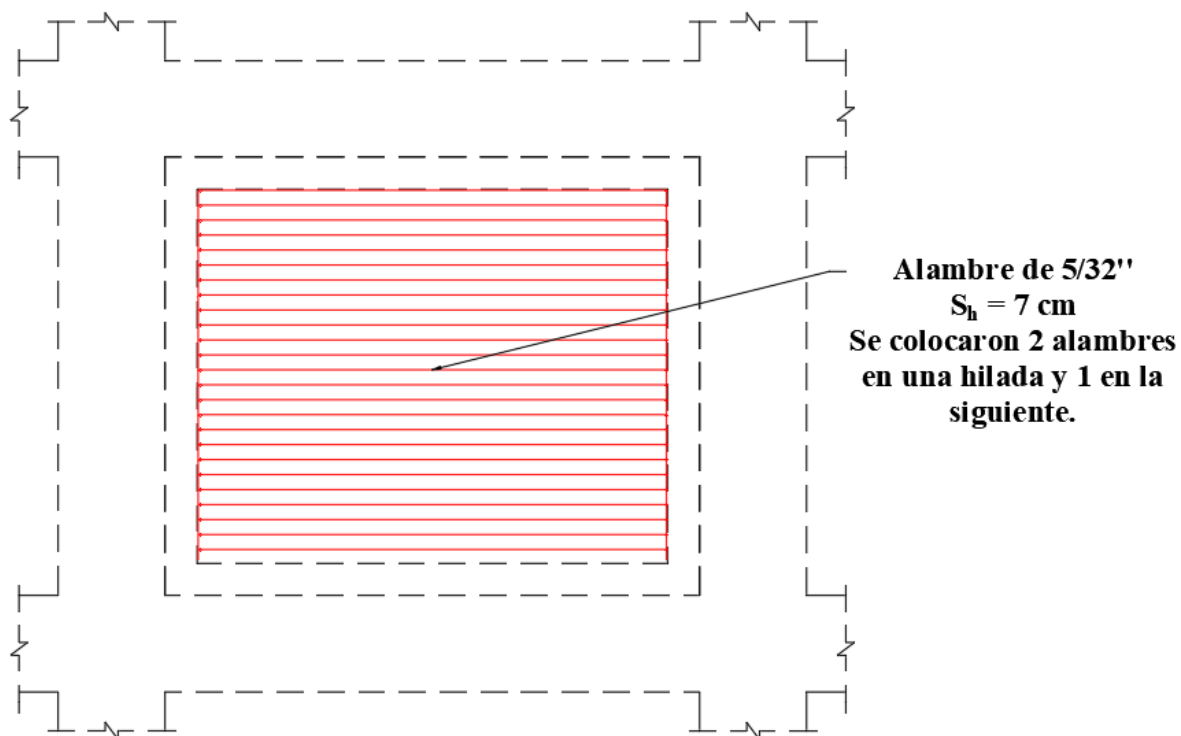


Fig. A.1.8 Posición del refuerzo horizontal.

A.2. Modelo E-76.

Se presentan los gráficos correspondientes al diseño de los elementos estructurales, para el modelo E-76.

A.2.1. Columnas

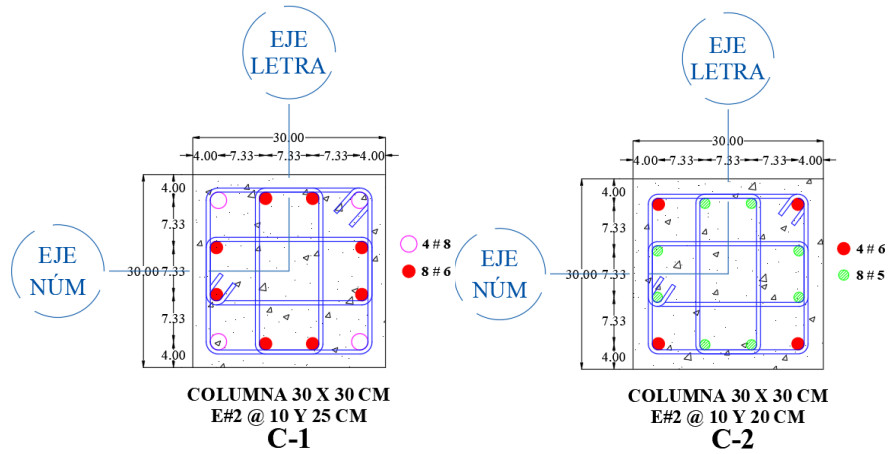
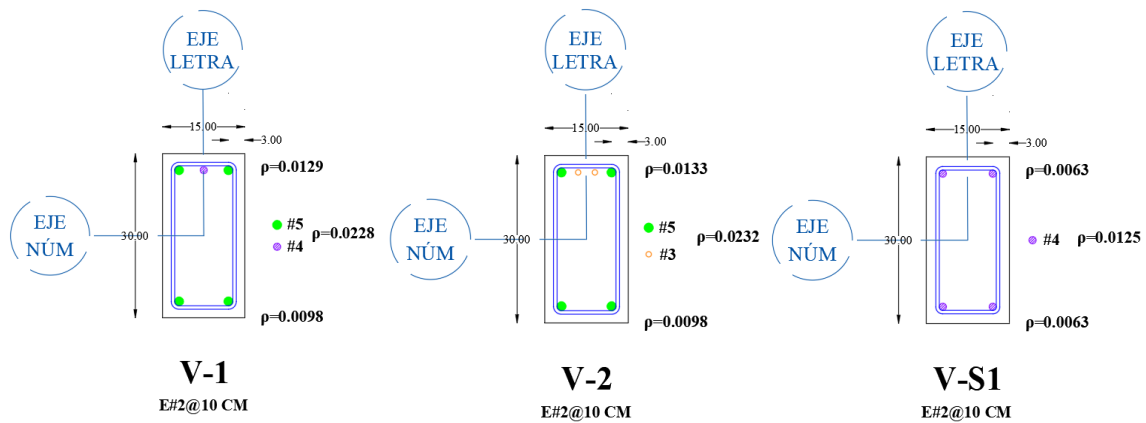


Fig. A.2.1 Columnas de la planta baja y niveles superiores.

