

max
66614

T
0279V
2013



Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

“Verificación del criterio contenido en el Decreto Supremo N°60 para definir el diseño de marcos de hormigón armado en edificios con estructuración mixta”

por

María Jesús Urquieta Herrera

Trabajo de Título para optar al grado de Licenciado en Ciencias de la Ingeniería y Título de Ingeniero Civil

Profesor Guía: Alejandro Morales Gómez

R. J. 16040

Mayo, 2013

- Edificios y Marcos de Hormigón Armado
- Marcos de Hormigón Armado

Dedicatoria

A mi madre

Dedico esta tesis a mi mamá, ella ha sido el pilar fundamental en todos los logros de mi vida, en especial en el ámbito educación.

A Dios

Por haberme brindado sabiduría, salud y perseverancia, para poder culminar esta etapa en mi vida.

Agradecimientos

Agradezco a mi familia por su apoyo en todo ámbito y por darme ejemplos concretos de superación, entrega y constancia en lo que uno se propone.

A la familia Farfán Herrera por brindarme una gran acogida en su hogar y hacerme parte de su familia.

A Bahiron por acompañarme en este proceso, él fue quien me alentó cuando todo parecía demasiado difícil.

A mis amigos Valeria, Paulina y Pablo, por haber compartido todo este tiempo que fuimos parte de la carrera. Los quiero.

A mi profesor guía Alejandro, por su entrega y confianza depositada en mí.

Índice



Índice de Tablas	7
Índice de Figuras	9
Capítulo I	15
1 Introducción	15
1.1 Planteamiento del Problema	15
1.2 Objetivos	18
1.3 Metodología	18
Capítulo II	19
2 Marco Teórico	19
2.1 Antecedentes	19
2.2 Tipologías estructurales de edificios de hormigón armado	19
2.2.1 Edificios de hormigón armado estructurados con muros y marcos	20
Capítulo III	23
3 Estructuras Analizadas	23
3.1 Estructuras	25
3.2 Materiales empleados y calidades	25
3.2.1 Hormigón armado	25
3.2.2 Acero de refuerzo	26
Capítulo IV	27
4 Análisis Sísmico	27
4.1 Cargas y Sobrecargas de Diseño	27
4.1.1 Cargas Muertas o Permanentes	27
4.1.2 Cargas Vivas o Sobrecargas de Uso	27
4.1.3 Cargas Eventuales	27
4.2 Combinaciones de Cargas	28
4.3 Espectro de Diseño	28
4.4 Resultados del Análisis Sísmico	31
4.4.1 Esfuerzo de corte basal	31

4.4.2 Deformaciones Sísmicas	32
Capítulo V	37
5 Diseño de Elementos	37
5.1 Resistencia de diseño	37
5.1.1 Diseño a Flexión	38
5.1.2 Diseño Flexo – Compresión	49
5.1.3 Corte.....	52
Capítulo VI.....	64
6 Análisis no lineal.....	64
6.1 Curvas de esfuerzo - deformación.....	64
6.1.1 Modelo esfuerzo-deformación para el acero.....	64
6.1.2 Modelo esfuerzo – deformación para el hormigón.....	65
6.2 Modelo de comportamiento histérico	66
6.3 Análisis Tiempo Historia	67
6.4 Demandas de ductilidad.....	69
Capítulo VII.....	82
7 Análisis y Comparación de Resultados	82
7.1 Desplazamientos.....	82
7.2 Cortes basales en muros y columnas	90
7.2.1 Análisis lineal elástico	90
7.2.2 Análisis no lineal	92
Conclusiones.....	110
Bibliografía.....	112
8 Anexos	114
8.1 Anexo I	114
8.1.1 Diseño a Flexión.....	114
8.1.2 Diseño al corte.....	135
8.1.3 Columna fuerte – Viga débil	147
8.2 Anexo II.....	151
8.2.1 Columnas.....	151

Índice de Tablas

Tabla 3.1	Dimensiones de elementos estructurales de estructuras analizadas.	23
Tabla 3.2	Propiedades físicas y resistencia de hormigón utilizado.	25
Tabla 3.3	Propiedades físicas y resistencia de acero utilizado.	26
Tabla 4.1	Parámetros sísmicos.	29
Tabla 4.2	Corte Basal Elástico.	31
Tabla 4.3	Resultados Análisis Sísmico.	32
Tabla 4.4	Valores de C_d^*	34
Tabla 4.5	Desplazamiento lateral de diseño máximo dirección X.	35
Tabla 4.6	Desplazamiento lateral de diseño máximo dirección Y.	36
Tabla 5.1	Valores Corte Nominal V_n muro 1, dirección X.	53
Tabla 5.2	Valores Corte Nominal V_n muro 1, dirección X.	55
Tabla 5.3	Valores Corte Nominal V_n muro 2, dirección Y.	58
Tabla 5.4	Valores Corte Nominal V_n muro 2, dirección Y.	61
Tabla 7.1	Máximos desplazamiento relativos de entrepisos en estructuras analizadas.	89
Tabla 7.2	Desplazamiento lateral en el techo de las estructuras analizadas.	90
Tabla 8.1	Armadura a flexión en vigas de Estructura I.	126
Tabla 8.2	Armadura a flexión en vigas de Estructura II.	127
Tabla 8.3	Armadura a flexión en vigas de Estructura III.	128
Tabla 8.4	Armadura a flexión en vigas de Estructura IV (Niveles 4-15).	130
Tabla 8.5	Armadura a flexión en vigas de Estructura IV (Niveles 1 - 3).	131
Tabla 8.6	Armadura a flexión en vigas de Estructura V (Niveles 4 - 15).	132
Tabla 8.7	Armadura a flexión en vigas de Estructura V (Niveles 1 - 3).	133
Tabla 8.8	Armadura a flexión en vigas de Estructura VI (Niveles 4 - 15).	133
Tabla 8.9	Armadura a flexión en vigas de Estructura VI (Niveles 1 - 3).	135
Tabla 8.10	Esfuerzo de diseño de cortes en vigas, Estructura I.	135
Tabla 8.11	Esfuerzo de diseño de cortes en vigas, Estructura II.	137
Tabla 8.12	Esfuerzo de diseño de cortes en vigas, Estructura III.	138

Tabla 8.13	Esfuerzo de diseño de cortes en vigas, Estructura IV.	139
Tabla 8.14	Esfuerzo de diseño de cortes en vigas, Estructura V.	140
Tabla 8.15	Esfuerzo de diseño de cortes en vigas, Estructura VI.	142
Tabla 8.16	Esfuerzo de diseño de cortes en vigas, Estructura I.	143
Tabla 8.17	Esfuerzo de diseño de cortes en vigas, Estructura II.	144
Tabla 8.18	Esfuerzo de diseño de cortes en vigas, Estructura III.	144
Tabla 8.19	Esfuerzo de diseño de cortes en vigas, Estructura IV.	145
Tabla 8.20	Esfuerzo de diseño de cortes en vigas, Estructura V.	146
Tabla 8.21	Esfuerzo de diseño de cortes en vigas, Estructura VI.	146
Tabla 8.22	Verificación Columna fuerte – Viga débil, Estructura I.	147
Tabla 8.23	Verificación Columna fuerte – Viga débil, Estructura II.	148
Tabla 8.24	Verificación Columna fuerte – Viga débil, Estructura III.	148
Tabla 8.25	Verificación Columna fuerte – Viga débil, Estructura IV.	149
Tabla 8.26	Verificación Columna fuerte – Viga débil, Estructura V.	150
Tabla 8.27	Verificación Columna fuerte – Viga débil, Estructura VI.	150

Índice de Figuras

Figura 1.1	Edificios con Sistema Dual Muro-Marco.....	16
Figura 1.2	Mecanismos de respuesta inelástica en marcos.	17
Figura 2.1	Deformación debido a fuerzas laterales.	21
Figura 2.2	Deformación lineal de sistema dual.	21
Figura 3.1	Planta tipo de las estructuras.....	24
Figura 4.1	Espectro de Diseño Elástico. Decreto Supremo N° 61, 2011.....	30
Figura 4.2	Desplazamiento lateral de entrepiso dirección X.....	33
Figura 4.3	Desplazamiento lateral de entrepiso dirección Y.....	33
Figura 4.4	Desplazamiento lateral de diseño dirección X.....	35
Figura 4.5	Desplazamiento lateral de diseño dirección Y.....	36
Figura 5.1	Variación de ϕ para carga flexo-compresión.	38
Figura 5.2	Distribución de refuerzo a flexión en vigas, ejes principales de estructura I. ...	40
Figura 5.3	Distribución de refuerzo a flexión en vigas, ejes principales de estructura II. ...	41
Figura 5.4	Distribución de refuerzo a flexión en vigas, ejes principales de estructura III. ...	41
Figura 5.5	Distribución de refuerzo a flexión en vigas, ejes principales de estructura IV. ...	42
Figura 5.6	Distribución de refuerzo a flexión en vigas, ejes principales de estructura IV (Nivel 1-3).	42
Figura 5.7	Distribución de refuerzo a flexión en vigas, ejes principales de estructura V. ...	43
Figura 5.8	Distribución de refuerzo a flexión en vigas, ejes principales de estructura V (Nivel 1-3).	43
Figura 5.9	Distribución de refuerzo a flexión en vigas, ejes principales de estructura VI (Nivel 4-15).	44
Figura 5.10	Distribución de refuerzo a flexión en vigas, ejes principales de estructura VI (Nivel 1-3).	44
Figura 5.11	Corte de diseño para vigas.....	46
Figura 5.12	Corte de diseño para columnas.	47
Figura 5.13	Distribución de elementos a flexo-compresión.....	49
Figura 5.14	Diagrama de Interacción P - M.....	51