A.2.2 Vigas



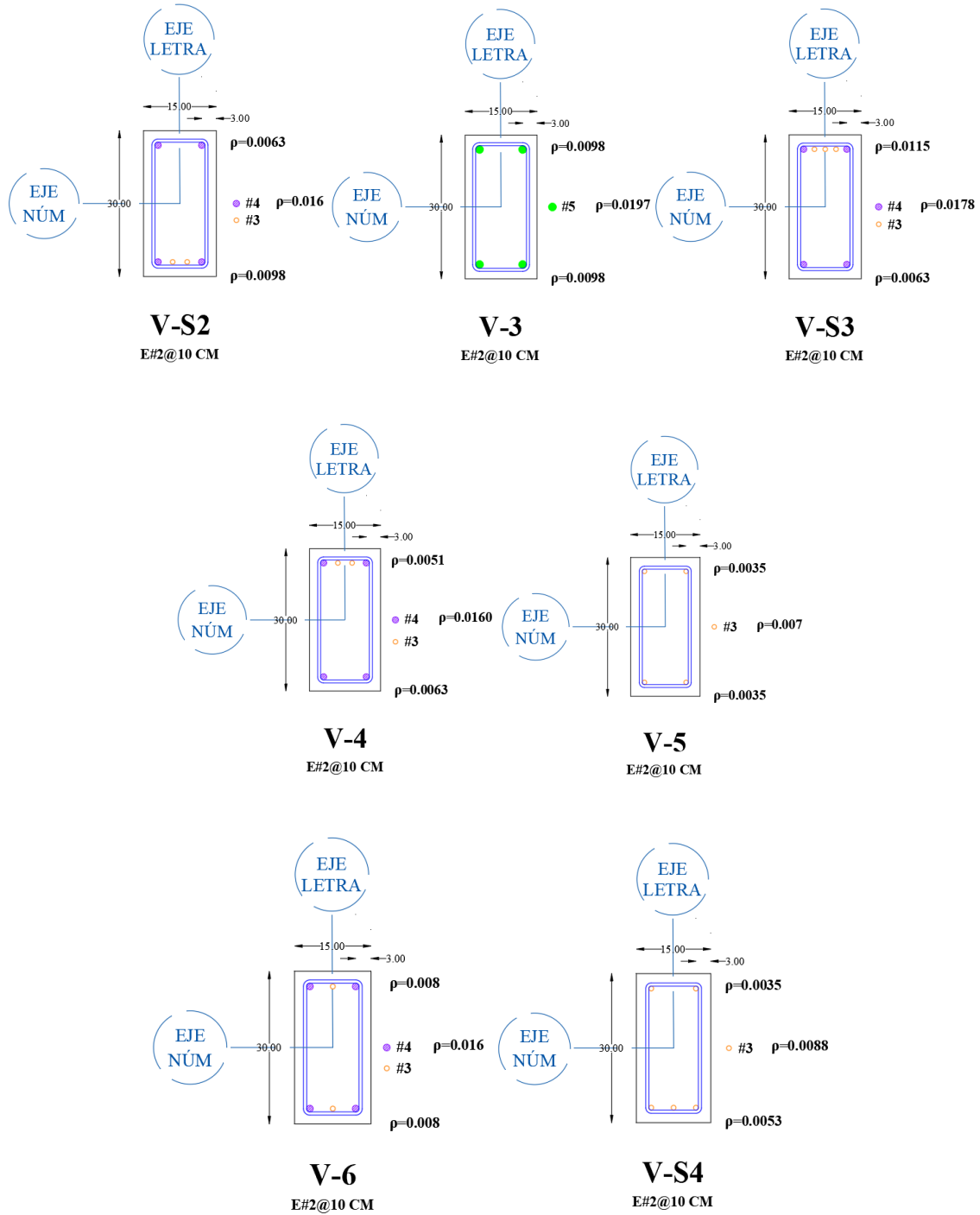


Fig. A.2.2 Vigas de niveles superiores.

A.2.3 Muros Diafragma

Se muestra el detallado de los muros diafragma, haciendo énfasis en el refuerzo transversal de columnas.

A.2.3.1. Detallado del acero transversal y longitudinal del marco-muro diafragma.

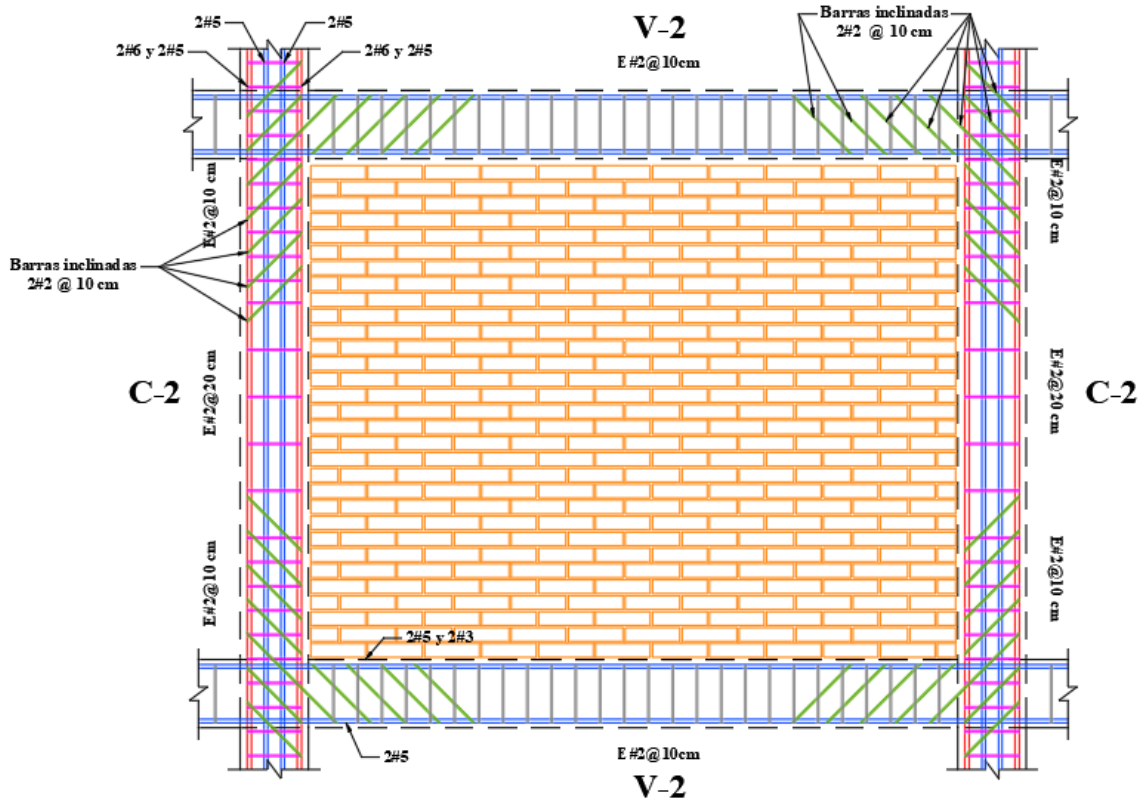


Fig. A.2.3 Armado de elementos de concreto del marco.

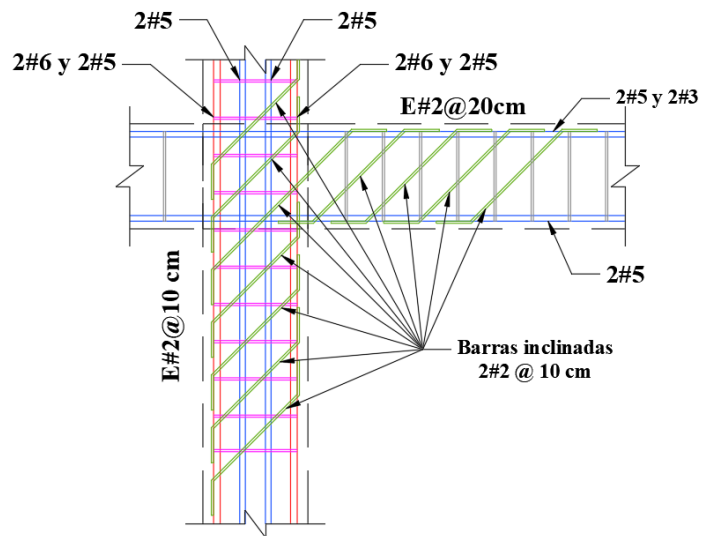


Fig. A.2.4 Vista de elevación, en la esquina superior izquierda del marco.

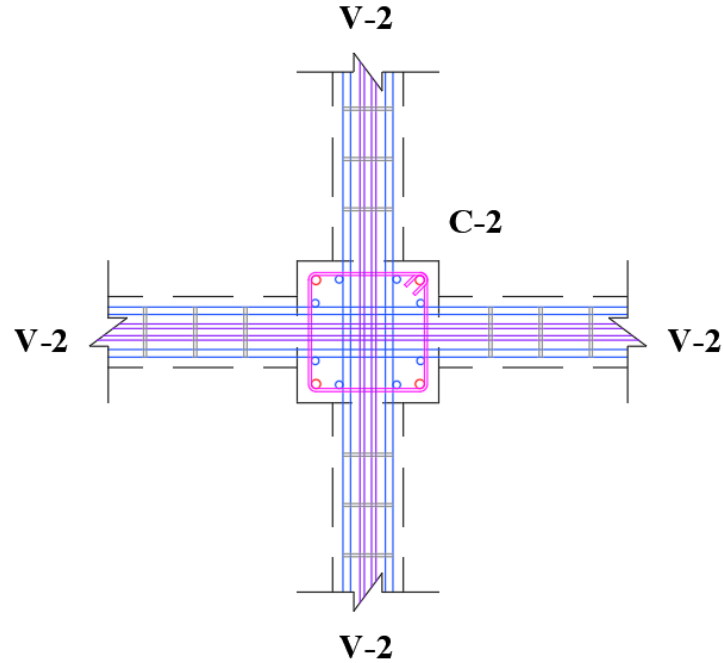


Fig. A.2.5 Vista en planta del detalle de la unión.

A.2.4 Planos estructurales

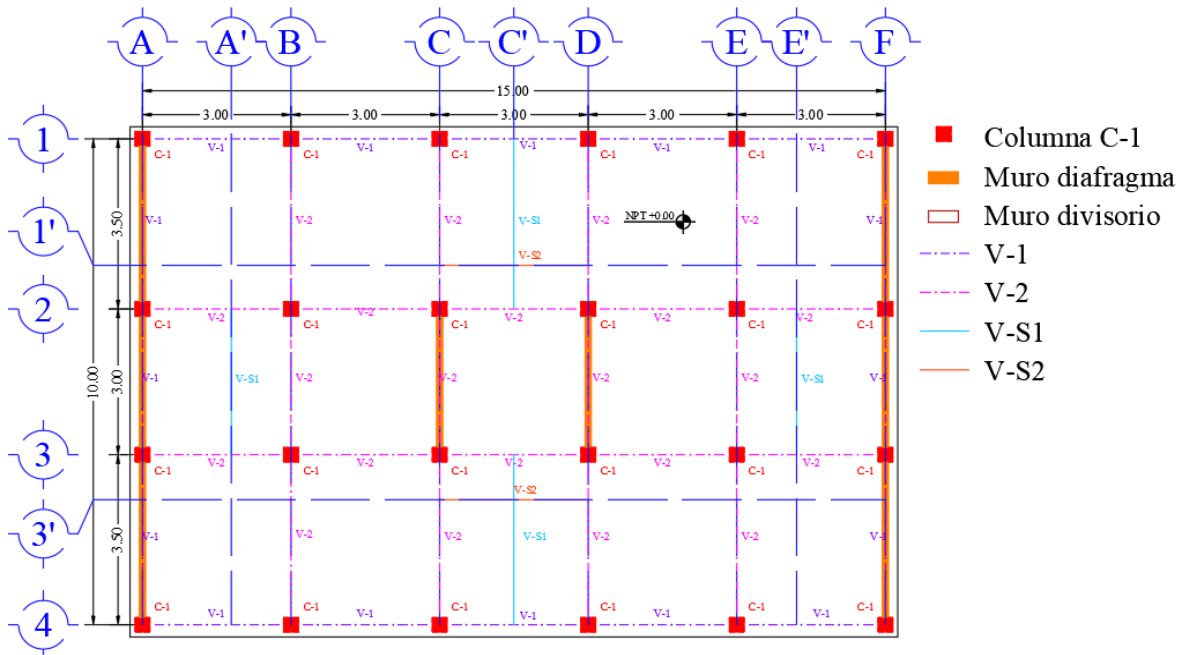


Fig. A.2.6 Estructural planta baja (N.P.T. +0.00).

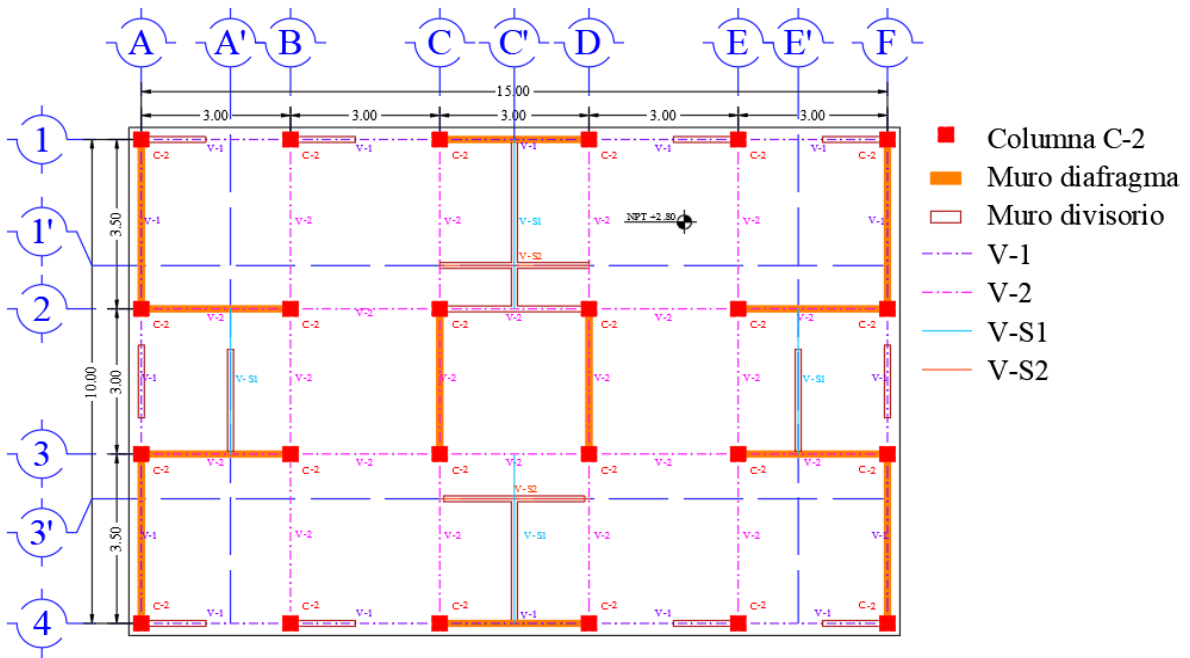


Fig. A.2.7 Estructural nivel 1 (N.P.T. +2.80).