Figura 5.15	Diagrama de Corte muro 1. Estructura I, dirección X.	54
Figura 5.16	Diagrama de Corte muro 1. Estructura II, dirección X.	54
Figura 5.17	Diagrama de Corte muro 1. Estructura III, dirección X.	55
Figura 5.18	Diagrama de Corte muro 1. Estructura IV, dirección X.	57
Figura 5.19	Diagrama de Corte muro 1. Estructura V, dirección X.	57
Figura 5.20	Diagrama de Corte muro 1. Estructura VI, dirección X.	58
Figura 5.21	Diagrama de Corte muro 2. Estructura I, dirección Y.	59
Figura 5.22	Diagrama de Corte muro 2. Estructura II, dirección Y.	60
Figura 5.23	Diagrama de Corte muro 2. Estructura III, dirección Y.	60
Figura 5.24	Diagrama de Corte muro 2. Estructura IV, dirección Y.	62
Figura 5.25	Diagrama de Corte muro 2. Estructura V, dirección Y.	63
Figura 5.26	Diagrama de Corte muro 2. Estructura VI, dirección Y.	63
Figura 6.1	Modelo esfuerzo - deformación acero estructural.	64
Figura 6.2	Modelo esfuerzo - deformación hormigón, modelo de Hognestad.	65
Figura 6.3	Modelo histórico de Takeda modificado (Otani 1974).	66
Figura 6.4	Curva de comportamiento de Takeda-modificada, Momento-Curvatura.	67
Figura 6.5	Registro Terremoto 2010 Chile – Angol, componente NS.	68
Figura 6.6	Registro Terremoto 2010 Chile – Concepción, componente L.	68
Figura 6.7	Registro Terremoto 2010 Chile – Constitución, componente T.	69
Figura 6.8	Curva de histéresis viga 05, Estructura I. Registro Constitución.	70
Figura 6.9	Curva de histéresis viga 06, Estructura I. Registro Constitución.	70
Figura 6.10	Curva de histéresis viga 27, Estructura I. Registro Constitución.	71
Figura 6.11	Curva de histéresis viga 28, Estructura I. Registro Constitución.	71
Figura 6.12	Curva de histéresis viga 05, Estructura II. Registro Constitución.	72
Figura 6.13	Curva de histéresis viga 06, Estructura II. Registro Constitución.	72
Figura 6.14	Curva de histéresis viga 27, Estructura II. Registro Constitución.	73
Figura 6.15	Curva de histéresis viga 28, Estructura II. Registro Constitución.	73
Figura 6.16	Curva de histéresis viga 05, Estructura III. Registro de Concepción.	74
Figura 6.17	Curva de histéresis viga 06, Estructura III. Registro Concepción.	74
Figura 6.18	Curva de histéresis viga 27, Estructura III. Registro Concepción.	75

Figura 6.19	Curva de histéresis viga 28, Estructura III. Registro Concepción.	75
Figura 6.20	Curva de histéresis viga 05, Estructura IV. Registro de Concepción.	76
Figura 6.21	Curva de histéresis viga 06, Estructura IV. Registro Concepción.	76
Figura 6.22	Curva de histéresis viga 27, Estructura IV. Registro Concepción.	77
Figura 6.23	Curva de histéresis viga 28, Estructura IV. Registro Concepción.	77
Figura 6.24	Curva de histéresis viga 05, Estructura V. Registro Concepción.	78
Figura 6.25	Curva de histéresis viga 06, Estructura V. Registro Concepción.	78
Figura 6.26	Curva de histéresis viga 27, Estructura V. Registro Concepción.	79
Figura 6.27	Curva de histéresis viga 28, Estructura V. Registro Concepción.	79
Figura 6.28	Curva de histéresis viga 05, Estructura VI. Registro Concepción.	80
Figura 6.29	Curva de histéresis viga 06, Estructura VI. Registro Concepción.	80
Figura 6.30	Curva de histéresis viga 27, Estructura VI. Registro Concepción.	81
Figura 6.31	Curva de histéresis viga 28, Estructura VI. Registro Concepción.	81
Figura 7.1	Envolvente de desplazamientos relativos de entrepiso, Estructura I. Dirección X.	83
Figura 7.2	Envolvente de desplazamientos relativos de entrepiso, Estructura I. Dirección Y.	83
Figura 7.3	Envolvente de desplazamientos relativos de entrepiso, Estructura II. Dirección X.....	84
Figura 7.4	Envolvente de desplazamientos relativos de entrepiso, Estructura II. Dirección Y.....	84
Figura 7.5	Envolvente de desplazamientos relativos de entrepiso, Estructura III. Dirección X.....	85
Figura 7.6	Envolvente de desplazamientos relativos de entrepiso, Estructura III. Dirección Y.....	85
Figura 7.7	Envolvente de desplazamientos relativos de entrepiso, Estructura IV. Dirección X.....	86
Figura 7.8	Envolvente de desplazamientos relativos de entrepiso, Estructura IV. Dirección Y.....	86
Figura 7.9	Envolvente de desplazamientos relativos de entrepiso, Estructura V. Dirección X.....	87
Figura 7.10	Envolvente de desplazamientos relativos de entrepiso, Estructura V. Dirección Y.....	87

Figura 7.11	Envolvente de desplazamientos relativos de entrepiso, Estructura VI. Dirección X.....	88
Figura 7.12	Envolvente de desplazamientos relativos de entrepiso, Estructura VI. Dirección Y.....	88
Figura 7.13	Corte Basal análisis elástico, dirección X.	91
Figura 7.14	Corte Basal análisis elástico, dirección Y.	91
Figura 7.15	Corte Basal de Estructura I, dirección X, Registro Angol.....	92
Figura 7.16	Corte Basal de Estructura II, dirección X, Registro Angol.	92
Figura 7.17	Corte Basal de Estructura III, dirección X, Registro Angol.	93
Figura 7.18	Corte Basal de Estructura IV, dirección X, Registro Angol.	93
Figura 7.19	Corte Basal de Estructura V, dirección X, Registro Angol.	94
Figura 7.20	Corte Basal de Estructura VI, dirección X. Registro Angol.	94
Figura 7.21	Corte Basal de Estructura I, dirección Y. Registro Angol.....	95
Figura 7.22	Corte Basal de Estructura II, dirección Y. Registro Angol.	95
Figura 7.23	Corte Basal de Estructura III, dirección Y. Registro Angol.	96
Figura 7.24	Corte Basal de Estructura IV, dirección Y. Registro Angol.	96
Figura 7.25	Corte Basal de Estructura V, dirección Y. Registro Angol.	97
Figura 7.26	Corte Basal de Estructura VI, dirección Y. Registro Angol.	97
Figura 7.27	Corte Basal de Estructura I, dirección X. Registro Concepción.	98
Figura 7.28	Corte Basal de Estructura II, dirección X. Registro Concepción.	98
Figura 7.29	Corte Basal de Estructura III, dirección X. Registro Concepción.	99
Figura 7.30	Corte Basal de Estructura IV, dirección X. Registro Concepción.	99
Figura 7.31	Corte Basal de Estructura V, dirección X. Registro Concepción.	100
Figura 7.32	Corte Basal de Estructura VI, dirección X. Registro Concepción.	100
Figura 7.33	Corte Basal de Estructura I, dirección Y. Registro Concepción.	101
Figura 7.34	Corte Basal de Estructura II, dirección Y. Registro Concepción.	101
Figura 7.35	Corte Basal de Estructura III, dirección Y. Registro Concepción.	102
Figura 7.36	Corte Basal de Estructura IV, dirección Y. Registro Concepción.	102
Figura 7.37	Corte Basal de Estructura V, dirección Y. Registro Concepción.	103
Figura 7.38	Corte Basal de Estructura VI, dirección Y. Registro Concepción.	103
Figura 7.39	Corte Basal de Estructura I, dirección X. Registro Constitución.....	104

Figura 7.40	Corte Basal de Estructura II, dirección X. Registro Constitución.	104
Figura 7.41	Corte Basal de Estructura III, dirección X. Registro Constitución.	105
Figura 7.42	Corte Basal de Estructura IV, dirección X. Registro Constitución.	105
Figura 7.43	Corte Basal de Estructura V, dirección X. Registro Constitución.	106
Figura 7.44	Corte Basal de Estructura VI, dirección X. Registro Constitución.	106
Figura 7.45	Corte Basal de Estructura I, dirección Y. Registro Constitución.	107
Figura 7.46	Corte Basal de Estructura II, dirección Y. Registro Constitución.	107
Figura 7.47	Corte Basal de Estructura III, dirección Y. Registro Constitución.	108
Figura 7.48	Corte Basal de Estructura IV, dirección Y. Registro Constitución.	108
Figura 7.49	Corte Basal de Estructura V, dirección Y. Registro Constitución.	109
Figura 7.50	Corte Basal de Estructura VI, dirección Y. Registro Constitución.	109
Figura 8.1	Distribución de vigas en Estructura I.	114
Figura 8.2	Distribución de vigas en Estructura II.	115
Figura 8.3	Distribución de vigas Estructura III.	116
Figura 8.4	Distribución de vigas Estructura IV, ejes 1 y A.	117
Figura 8.5	Distribución de vigas Estructura IV, ejes 2 y B.	118
Figura 8.6	Distribución de viga Estructura IV, ejes 3 y C.	119
Figura 8.7	Distribución de vigas Estructura V, ejes 1 y A.	120
Figura 8.8	Distribución de vigas Estructura V, ejes 2 y B.	121
Figura 8.9	Distribución de vigas Estructura V, ejes 3 y C.	122
Figura 8.10	Distribución de vigas Estructura VI, ejes 1 y A.	123
Figura 8.11	Distribución de vigas Estructura VI, ejes 2 y B.	124
Figura 8.12	Distribución de vigas Estructura VI, ejes 3 y C.	125
Figura 8.13	Diagrama de interacción columna $\rho = 1\%$ Estructura I, dirección X e Y.	151
Figura 8.14	Diagrama de interacción columna $\rho = 1\%$ Estructura II, dirección X e Y.	152
Figura 8.15	Diagrama de interacción columna $\rho = 1\%$ Estructura III, dirección X e Y.	152
Figura 8.16	Diagrama de interacción columna $\rho = 1\%$ Estructura IV, dirección X e Y.	153
Figura 8.17	Diagrama de interacción columna $\rho = 1\%$ Estructura V, dirección X e Y.	153
Figura 8.18	Diagrama de interacción columna $\rho = 1\%$ Estructura VI, dirección X e Y.	154
Figura 8.19	Sección transversal muro 1, Estructura I.	155