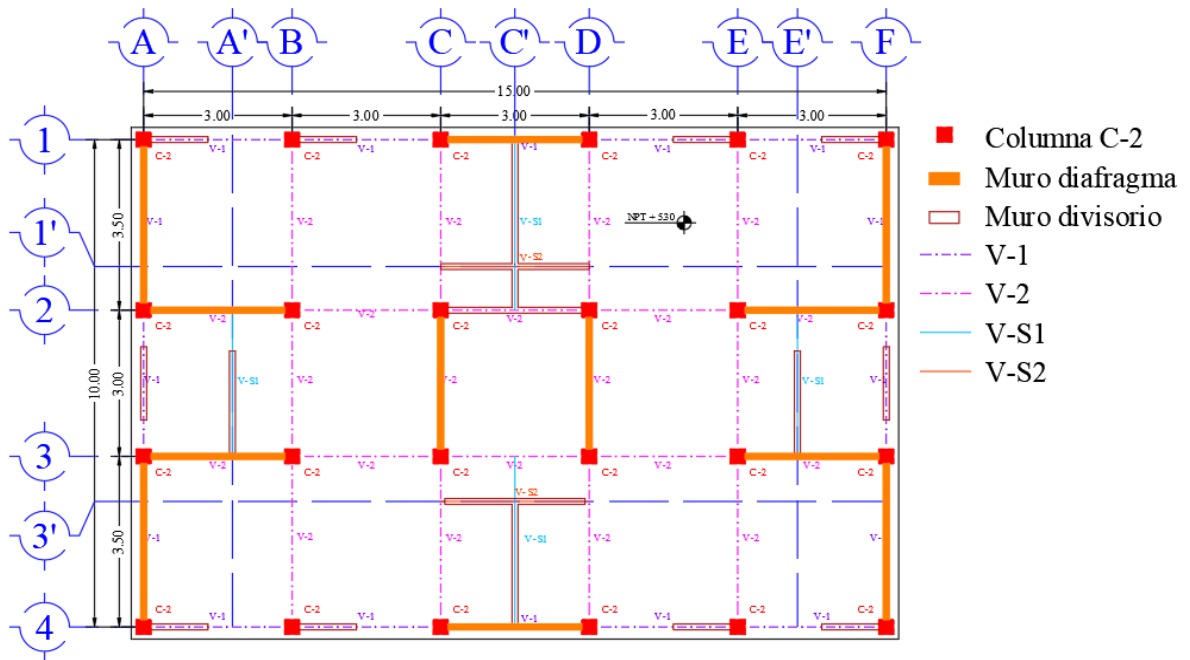


Fig. A.2.8 Estructural nivel 2 (N.P.T. +5.30).

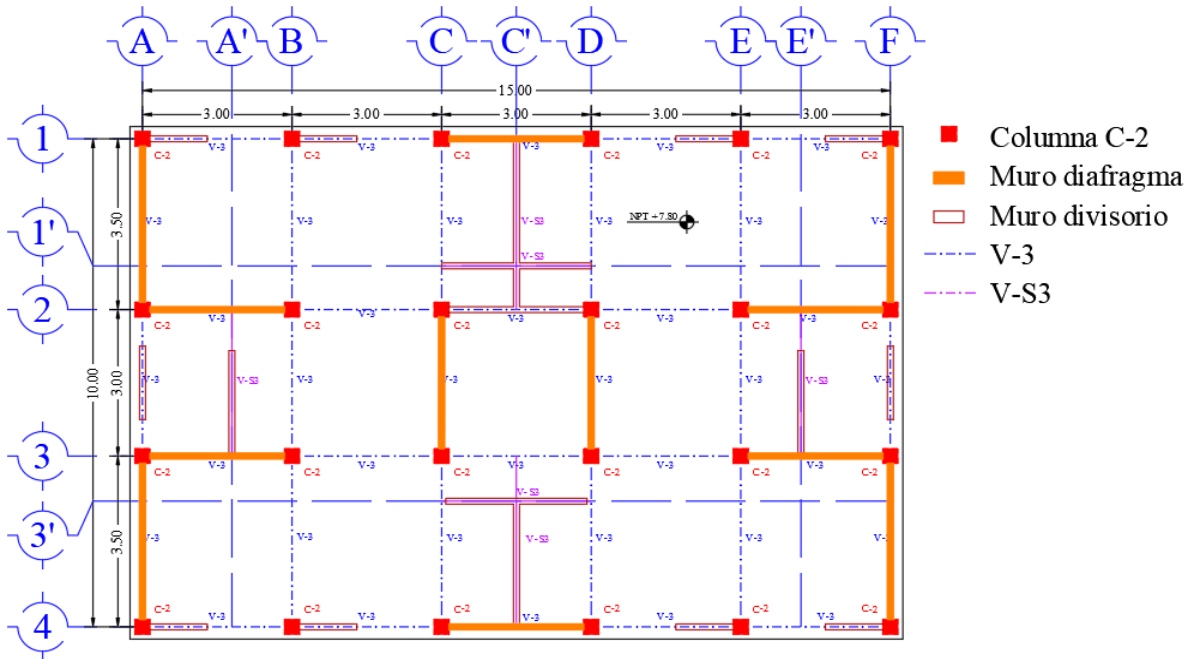


Fig. A.2.9 Estructural nivel 3 (N.P.T. +7.80).

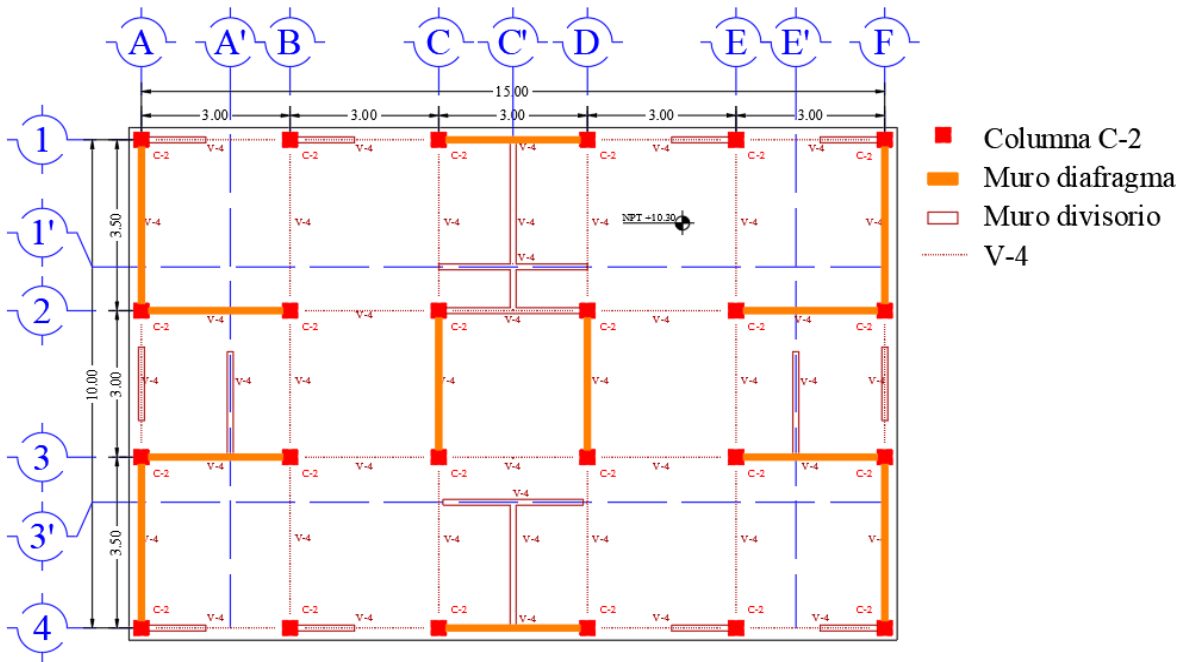


Fig. A.2.10 Estructural nivel 4 (N.P.T. +10.30).

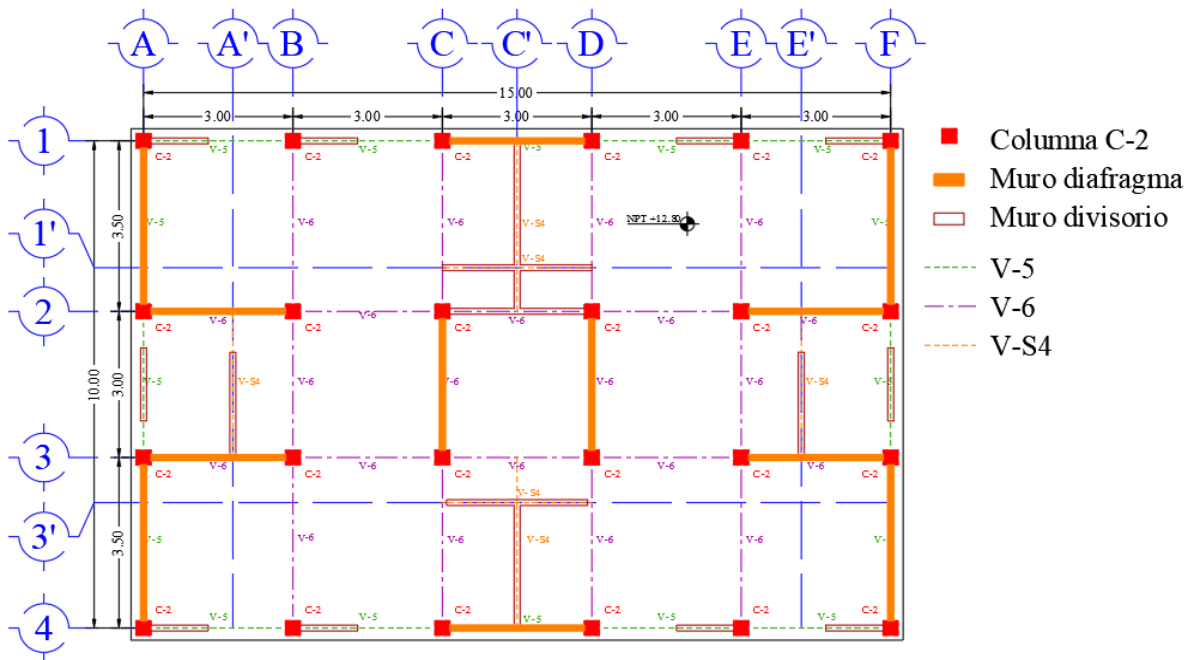


Fig. A.2.11 Estructural nivel 5 (N.P.T. +12.80).

Apéndice B

Expresiones empleadas en el diseño estructural de los modelos E-17 y E-76

En el siguiente apartado se muestran las expresiones empleadas en el diseño de los elementos estructurales, de los modelos E-17 y E-76.

B.1 Expresiones del modelo E-17.

Tabla B.1.1 Expresiones de las NTC- Sismo 2020.

Nombre	Expresión	Referencia
Factor Ks.	$K_s = \begin{cases} \frac{1}{6}; & \text{si } T_s < 0.5 \text{ s} \\ \frac{1}{6 - 4(T_s - 0.5)}; & \text{si } 0.5 \text{ s} \leq T_s < 1 \text{ s} \\ \frac{1}{4}; & \text{si } T_s \geq 1 \text{ s} \end{cases}$	B.1.1
Factor de reducción de las ordenadas espectrales.	$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta T}{k T_a}}; & \text{si } T \leq T_a \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k}}; & \text{si } T_a \leq T < T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}}; & \text{si } T > T_b \end{cases}$	B.1.2
Factor de sobrerresistencia.	$R = k_1 R_0 + k_2$	B.1.3
Factor de corrección por hiperasticidad.	$k_2 = 0.5 \left[1 - \left(\frac{T}{T_a} \right)^{\frac{1}{2}} \right] > 0$	B.1.4
Excentricidad de diseño.	$e_d = 1.5 e_s + e_a$ $e_d = e_s - e_a$	B.1.5
Excentricidad accidental.	$e_a = \left[0.05 + \frac{0.05(i - 1)}{n - 1} \right] \times b_i$	B.1.6

Tabla B.1.2 Expresiones de las NTC- Concreto 2017.

Nombre	Expresión	Referencia
Módulo de elasticidad.	$E = 14000 \sqrt{f'_c}$	B.1.7
Magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión.	$f_c'' = 0.85f'_c$	B.1.8
Profundidad del bloque equivalente de esfuerzos a compresión.	$\beta_1 = 0.85 \text{ si } f'_c \leq 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ $\beta_1 = 1.05 - \frac{f'_c}{1400} \geq 0.65 \text{ si } f'_c > 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	B.1.9
Efectos de esbeltez.	$Q \frac{\Delta_i}{h_i} \leq 0.08 \frac{V_i}{W_u}$	B.1.10
Resistencia mínima a flexión de columnas.	$\sum M_e \geq \sum M_g$	B.1.11
Resistencia a compresión y flexión en dos direcciones.	$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{Rx}} + \frac{1}{P_{Ry}} - \frac{1}{P_{R0}}}$	B.1.12
Carga axial en miembros a flexocompresión.	$P_u < F_R(0.7f'_c A_g + 2000A_s)$	B.1.13
Fuerza cortante que toma el concreto en flexocompresión.	$\text{Si } \rho < 0.015; \quad V_{CR} = F_R(0.2 + 20\rho) \left(1 + .007 \frac{P_u}{A_g}\right) \sqrt{f'_c} bd$ $\text{Si } \rho \geq 0.015; \quad V_{CR} = F_R \left(1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g}\right) 0.5 \sqrt{f'_c} bd$	B.1.14
Fuerza cortante que toma el concreto en flexotensión.	$\text{Si } \rho < 0.015; \quad V_{CR} = F_R(0.2 + 20\rho) \left(1 + .003 \frac{P_u}{A_g}\right) \sqrt{f'_c} bd$ $\text{Si } \rho \geq 0.015; \quad V_{CR} = F_R \left(1 - 0.03 \frac{P_u}{A_g}\right) 0.5 \sqrt{f'_c} bd$	B.1.15

Continuación Tabla B.1.2 Expresiones de las NTC- Concreto 2017.

Nombre	Expresión	Referencia
Cortante resistente en elementos de concreto.	$V_{CR} \leq F_R 1.5 \sqrt{f'_c} bd$	B.1.16
Resistencia a flexión.	$M_R = F_R bd^2 f'_c q (1 - 0.5q)$ $q = \frac{\rho f_y}{f'_c}; \quad \rho = \frac{A_s}{bd}$	B.1.17
Cortante resistente para elementos sujetos a flexión y carga axial.	$Si \rho < 0.015; \quad V_{CR} = F_R (0.2 + 20\rho) \sqrt{f'_c} bd$ $Si \rho \geq 0.015; \quad V_{CR} = F_R 0.5 \sqrt{f'_c} bd$	B.1.18
Geometría de columnas.	$\frac{\max(B, H)}{\min(B, H)} \leq 4$	B.1.19
Refuerzo en vigas y columnas sin presfuerzo.	$S = \frac{F_R A_v f_y d (\sen\theta + \cos\theta)}{V_{SR}}$ $V_{SR} = V_u - V_{CR}$ $A_v = \frac{V_{SR}}{F_R f_y \sen\theta}$	B.1.20
Relación altura ancho.	$\frac{h}{b} < 6$	B.1.21
Refuerzo mínimo a flexión.	$A_{s,min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} bd$	B.1.22
Área balanceada.	$A_{sb} = \frac{f'_c}{f_y} \frac{6000\beta_1}{f_y + 6000} bd$	B.1.23
Secciones con acero de compresión.	$\rho - \rho' \geq \frac{6000\beta_1}{600 - f_y} \frac{f'_c}{f_y} \frac{d'}{d}$	B.1.24

Tabla B.1.3 Expresiones de las NTC- Mampostería 2020.