Figura 8.20	Diagrama de interacción muro 1 Estructura I, dirección X.	155
Figura 8.21	Sección transversal muro 2, Estructura I.	155
Figura 8.22	Diagrama de interacción muro 2 Estructura I, dirección Y.	156
Figura 8.23	Sección transversal muro 1, Estructura II.	156
Figura 8.24	Diagrama de interacción muro 1 Estructura II, dirección X.	156
Figura 8.25	Sección transversal muro 2, Estructura II.	157
Figura 8.26	Diagrama de interacción muro 2 Estructura II, dirección Y.	157
Figura 8.27	Sección transversal muro 1, Estructura III.	157
Figura 8.28	Diagrama de interacción muro 1 Estructura III, dirección X.	158
Figura 8.29	Sección transversal muro 2, Estructura III.	158
Figura 8.30	Diagrama de interacción muro 2 Estructura III, dirección Y.	158
Figura 8.31	Sección transversal muro 1, Estructura IV.	159
Figura 8.32	Diagrama de interacción muro 1 Estructura IV, dirección X.	159
Figura 8.33	Sección transversal muro 2, Estructura IV.	159
Figura 8.34	Diagrama de interacción muro 2 Estructura IV, dirección Y.	160
Figura 8.35	Sección transversal muro 1, Estructura V.	160
Figura 8.36	Diagrama de interacción muro 1 Estructura V, dirección X.	160
Figura 8.37	Sección transversal muro 2, Estructura V.	161
Figura 8.38	Diagrama de interacción muro 2 Estructura V, dirección Y.	161
Figura 8.39	Sección transversal muro 1, Estructura VI.	161
Figura 8.40	Diagrama de interacción muro 1 Estructura VI, dirección X.	162
Figura 8.41	Sección transversal muro 2, Estructura VI.	162
Figura 8.42	Diagrama de interacción muro 2 Estructura VI, dirección Y.	162

Capítulo I

1 Introducción

1.1 Planteamiento del Problema

Los sistemas estructurados con muros, son el principal tipo de estructuración para edificios de hormigón armado en Chile; poseen gran rigidez, por lo que limitan las deformaciones laterales producto de sismos.

Por otro lado, los sistemas estructurados con marcos de hormigón armado son más flexibles, poseen mayores períodos y desplazamientos ante sollicitaciones sísmicas. Sus deformaciones de entrepiso son menores en los niveles superiores.

Cuando la resistencia a la fuerza lateral es proporcionada por la acción combinada de marcos y muros estructurales, es habitual hacer referencia a ellos como un sistema dual o una estructuración mixta (Priestley, 1992).

Estos sistemas presentan ventajas desde el punto de vista estructural, ya que poseen las características de ambos sistemas, satisfaciendo las demandas de cargas laterales limitando el desplazamiento de entrepiso, y controlando los daños en la estructura, debido a que la presencia de los muros otorga una mayor rigidez a la estructura ante dichas cargas.

El código ACI 318-08, (American Concrete Institute, 2008) rige el diseño de marcos de hormigón armado, clasificándolos según su nivel de desempeño como:

- Marcos Especiales a Momento: Sistemas capaces de incursionar y disipar energía en el rango inelástico de manera estable, ante un evento sísmico. El nivel de detallamiento proporciona la resistencia y ductilidad requerida para la condición sismorresistente más exigente, de conformidad a los lineamientos normativos.
- Marcos Intermedios a Momento: Sistemas capaces de incursionar y disipar energía en el rango inelástico de manera limitada, ante un evento sísmico. El nivel de detallamiento proporciona la resistencia y ductilidad requerida para una condición sismorresistente intermedia, de conformidad a los lineamientos normativos.

- Marcos Ordinarios a Momento: Sistemas con muy poca capacidad inelástica. El nivel de detallamiento proporciona la resistencia requerida para un desempeño en el rango elástico, de conformidad a los lineamientos normativos.

El ACI 318 – 08 no es claro respecto al nivel de detallamiento que deben tener los marcos en un sistema dual. Sin embargo, el Decreto Supremo N° 60 (D.S. N°60) establece: “En estructuras mixtas con muros y marcos en toda la altura del edificio en los cuales los muros toman al menos un 75% del corte en la base o cuando los marcos son capaces de alcanzar el desplazamiento correspondiente que se obtiene con el espectro elástico de NCh 433 sin aplicar factores de reducción de la respuesta, los marcos se pueden dimensionar como marcos intermedios” (Decreto Supremo N° 60, 2011).

Si bien esta disposición establece un criterio para el diseño de marcos en sistemas mixtos en base al corte basal de la estructura, al realizar análisis lineal puede resultar que los muros tomen porcentajes superiores al 75% del corte basal, sin embargo, en la realidad este porcentaje puede ser menor, debido a que los modelos lineales elásticos no representan la real rigidez de la estructura al producirse agrietamiento. Lo anterior puede llevar a la clasificación de este tipo de marcos como intermedios en lugar de especiales.

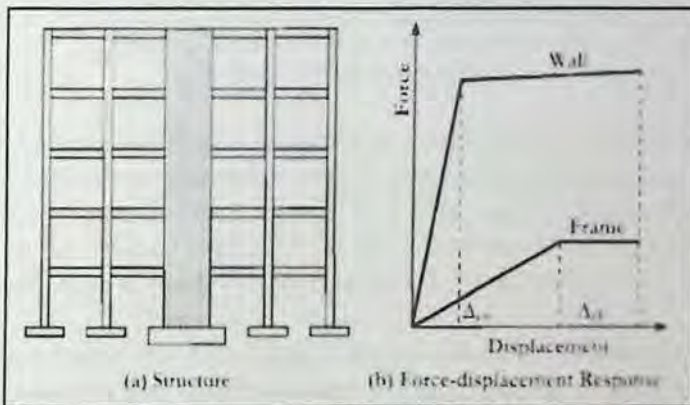


Figura 1.1 Edificios con Sistema Dual Muro-Marco.

Priestley, Calvi and Kowalsky, 2007.

En un sistema dual la principal función del muro es entregar mayor rigidez y resistencia en la base al sistema, en la fig. 1.1 (b) se representa gráficamente que la fuerza se distribuye en el marco y en el muro en proporción a su rigidez, donde se infiere que el muro posee una rigidez superior a la del marco, además que la demanda de desplazamiento que hace que el muro comience a incursionar en el rango no lineal, provoca que solo algunos elementos del marco también lo haga. Según lo anterior se puede decir que, el marco requiere de una

demanda de desplazamiento superior a la del muro, para que todos los elementos que lo componen incurrieren en el rango no lineal.

Como resultado de la gran rigidez que poseen los muros, se puede lograr un buen control en la deformación de piso durante un terremoto (Priestley, 1992). Debido a lo anterior el peligro de desarrollar el fenómeno de "pisos blandos" (formación de rótulas plásticas en las columnas) no debería surgir como se muestra en la figura 1.2 (b).

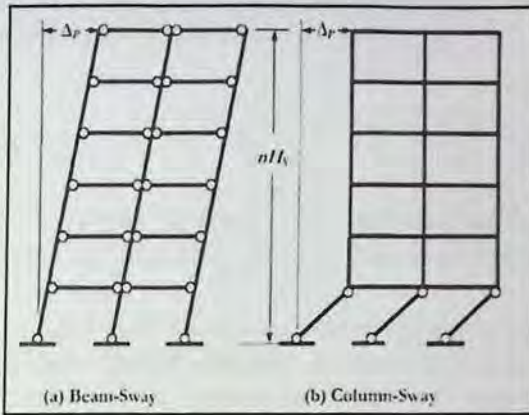


Figura 1.2 Mecanismos de respuesta inelástica en marcos.
Priestley, Calvi and Kowalsky, 2007.

Un mecanismo deseable para los marcos de las estructuras mixtas es el que se muestra en la figura 1.2 (a), este se produce si ha comenzado la fluencia en las secciones críticas de las vigas, ocurrirá deformación lateral adicional bajo carga lateral constante por deformación plástica en las articulaciones plásticas de las vigas. También será necesario desarrollar una articulación plástica en la base de cada columna (Park & Paulay, 1988).

Según lo anterior nace la motivación de verificar el criterio existente para el diseño de marcos de hormigón armado en sistemas duales y si es posible desarrollar un criterio con los desplazamientos relativos de entrepiso, que se producen por efecto de un sismo.

1.2 Objetivos

- Diseñar sistemas duales de acuerdo a la normativa vigente.
- Verificar mediante análisis no lineal el cumplimiento del criterio expuesto en el D.S. N° 60.
- Desarrollar, de ser posible, un criterio para definir el tipo de diseño necesario en los marcos componentes de un sistema dual.

1.3 Metodología

Para determinar la demanda de desplazamiento se utilizará el D.S. N° 61, usando el espectro de desplazamiento correspondiente a la zona sísmica y tipo de suelo.

Para cumplir los objetivos de esta investigación, se analizará una serie de seis edificios de 5, 8, 12, 15, 20 y 25 pisos estructurados con sistemas mixtos de hormigón armado, los cuales poseen una planta con una distribución regular y simétrica de sus elementos estructurales, de esta manera se minimiza la torsión y el análisis no lineal se puede hacer de forma plana.

Se realizará un diseño según la normativa nacional vigente y el código internacional que rige el diseño de estructuras de hormigón armado ACI 318-08. Para el análisis sísmico se considerará que las estructuras se encuentran ubicadas en una zona sísmica 3 y un suelo tipo C.

El análisis no lineal tiempo - historia se realizará con el programa Ruaumoko (A.J. Carr, 2008). Este análisis es comúnmente utilizado para predecir la respuesta no lineal de una estructura sujeta a demandas sísmicas de manera de poder representar el comportamiento real que tendría una estructura frente a un sismo.

Capítulo II

2 Marco Teórico

2.1 Antecedentes

En la actualidad en Chile se utiliza el código ACI 318-08 (ACI 318, 2008) para el cálculo y diseño de estructuras de hormigón armado y la norma NCh 433 Of 96 Mod 2009, para el diseño sísmico de edificios, sin embargo luego del pasado terremoto del 27 de febrero del 2010, que afectó a gran parte de nuestro país y provocó un nivel de daños que se consideraron por sobre lo aceptable (M. de V. y U., 2011), el Ministerio de Vivienda y Urbanismo dictó el D.S. N° 118 y el D.S. N° 117 de 2010. Dado que a la época se contaba con información parcial de las causas y consecuencias de los daños que la catástrofe provocó en las edificaciones del país, se determinó que debían efectuarse adecuaciones y complementaciones a dichos decretos en forma urgente.

Considerando lo anterior es que se pronunciaron los decretos D.S. N°60 y D.S. N°61. El primero rige el cálculo y diseño de estructuras de hormigón armado y ajusta a la realidad de nuestro país lo estipulado en Código ACI 318-08, mientras que el segundo rige el diseño sísmico de edificios, complementando la actual NCh 433 Of 96 Mod. 2009.

2.2 Tipologías estructurales de edificios de hormigón armado

Cada sistema estructural responde de manera distinta cuando éste se ve sometido a sollicitaciones sísmicas, aspectos como la configuración estructural, simetría, distribución de masa y regularidad vertical deben ser considerados, además, la resistencia, rigidez, y ductilidad son otros aspectos de importancia para lograr una adecuada respuesta (Paulay y Priestley, 1992).

Paulay y Priestley, clasifican los sistemas estructurales resistentes a cargas sísmicas en tres grupos:

- Sistemas estructurados con en marcos: son estructuras de hormigón armado de múltiples niveles, a menudo consistentes de marcos: vigas, losas de piso y columna con continuidad y convergentes entre sí en nudos, comúnmente denominados uniones rígidas.

- **Sistemas estructurados con muros:** cuando los requerimientos funcionales lo permiten, la resistencia a fuerzas laterales puede ser completamente asignada a muros estructurales de hormigón armado o albañilería
- **Sistemas duales:** sistemas estructurales duales en los cuales los marcos de hormigón armado interactúan con muros de hormigón armado o albañilería, juntos proveen de la resistencia necesaria a cargas laterales. Esta tipología es también conocida como mixta o estructuras duales.

2.2.1 Edificios de hormigón armado estructurados con muros y marcos

Cuando en un edificio el sistema resistente a fuerzas laterales está compuesto por muros y marcos entonces éste es denominado como sistema dual o estructura mixta. En este tipo de sistemas se combinan las ventajas de sus elementos constituyentes, estos son: marcos dúctiles, interactuando con muros. Los primeros pueden proveer una cantidad significativa de disipación de energía, cuando se requiera, particularmente en los niveles más altos de una estructura. Por otra parte, como resultado de la gran rigidez de los muros, se puede lograr un buen control en la deformación de piso durante un terremoto y evitando la formación de rótulas plásticas en las columna, fenómeno conocido como piso blando (Priestley, 1992).

Además, a menudo se requiere que marcos y muros estén incluidos dentro de una misma estructura. Desde el punto de vista estético y funcional, los marcos se utilizan en grandes espacios abiertos con un mínimo de limitaciones sobre su uso. Por otra parte los muros son un medio atractivo para lugares donde se ubican las escaleras y las cajas de los ascensores en un edificio.

En la Figura 2.1 (b) y (c) se muestra la deformación de un marco y un muro respectivamente, ante la acción de cargas laterales, donde el marco deformará principalmente en el modo de corte, considerando que el muro se comporta como un voladizo vertical (Priestley, 1992). Es por esto que cuando ambos sistemas interactúan compatibilizan sus deformaciones obteniéndose el comportamiento representado en la Figura 2.1 (d), la respuesta que presente la estructura dependerá de la rigidez de cada uno de los sistemas. Estas características hacen que este sistema sea cada vez más utilizado en edificios de gran altura y en regiones de alta sismicidad.

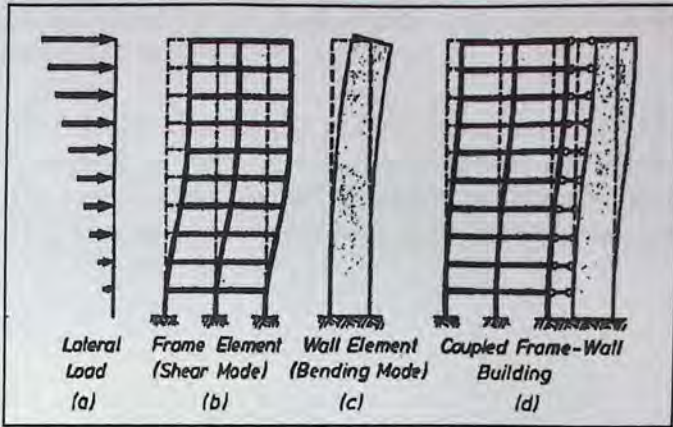


Figura 2.1 Deformación debido a fuerzas laterales.

a) carga lateral, b) marco, c) muro y d) sistema dual.

Paulay & Priestley, 1992.

Las estructuras de muros durante un terremoto se deforman de forma convexa similar a una viga en voladizo. En contraste, cuando las estructuras de marco son excitados por un terremoto se observa comúnmente un perfil cóncavo. En consecuencia, es razonable prever que la forma de la deformada de sistemas muro-marco sería lineal (Sullivan, Priestley y Calvi), como se muestra en la Figura 2.2.

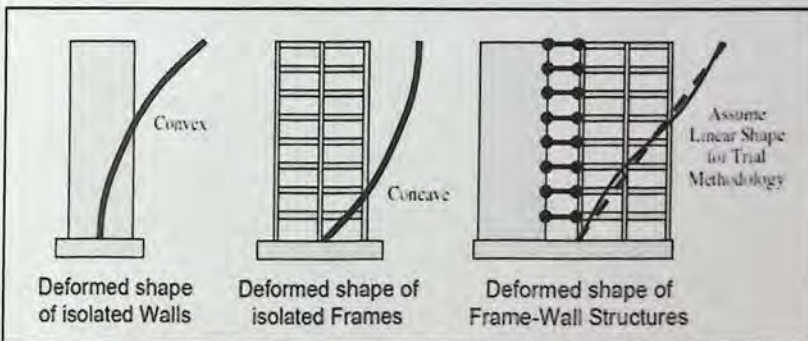


Figura 2.2 Deformación lineal de sistema dual.

Considerando lineal esta forma de desplazamiento, se puede establecer el límite de desplazamiento lateral de diseño, la que puede ser utilizada para estimar los desplazamientos de entrepisos que tendrá la estructura.

$$\Delta_i = \theta_d h_i$$

Ecución 2.1

Donde Δ_i es el desplazamiento lateral asociada a una desviación de diseño θ_d para i pisos, con una altura de entrepiso h_i .

Teniendo en cuenta los cambios en el diseño sísmico que se han producido en los últimos años y tomando en cuenta lo importantes beneficios que poseen los edificios estructurados con sistemas mixtos, uno de los objetivos es desarrollar, de ser posible un criterio para definir el tipo de diseño necesario de los marcos que componen un sistema dual.

Capítulo III

3 Estructuras Analizadas

Las estructuras analizadas corresponden a seis edificios de hormigón armado con estructuración mixta, es decir sistema marco-muro.

Cada edificio posee diferentes alturas 5, 8, 12, 15, 20 y 25 pisos, sin embargo todos poseen el mismo diseño de la planta, como se muestra en la Figura 3.1.

La planta tiene una extensión de 30 [m] de largo, correspondientes a la dirección Y, y 26 [m] de ancho, en la dirección X, con separaciones entre cada eje de 6 y 6.5 [m], respectivamente. Lo que corresponde a 5 ejes transversales y 6 ejes longitudinales. Cada edificio está estructurado con columnas, muros y vigas, cuyas dimensiones difieren según la altura que posee la estructura, cumpliendo así con los criterios de diseño exigidos por el código ACI 318-08 y la NCh 433 of 1996 Mod. 2009.