Nombre	Expresión	Referencia
Módulo de elasticidad para cargas de corta duración.	$E_m = 600 f'_m$	B.1.25
Factor de reducción del área cortante.	$\frac{G_m}{0.4 E_m}$	B.1.26
Ancho de la diagonal equivalente.	$b_d = \frac{1}{2} \sqrt{l_c^2 + l_v^2} \leq \frac{l_d}{4}$	B.1.27
Longitud de contacto muro con columna.	$l_c = \frac{\pi}{2} \left(\frac{4E_f l_c H}{E_m t \text{ sen} 2\theta_d} \right)^{\frac{1}{4}}$	B.1.28
Longitud de contacto muro con viga.	$l_v = \pi \left(\frac{4E_f l_v H}{E_m t \text{ sen} 2\theta_d} \right)^{\frac{1}{4}}$	B.1.29
Longitud de la diagonal.	$l_d = (H^2 + L^2)^{\frac{1}{2}}$	B.1.30
Resistencia por aplastamiento de la diagonal.	$V_R = 0.4 F_R f'_m b_d t \cos \theta_d$	B.1.31
Fuerza cortante resistente por deslizamiento.	$V_R = \frac{0.5 F_R v'_m A_T}{1 - 0.9 F_R \tan \theta_d}$	B.1.32
Resistencia a cargas laterales.	$V_R = V_{mR} + V_{sR}$	B.1.33
Resistencia dada por la mampostería.	$V_{mR} = F_R [(0.5 v'_m A_T + 0.3 P) f] \leq 1.5 F_R v'_m A_T f$ $f = \begin{cases} 1.5 \text{ si } \frac{H}{L} \leq 0.2 \\ 1.0 \text{ si } \frac{H}{L} \geq 1.0 \end{cases}$	B.1.34
Producto de la cuantía de refuerzo horizontal y el esfuerzo de fluencia.	$\rho_h f_{yh} \geq 3 \frac{kg}{cm^2}$	B.1.35
Cuantía de refuerzo horizontal.	$\rho_h = \frac{A_{sh}}{s_h t}$	B.1.36

Continuación Tabla B.1.3 Expresiones de las NTC- Mampostería 2020.

Nombre	Expresión	Referencia
Cortante resistente del refuerzo longitudinal.	$V_{SR} = F_R \eta \rho_h f_{yh} A_T$ $\eta = \frac{V_{mR}}{F_R \rho_h f_{yh} A_T} (k_0 k_1 - 1) + \eta_s$ $k_0 = \begin{cases} 1.3 & \text{si } \frac{H}{L} \leq 1.0 \\ 1.0 & \text{si } \frac{H}{L} \geq 1.5 \end{cases}$ $k_1 = 1 - \alpha \rho_h f_{yh}$ $\eta_s = \begin{cases} 0.75 & \text{si } f'_m \geq 90 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ 0.55 & \text{si } f'_m \leq 60 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \end{cases}$	B.1.37
Área total del refuerzo longitudinal del catillo o dala.	$A_s = 0.2 \frac{f'_c}{f_y} b_c h_c$	B.1.38
Área transversal de castillos y dalas.	$A_{sc} = \frac{1000 s}{f_y h_c}$	B.1.39

B.2 Expresiones del modelo E-76.

Tabla B.2.1 Expresiones del RCDF de 1976.

Nombre	Expresión	Referencia
Espectro para diseño sísmico.	$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_1}, \text{ si } T \text{ es menor que } T_1$ $a = c, \text{ si } T \text{ está entre } T_1 \text{ y } T_2$ $a = c \left(\frac{T_2}{T} \right)^r, \text{ si } T \text{ excede de } T_2$	B.2.1
Factor de reducción de las ordenadas espectrales.	$Q' = Q \rightarrow \text{Si } T > T_1$ $Q' = 1 + (Q - 1) \left(\frac{T}{T_1} \right) \rightarrow \text{Si } T \leq T_1$	B.2.2
Excentricidad torsional.	$1.5 e_s + 0.1b \text{ ó } e_s - 0.1b$	B.2.3

Tabla B.2.2 Expresiones de las NTC- Concreto 1976.

Nombre	Expresión	Referencia
Efectos de esbeltez.	$\frac{\Delta_i}{h_i} \leq 0.08 \frac{V_i}{W_u}$	B.2.4
Módulo de elasticidad.	$E = 10000\sqrt{f'_c}$	B.2.5
Resistencia nominal del concreto a compresión.	$f_c^* = 0.8 f'_c$	B.2.6
Compresión y flexión en dos direcciones.	$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{R_x}} + \frac{1}{P_{R_y}} - \frac{1}{P_{R_0}}}$ $\frac{P_R}{P_{R0}} \geq 0.1$	B.2.7
Carga axial en miembros a flexocompresión.	$P_u < (0.7f_c^*A_g + 2000A_s)$	B.2.8
Fuerza cortante en miembros sujetos a flexocompresión.	$\text{Si } \rho < 0.01; \quad V_{CR} = F_R(0.2 + 30\rho) \left(1 + .007 \frac{P_u}{A_g}\right) \sqrt{f'_c} bd$ $\text{Si } \rho \geq 0.01; \quad V_{CR} = F_R \left(1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g}\right) 0.5 \sqrt{f'_c} bd$	B.2.9
Fuerza cortante en miembros sujetos a flexotensión.	$\text{Si } \rho < 0.01; \quad V_{CR} = F_R(0.2 + 30\rho) \left(1 + .03 \frac{P_u}{A_g}\right) \sqrt{f'_c} bd$ $\text{Si } \rho \geq 0.01; \quad V_{CR} = F_R \left(1 + 0.03 \frac{P_u}{A_g}\right) 0.5 \sqrt{f'_c} bd$	B.2.10
Resistencia a flexión para secciones rectangulares.	$M_R = F_R A_s f_y d (1 - 0.5q)$ $q = \frac{\rho f_y}{f'_c}; \quad \rho = \frac{A_s}{bd}$	B.2.11
Relación claro a peralte.	$\frac{L}{h} \geq 5$	B.2.12
Fuerza cortante que toma el concreto.	$\text{Si } \rho < 0.01; \quad V_{CR} = F_R(0.2 + 30\rho) \sqrt{f'_c} bd$ $\text{Si } \rho \geq 0.01; \quad V_{CR} = F_R 0.5 \sqrt{f'_c} bd$	B.2.13

Continuación Tabla B.2.2 Expresiones de las NTC- Concreto 1976.

Nombre	Expresión	Referencia
Separación mínima de estribos.	$s_1 = \frac{850}{\sqrt{F_y}} d_{b\text{delgada}}$ $s_2 = 48 d_{b\text{estribo}}$ $\min(B, H)$	B.2.14
Refuerzo por tensión diagonal en vigas y columnas sin presfuerzo.	$\text{Si } V_u > V_{CR}; \quad s = \frac{F_R A_v F_y d (\sin \theta + \cos \theta)}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_v F_y}{3.5 b}$ $\text{Si } V_{CR} < V_u \leq 1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}; \quad s \leq 0.5d$ $\text{Si } V_u > 1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}; \quad s \leq 0.25d$	B.2.15
Revisión del cortante último.	$V_u > 2.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$	B.2.16
Área del refuerzo transversal.	$A_v = \frac{V_u - V_{CR}}{F_R F_y \sin \theta}$ $V_u > 1.5 F_R \sqrt{f_c^*} b d$	B.2.17
Revisión de dimensiones de vigas.	$\frac{h}{b} < 6$	B.2.18
Acero mínimo a flexión.	$A_{s\text{min}} = \frac{0.7 \sqrt{f_c'}}{f_y} b d$	B.2.19
Área balanceada.	$A_{sb} = \frac{f_c''}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} b d$	B.2.20
Magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión.	$f_c'' = 0.85 f_c^* \text{ si } f_c^* \leq 250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ $f_c'' = \left(1.05 - \frac{f_c^*}{1250} \right) f_c^* \text{ si } f_c^* > 250 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	B.2.21

Tabla B.2.3 Expresiones de las NTC- Mampostería 1976.