En la Tabla 3.1 se resumen las dimensiones de los elementos estructurales de cada edificio y la calidad del hormigón considerada.

Tabla 3.1 Dimensiones de elementos estructurales de estructuras analizadas.

Estructura	Nº de Pisos	Calidad Hormigón	Altura entrepiso [cm]	Columnas	Vigas	Muros (e=espesor)	
						Muro 1	Muro 2
Estructura I	5	H-25	280	50/50	25/60	e = 20[cm]	e = 25[cm]
Estructura II	8	H-25	280	60/60	25/60	e = 20[cm]	e = 30[cm]
Estructura III	12	H-25	280	75/75	25/60	e = 20[cm]	e = 30[cm]
Estructura IV	15	H-30	300	80/80	30/65	e = 30[cm]	e = 35[cm]
Estructura V	20	H-35	300	100/100	30/65	e = 30[cm]	e = 40[cm]
Estructura VI	25	H-35	300	110/110	30/70	e = 40[cm]	e = 45[cm]

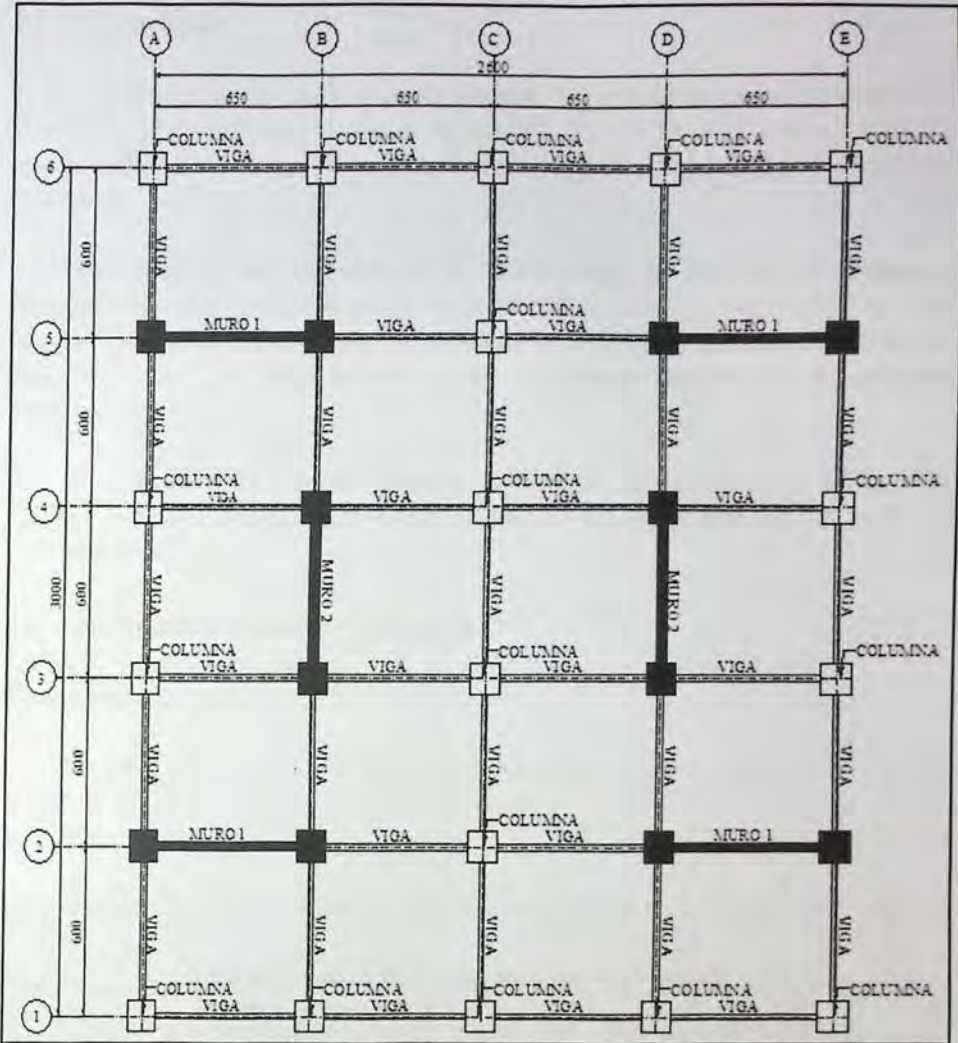


Figura 3.1 Planta tipo de las estructuras.

3.1 Estructuras

El diseño de las estructuras se realiza siguiendo los criterios del código de diseño ACI 318-08, D.S. N° 60, la normativa nacional vigente NCh 433 Of 1996 Mod. 2009 y D.S. N° 61. Para la modelación y análisis de las estructuras se utiliza el programa ETABS versión 9.7 [CSI, 2010].

Para el análisis de las estructuras se considera que los elementos se encuentran empotrados en la base, por lo que no se calculan ni diseñan las fundaciones, al igual las losas tampoco son diseñadas, sin embargo se considera 15 [cm] de espesor en cada una de las estructuras y se asume que proporciona a todos los edificios características de diafragma rígido a nivel de piso.

Para el cálculo de las seis estructuras se utiliza una carga de peso propio adicional de 150 [kg/m²], y una sobrecarga de 250 [kg/m²], siguiendo las disposiciones de la NCh1537 Of 2009 [INN 2009].

3.2 Materiales empleados y calidades

3.2.1 Hormigón armado

En losas, vigas, pilares y muros se utiliza hormigón armado de calidad H-25 para las estructuras de 5, 8, 12 pisos, H-30 para las estructuras de 15 y H-35 para las estructuras de 20 y 25 pisos.

Las propiedades físicas y resistencia a la compresión se muestran en la Tabla 3.2:

Tabla 3.2 Propiedades físicas y resistencia de hormigón utilizado.

Propiedades		H-25	H-30	H-35
Resistencia cilíndrica (f'_c)	[kg/cm ²]	200	250	300
Densidad (ρ)	[kg/cm ³]	2.548E-06	2.548E-06	2.548E-06
Peso específico (γ)	[kg/cm ³]	2.5E-03	2.5E-03	2.5E-03
Módulo de Elasticidad (E_c)	[kg/cm ²]	213546	238752	257000
Coef. de Poisson (ν)		0.2	0.2	0.2
Módulo de Corte (G)	[kg/cm ²]	88978	99480	107083

3.2.2 Acero de refuerzo

Se utiliza para armadura de refuerzo, barras de acero comercial con resaltes, de calidad A630-420H.

Las propiedades físicas se presentan en la Tabla 3.3:

Tabla 3.3 Propiedades físicas y resistencia de acero utilizado.

Propiedades		A630 – 420H
Tensión de Fluencia (f_y)	[kg/cm ²]	4200
Tensión de Rotura (f_u)	[kg/cm ²]	6300
Densidad	[kg/cm ³]	7833
Módulo de Elasticidad (E_c)	[kg/cm ²]	2.1 E+06
Coef. de Poisson (ν)		0.25
Módulo de Corte (G)	[kg/cm ²]	800000

Capítulo IV

4 Análisis Sísmico

A partir de Diciembre de 2011, el diseño sísmico de edificios debe realizarse acorde a las exigencias establecidas en el D.S. N° 61 y en lo que no se contraponga con éstas, supletoriamente, por lo establecido en la Norma Técnica NCh 433 Of. 96 Mod. 2009. Dicho decreto es producto de una adecuación y complementación a las disposiciones contenidas en el D.S. N° 117 de 2010, que ajustan los estándares del diseño sísmico de edificios, de acuerdo a la información obtenida de los daños que ocasionó el terremoto del Maule.

Para realizar el análisis sísmico se considera que las estructuras analizadas se encuentran emplazadas en zona sísmica 3 y un suelo tipo C.

4.1 Cargas y Sobrecargas de Diseño

Las solicitaciones a considerar en este estudio se pueden dividir en tres grupos.

4.1.1 Cargas Muertas o Permanentes

Son aquellas cuya variación en el tiempo es despreciable en relación a sus valores medios o aquella para la cual la variación tiende un valor constante. Para este estudio se considerará el peso propio de cada elemento y una carga adicional de $150 \text{ [kg/m}^2\text{]}$.

4.1.2 Cargas Vivas o Sobrecargas de Uso

Son aquellas cuya acción variable en el tiempo y que se determina por la función de uso del edificio. Presenta variaciones frecuentes o continuas, no despreciables en relación a su valor medio. Se obtienen de la norma NCh 1537 Of. 2009.

4.1.3 Cargas Eventuales

Son aquellas su duración en el tiempo es considerablemente corta. Para este estudio se considera:

Carga sísmica: se determina de acuerdo a la ubicación geográfica de los edificios, su estructuración y materialidad, tipo de suelo e importancia que tengan, según D.S. N° 61.

4.2 Combinaciones de Cargas

Los edificios y otras estructuras deben ser diseñados usando las combinaciones indicadas en la norma NCh 3171 Of. 2010. En el apartado 9 se señala que las estructuras deben ser diseñados de manera que su resistencia de diseño sea mayor o igual que el efecto de las cargas mayoradas en las combinaciones siguientes:

$$U = 1.2 D + 1.6 L$$

$$U = 1.2 D + 1 L \pm 1.4 E$$

$$U = 0.9 D \pm 1.4 E$$

Dónde:

U	Resistencia requerida
D	Carga muerta
L	Carga viva
E	Carga sísmica

4.3 Espectro de Diseño

Según el D.S. N° 61, el espectro de diseño que determina la resistencia sísmica de la estructura está definido por la Ecuación 4.1:

$$S_a = \frac{S A_0 \alpha}{(R^*/I)} \quad \text{Ecuación 4.1}$$

Dónde:

S	Parámetro que depende del tipo de suelo.
A_0	Aceleración efectiva máxima del suelo.
R^*	Factor de reducción de la aceleración espectral, calculado para el período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.
I	Coficiente relativo a la importancia, uso y riesgo de falla del edificio.
α	Factor de amplificación de la aceleración efectiva máxima.