Nombre	Expresión	Referencia
Módulo de elasticidad.	$E = 400 f'_m$	B.2.22
Módulo de cortante.	$G = 0.3E$	B.2.23

Continuación Tabla B.2.3 Expresiones de las NTC- Mampostería 1976.

Nombre	Expresión	Referencia
Ancho de la diagonal equivalente.	$b_d = W = (0.35 + 0.022\beta)H$	B.2.24
Relación entre los materiales del marco como del muro.	$\beta = \frac{E_f A_c}{G_m A_m}$	B.2.25
Resistencia de muros a cargas laterales.	$V_R = F_R(0.7v^* A_T)$	B.2.26
Fuerza cortante resistida por la mampostería.	$V_R = F_R(0.85v^* A_T)$	B.2.27

Apéndice C

Gráficos del comportamiento no lineal de los modelos

A continuación, se muestra gráficamente el comportamiento del edificio, sometido a la excitación sísmica correspondiente al registro 1, a una intensidad de 0.22 g. En las figuras C.1 a C.5 se aprecia como se esfuerzan los muros diafragma, como se generan esfuerzos en las esquinas que conforman la unión de los marcos, con los muros. Y después, la generación de las articulaciones plásticas, en casi todos los elementos estructurales.

Los muros diafragma absorbieron una porción mayoritaria de las cargas laterales, debidas al sismo, y protegieron a las columnas de su posible falla, hasta ciertas intensidades. Aun cuando en muchos casos se presentó un agrietamiento diagonal de los muros, éstos siguieron contribuyendo a la resistencia y ayudaron a disipar energía inducida por el sismo.

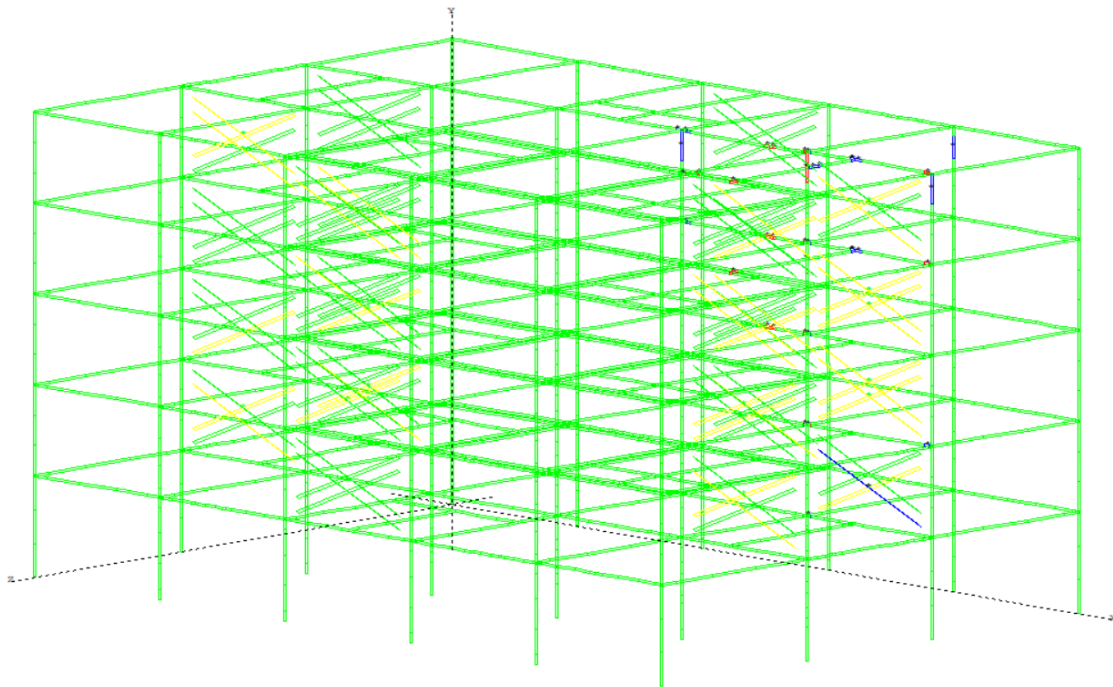


Fig. C.1 Comportamiento no lineal del Modelo E-17, $t = 30.2$ s.

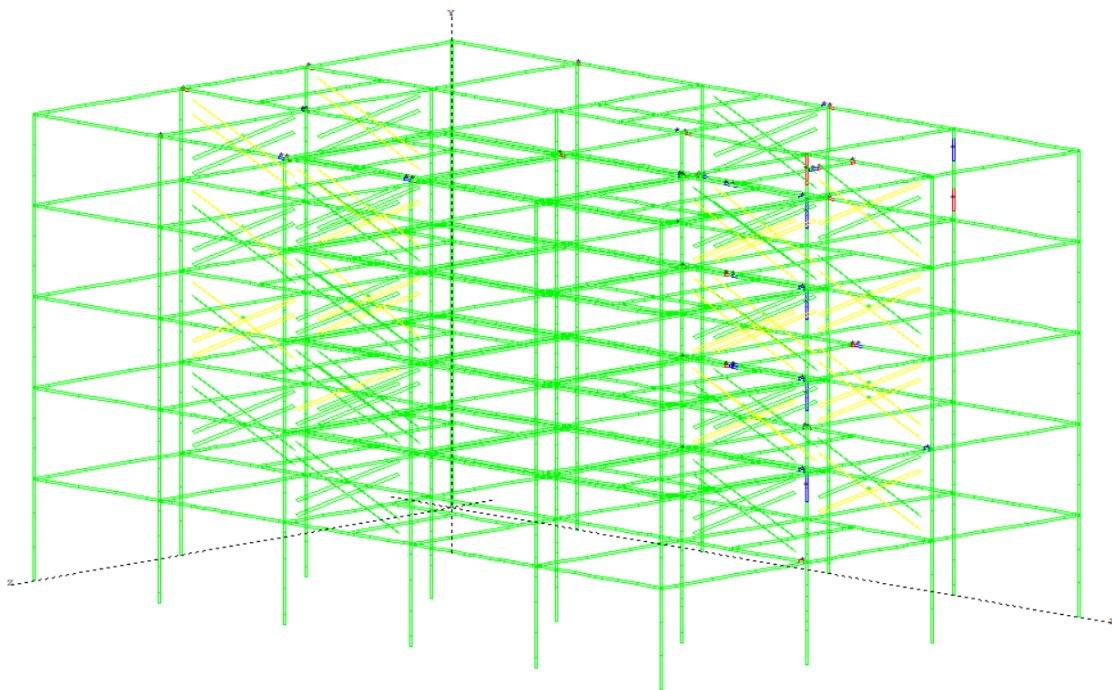


Fig. C.2 Comportamiento no lineal del Modelo E-17, $t = 30.21$ s.