El factor de amplificación α se determina para cada modo de vibrar n , de acuerdo a la Ecuación 4.2:

$$\alpha = \frac{1 + 4.5 \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^3} \quad \text{Ecuación 4.2}$$

En que:

T_n período de vibración del modo n .
 T_0, p parámetros relativos al tipo de suelo de fundación.

El factor de reducción R^* se determina según la Ecuación 4.3:

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.10T_0 + \frac{T^*}{R_0}} \quad \text{Ecuación 4.3}$$

Dónde:

T^* período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección en análisis.
 R_0 factor de modificación de la respuesta estructural.

Los parámetros sísmicos para las seis estructuras analizadas son los mismos, ya que se encuentran ubicados en zona 3 y tipo de suelo C, se presentan en la Tabla 4.1

Tabla 4.1 Parámetros sísmicos.

Parámetros Sísmicos	
Zona sísmica	3
Tipo de Suelo	C
Categoría Edificio	II
R_0	7
R	11
Aceleración Efectiva (A_0/g)	0.4
Coefficiente de Importancia	1

Parámetros que dependen del tipo de suelo

S	T_0 [s]	T^* [s]	n	p
1.05	0.40	0.45	1.40	1.60

De acuerdo a estos parámetros sísmicos se puede construir el espectro de diseño para este caso, el cual se muestra en la Figura 4.1

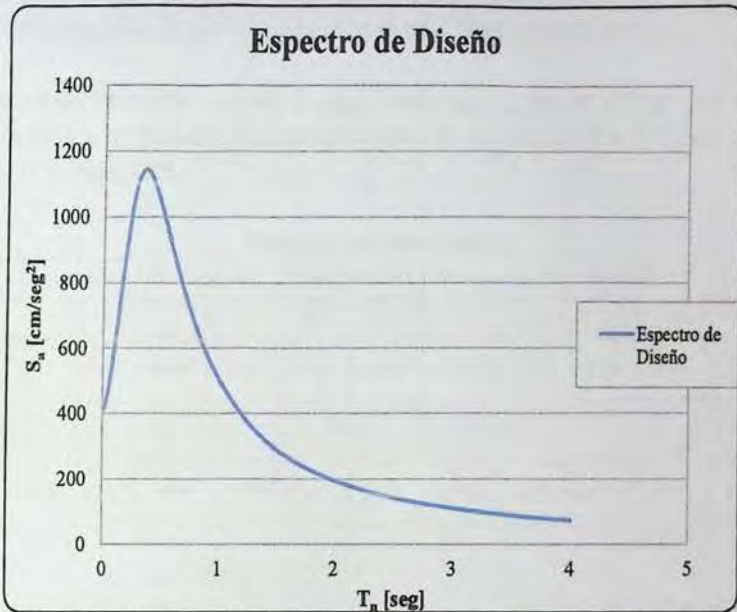


Figura 4.1 Espectro de Diseño Elástico. Decreto Supremo N° 61, 2011.

4.4 Resultados del Análisis Sísmico

El espectro de diseño se obtiene al reducir el espectro elástico por el factor R^* , cuyo parámetro depende de la ductilidad del sistema y del material utilizado (M. Helguero, 2006).

4.4.1 Esfuerzo de corte basal

La norma NCh 433 Of. 96 Mod. 2009, define el esfuerzo de corte basal como el esfuerzo de corte producido por la acción sísmica en el nivel basal del edificio.

Para cada edificio se calculó el corte basal $Q_{\text{elástico}}$, que se obtiene con el espectro elástico, la masa y los períodos fundamentales para las direcciones X e Y. Cuyos valores son detallados en la Tabla 4.2:

Tabla 4.2 Corte Basal Elástico.

Dirección	Estructura I		Estructura II		Estructura III		Estructura IV		Estructura V		Estructura VI	
	x	y	x	y	x	y	X	y	x	y	x	y
Período (s)	0.24	0.32	0.46	0.57	0.79	0.96	0.94	1.11	1.46	1.66	1.87	2.09
Masa [Ton /g]	336.8		559.8		888.8		1209.2		1600		2000	
$Q_{\text{elástico}}$ [Tonf]	2500	2797	4274	3773	4345	3657	4950	4316	5255	4551	5869	4854

De acuerdo a las limitaciones definidas en la norma NCh 433 Of. 96 Mod. 2009, si la componente del esfuerzo de corte basal en el análisis modal espectral en la dirección de la acción sísmica resulta menor que el valor obtenido de la Ecuación 4.4, los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontal y las solicitaciones de los elementos estructurales se deben multiplicar por un factor de manera que dicho esfuerzo de corte alcance el valor señalado como mínimo.

$$Q_{\min} = \frac{ISA_0 P}{6g} \quad \text{Ecuación 4.4}$$

R^{**} resulta de multiplicar el valor de R^* por el cociente Q_0/Q_{\min} , siempre que Q_0/Q_{\min} sea menor o igual a 1. En caso que este cociente sea mayor que 1, se debe usar $R^{**}=R^*$.

En la Tabla 4.3 se muestra el corte basal de diseño y el factor de reducción efectivo R^{**} , para cada estructura en estudio.

Tabla 4.3 Resultados Análisis Sísmico.

Dirección	Estructura I		Estructura II		Estructura III		Estructura IV		Estructura V		Estructura VI	
	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
R^*	4,85	5,59	6,61	7,2	8.07	8.54	8.50	8.88	9.45	9.69	9.91	10.09
Q_{efectivo} [Tonf]	515	500	646	524	538	428	582	485	556	469	592	481
R^{**}	5,15	5,76	6.61	7.2	7.119	5.993	5.962	5.198	4.783	4.142	4.273	3.535
Q_{min} [Tonf]	231,3		384.4		610.4		830.4		1098.7		1373.4	
Q_{max} [Tonf]	485,7		807.3		1281.8		1743.8		2307.3		2884.1	
$Q_{\text{diseño}}$ [Tonf]	485,7		646.8	524.1	610.4		830.4		1098.7		1373.4	

4.4.2 Deformaciones Sísmicas

4.4.2.1 Desplazamiento lateral de entrepiso

El desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en el centro de masas en cada una de las direcciones de análisis, no debe ser mayor que la altura de entrepiso multiplicada por 0.002, según el apartado 5.9.2 de NCh 433 Of. 96 Mod. 2009.

En las Figuras 4.2 y 4.3 se grafican los desplazamientos laterales en la dirección X e Y respectivamente para cada estructura, en relación al máximo permitido por la norma.

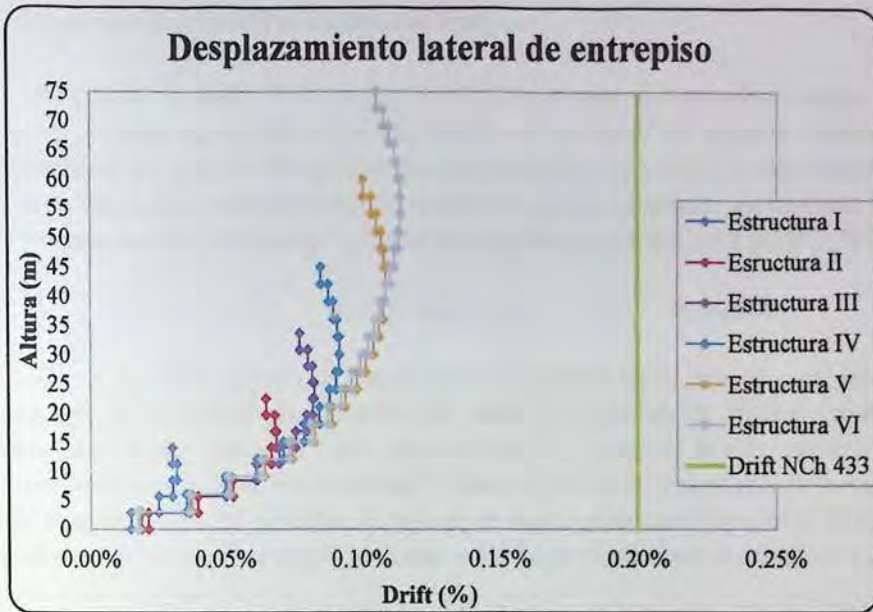


Figura 4.2 Desplazamiento lateral de entrepiso dirección X.

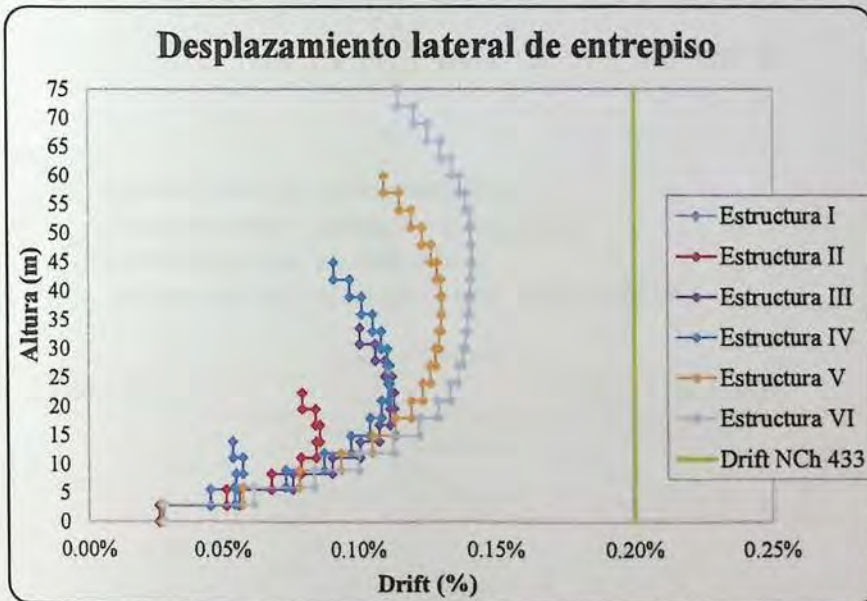


Figura 4.3 Desplazamiento lateral de entrepiso dirección Y.

4.4.2.2 Desplazamiento lateral de diseño en el techo

Para efectos de diseño de estructuras de hormigón armado, el desplazamiento lateral de diseño en el techo, δ_u , se debe considerar igual a la ordenada del espectro elástico de desplazamiento S_{de} , para un 5% de amortiguamiento respecto al crítico, correspondiente al período de mayor masa traslacional en la dirección de análisis multiplicada por un factor igual a 1.3 y se calcula según la Ecuación 4.5; como se puntualiza en el artículo 9.2 del D.S. N°61.

$$\delta_u = 1.3S_{de}(T_{ag}) \quad \text{Ecuación 4.5}$$

Donde T_{ag} es el período de mayor masa traslacional en la dirección de análisis, considerando en su cálculo la influencia del acero y la pérdida de rigidez debido al agrietamiento del hormigón en la rigidez elástica inicial. Si el período ha sido calculado con las secciones brutas, es decir, sin considerar la influencia del acero y la pérdida de la rigidez debido al agrietamiento del hormigón, el período de mayor masa traslacional en la dirección de análisis de la estructura se puede aproximar a 1.5 veces al calculado sin considerar estos efectos.

El espectro elástico de desplazamientos se determina según la Ecuación 4.6.

$$S_{de}(T_n) = \frac{T_n^2}{4\pi^2} \alpha A_0 C_d^* \quad \text{Ecuación 4.6}$$

Dónde:

- S_{de} Espectro elástico de desplazamiento [cm]
 A_0 Aceleración efectiva máxima del suelo [cm/seg²]
 T_n período de vibración del modo n [seg].
 C_d^* parámetro que depende del tipo de suelo, según Tabla 4.4.

Tabla 4.4 Valores de C_d^* .

Tipo de suelo	C_d^*	Rango de períodos
C	1.0	$T_n \leq 0.65 \text{ seg}$
	$0.57T_n + 0.63$	$0.65 \text{ seg} < T_n \leq 2.02 \text{ seg}$
	$0.055T_n^2 - 0.63T_n + 2.83$	$2.02 \text{ seg} < T_n \leq 50 \text{ seg}$

Las ecuaciones contenidas en la Tabla 4.4 representan un ajuste analítico de los valores del espectro elástico de desplazamientos obtenidos con los registros del sismo de 27 de febrero de 2010, y con las recomendaciones de diseño de confinamiento para muros de

hormigón armado, contenidas en el DS N° 118 (V. y U.), de 2010 o en la norma que lo reemplace o modifique (DS N°61).

Para cada estructura analizada el desplazamiento lateral de diseño estimado se muestra en la Tabla 4.5, y se grafica en la Figura 4.4, para la dirección X.

Tabla 4.5 Desplazamiento lateral de diseño máximo dirección X.

Estructura	T* [seg]	Tag [seg]	δu [cm]	Demanda [%h]
Estructura I	0.24	0.34	4.14	0.29
Estructura II	0.46	0.65	11.13	0.49
Estructura III	0.79	1.12	21.83	0.65
Estructura IV	0.96	1.36	27.4	0.61
Estructura V	1.52	2.15	44.52	0.74
Estructura VI	1.96	2.77	45.08	0.6

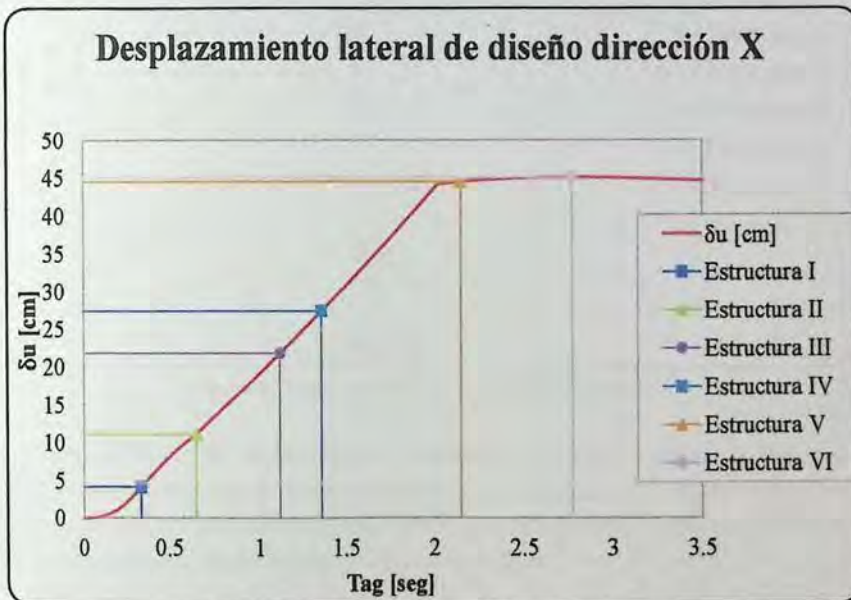


Figura 4.4 Desplazamiento lateral de diseño dirección X.

Para cada estructura analizada el desplazamiento lateral de diseño estimado se muestra en la Tabla 4.6, y se grafica en la Figura 4.5, para la dirección Y.

Tabla 4.6 Desplazamiento lateral de diseño máximo dirección Y.

Estructura	T* [seg]	Tag [seg]	δu [cm]	Demanda [%h]
Estructura I	0.32	0.45	6.94	0.49
Estructura II	0.57	0.81	14.84	0.66
Estructura III	0.96	1.36	27.4	0.82
Estructura IV	1.12	1.58	32.74	0.73
Estructura V	1.73	2.45	44.97	0.75
Estructura VI	2.16	3.05	44.98	0.6

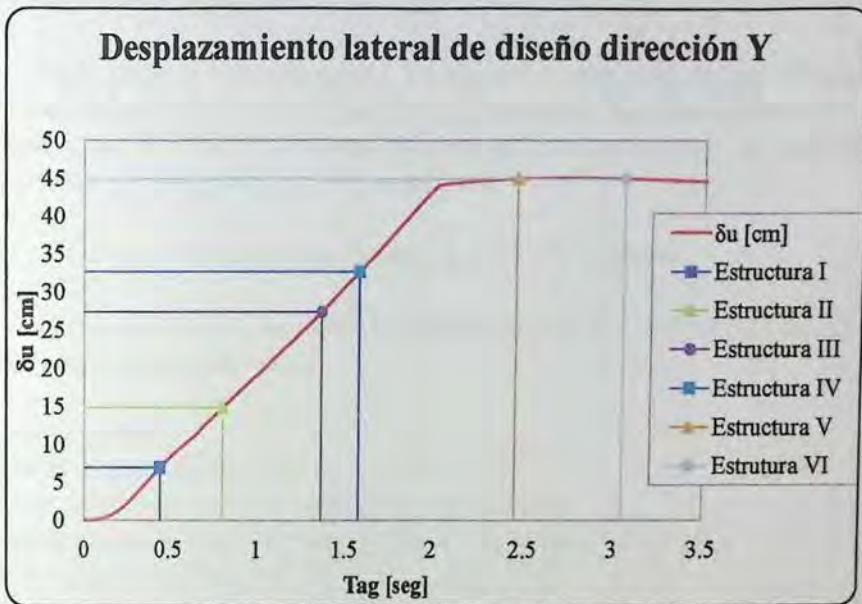


Figura 4.5 Desplazamiento lateral de diseño dirección Y.

Según el DS N° 60 “la fórmula para determinar la zona a confinar indicada en ACI 318-08 supone una demanda de desplazamientos igual a 1.5% de la altura del muro, lo que en la mayoría de los edificios habitacionales chilenos estructurados sobre la base de muros puede ser una hipótesis de diseño demasiado conservadora”.

Es por esto que el D.S. N°60 modifica la fórmula para determinar la zona a confinar en función de la demanda de desplazamiento.

Capítulo V

5 Diseño de Elementos

En este capítulo se presenta el diseño de los elementos de hormigón armado, de acuerdo a las disposiciones establecidas en el código ACI 318-08 y en el D.S N° 60. Por lo tanto en muchas ocasiones se harán citas textuales de dichos documentos.

5.1 Resistencia de diseño

En el diseño de hormigón armado, los elementos deben diseñarse con la resistencia suficiente para absorber los casos de cargas más desfavorables. La resistencia de diseño debe tomarse como la resistencia nominal multiplicada por los factores de reducción ϕ especificados en el código ACI 318 -08, de modo que:

$$\phi \text{ Resistencia Nominal} \geq \text{Resistencia última}$$

El factor de reducción de resistencia ϕ debe ser el dado en 9.3.2.1 a 9.3.2.7 de ACI 318-08 que señala los siguientes valores:

Cortante y torsión	0.75
Secciones controladas por tracción	0.9
Secciones controladas por compresión con refuerzo en espiral	0.7
Secciones controladas por compresión con otro tipo de refuerzo	0.65
Cortante Sísmico (9.3.4 ACI 318-08)	0.6

Para las secciones en las que la deformación unitaria neta a la tracción en el acero extremo en tracción en el estado de resistencia nominal, ϵ_s , se encuentra entre los límites para secciones controladas por compresión y las secciones controladas por tracción, se permite que ϕ aumente linealmente desde el valor correspondiente a las secciones controladas por compresión hasta 0.9, en la medida que ϵ_s aumente desde el límite de deformación unitaria controlado por compresión hasta 0.005 (ACI 318-08).