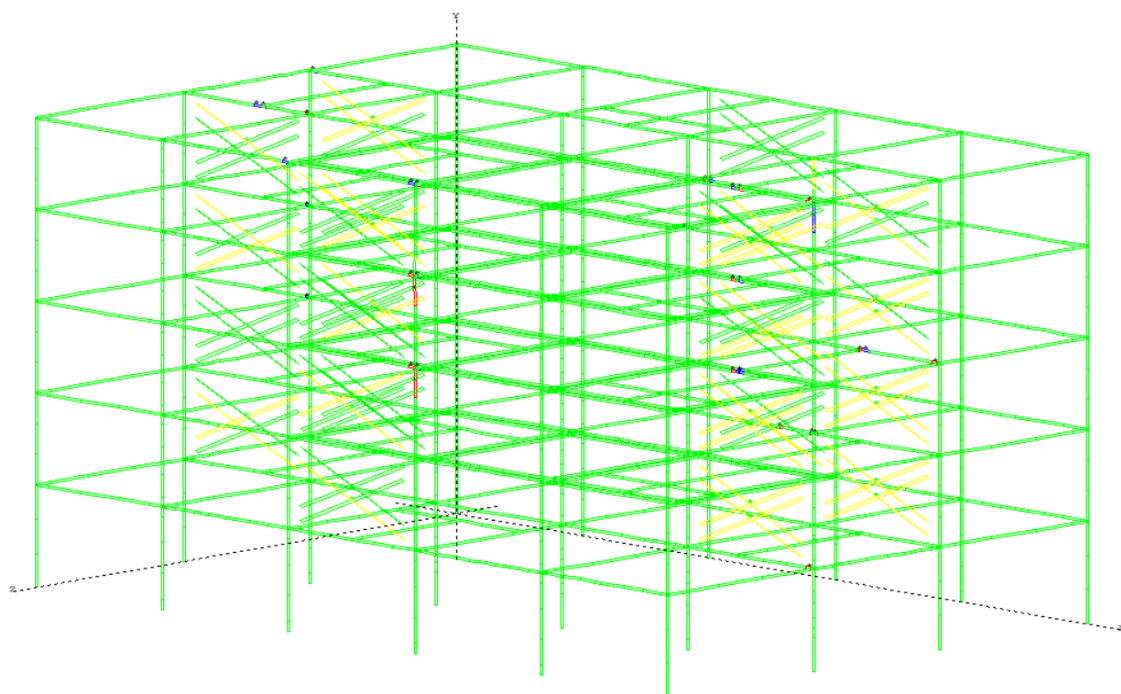


Fig. C.3 Comportamiento no lineal del Modelo E-17, $t = 30.22$ s.

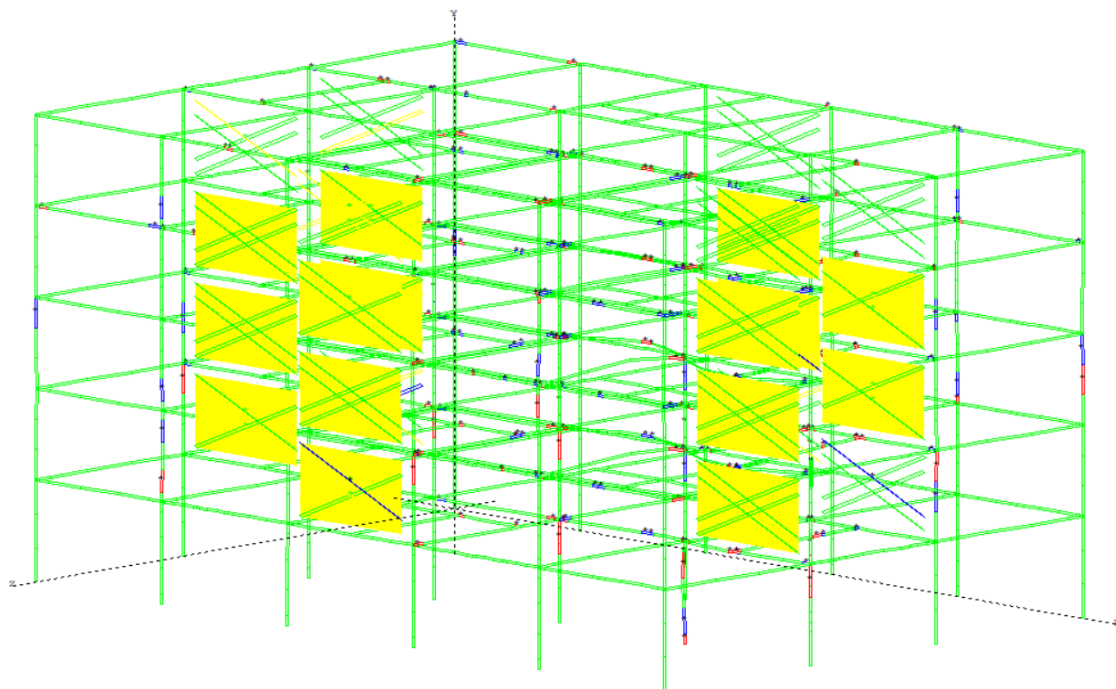


Fig. C.4 Comportamiento no lineal del Modelo E-17, $t = 30.23$ s.

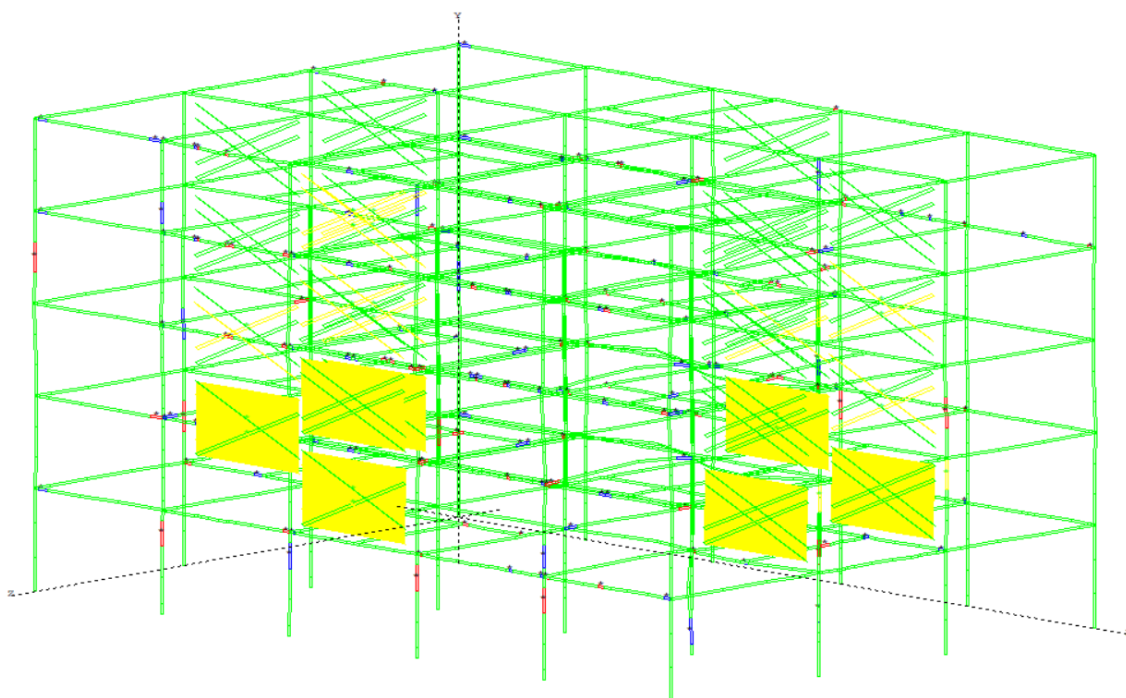


Fig. C.5 Comportamiento no lineal del Modelo E-17, $t = 30.24$ s.