Lo anterior se muestra gráficamente en la figura 5.1:

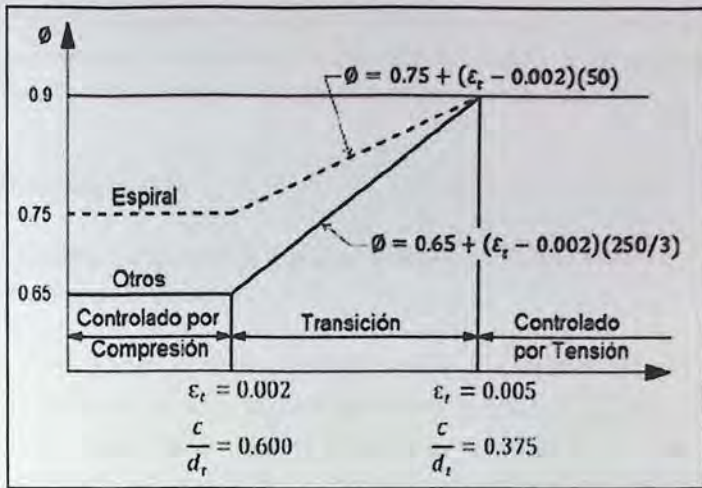


Figura 5.1 Variación de ϕ para carga flexo-compresión.
ACI 318-08, 2008.

Se usa un factor ϕ más bajo para las secciones controladas por compresión que para las secciones controladas por tracción, porque las secciones controladas por compresión tienen menor ductilidad, son más sensibles a las variaciones en la resistencia del hormigón y, en general, se presentan en elementos que soportan mayores áreas cargadas que los elementos con secciones controladas por tracción (ACI 318-08).

5.1.1 Diseño a Flexión

Los elementos sometidos a flexión deben cumplir con los requisitos especificados en el punto 21.5 del Código ACI 318-08.

- i. La fuerza mayorada de compresión axial del elemento, P_u , no debe exceder $A_g f_c / 10$.
- ii. La luz libre del elemento, l_n , no debe ser menor que cuatro veces su altura útil.
- iii. El ancho del elemento, b_w , no debe ser menor que el más pequeño de $0.3h$ y 250 [mm].
- iv. El ancho del elemento, b_w , no debe exceder del ancho del elemento de apoyo, más una distancia a cada lado, la cual corresponde al menor valor entre el ancho del elemento de apoyo en la dirección del análisis y $0,75$ veces el ancho del elemento de apoyo perpendicular a la dirección de análisis.

En el Anexo I se muestra en detalle los elementos sometidos a flexión y su ubicación en los ejes analizados de la estructura. Se considera la simetría de la estructura en ambas direcciones, por ello sólo se muestran los ejes principales de cada dirección.

5.1.1.1 Refuerzo longitudinal

Para elementos pertenecientes a marcos sometidos a flexión el refuerzo longitudinal debe cumplir con lo siguiente:

- i. Tanto como para el refuerzo superior e inferior de cualquier elemento sometido a flexión, el área de refuerzo no debe ser menor que $0.8 \sqrt{f_c'} b_w d / f_y$, ni menor que $14 b_w d / f_y$ y la cuantía de refuerzo, ρ , no debe exceder 0.025. Al menos dos barras deben disponerse en forma continua tanto en la parte superior como inferior.
- ii. La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor a un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.
- iii. Sólo se permiten empalmes por traslapo de refuerzo de flexión cuando se proporcionan estribos cerrados de confinamiento o espirales en la longitud de empalme por traslapo. El espaciamiento del refuerzo transversal que confina las barras traslapadas no debe exceder al menor entre $d/4$ y 100 [mm]. No deben usarse empalmes por traslapo:
 - Dentro de los nudos.
 - En una distancia de dos veces la altura del elemento medida desde la cara del nudo.
 - Donde el análisis indique fluencia por flexión causada por desplazamientos laterales inelásticos del pórtico.

Para determinar el refuerzo longitudinal de cada uno de los elementos sometidos a flexión, se debió identificar el valor de los esfuerzos producidos en dichos elementos, considerando el máximo valor para cada una de las vigas.

La armadura a flexión para cada una de las vigas de las estructuras analizadas, se encuentran en el Anexo I.

En las Figuras 5.2 a 5.10, se representa la distribución del refuerzo longitudinal en los elementos sometidos a flexión de las estructuras estudiadas.

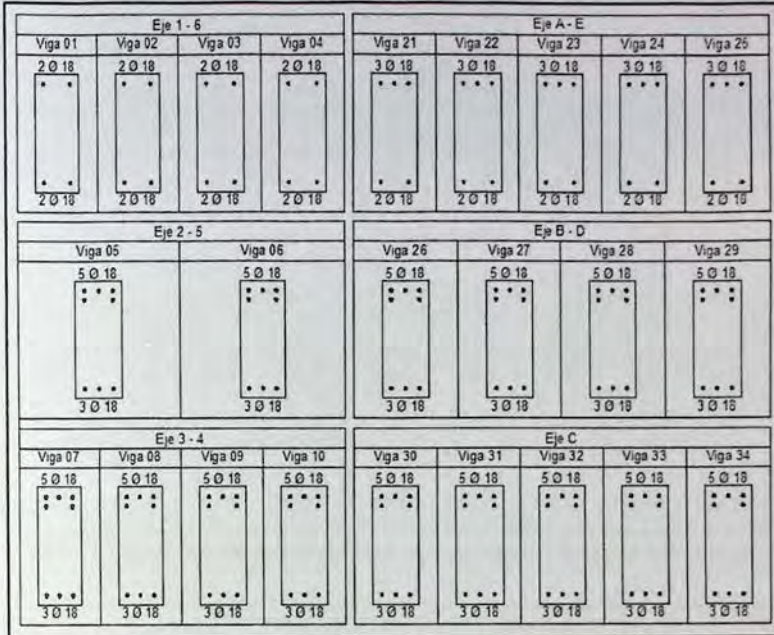


Figura 5.2 Distribución de refuerzo a flexión en vigas, ejes principales de estructura I.

Eje 1 - 6				Eje A - E				
Viga 01	Viga 02	Viga 03	Viga 04	Viga 21	Viga 22	Viga 23	Viga 24	Viga 25
3 Ø 18	3 Ø 18	3 Ø 18	3 Ø 18	5 Ø 18	5 Ø 18	5 Ø 18	5 Ø 18	5 Ø 18
•••	•••	•••	•••	•••	•••	•••	•••	•••
•••	•••	•••	•••	•••	•••	•••	•••	•••
2 Ø 18	2 Ø 18	2 Ø 18	2 Ø 18	2 Ø 18	2 Ø 18	2 Ø 18	2 Ø 18	2 Ø 18
Eje 2 - 5		Eje B - D						
Viga 05	Viga 06	Viga 26	Viga 27	Viga 28	Viga 29			
6 Ø 18	6 Ø 18	5 Ø 18	5 Ø 16	5 Ø 18	5 Ø 18			
•••	•••	•••	•••	•••	•••			
•••	•••	•••	•••	•••	•••			
3 Ø 18	3 Ø 18	3 Ø 18	3 Ø 18	3 Ø 18	3 Ø 18			
Eje 3 - 4				Eje C				
Viga 07	Viga 08	Viga 09	Viga 10	Viga 30	Viga 31	Viga 32	Viga 33	Viga 34
5 Ø 18	5 Ø 18	5 Ø 18	5 Ø 18	5 Ø 18	5 Ø 18	5 Ø 18	5 Ø 18	5 Ø 18
•••	•••	•••	•••	•••	•••	•••	•••	•••
•••	•••	•••	•••	•••	•••	•••	•••	•••
3 Ø 18	3 Ø 18	3 Ø 18	3 Ø 18	2 Ø 18	2 Ø 18	2 Ø 18	2 Ø 18	2 Ø 18

Figura 5.3 Distribución de refuerzo a flexión en vigas, ejes principales de estructura II.

Eje 1 - 6				Eje A - E				
Viga 01	Viga 02	Viga 03	Viga 04	Viga 21	Viga 22	Viga 23	Viga 24	Viga 25
5 Ø 18	5 Ø 18	5 Ø 18	5 Ø 18	5 Ø 18	5 Ø 18	5 Ø 18	5 Ø 18	5 Ø 18
•••	•••	•••	•••	•••	•••	•••	•••	•••
•••	•••	•••	•••	•••	•••	•••	•••	•••
2 Ø 18	2 Ø 18	2 Ø 18	2 Ø 18	2 Ø 18	2 Ø 18	2 Ø 18	2 Ø 18	2 Ø 18
Eje 2 - 5		Eje B - D						
Viga 05	Viga 06	Viga 26	Viga 27	Viga 28	Viga 29			
5 Ø 22	5 Ø 22	6 Ø 18	6 Ø 18	6 Ø 18	6 Ø 18			
•••	•••	•••	•••	•••	•••			
•••	•••	•••	•••	•••	•••			
3 Ø 18	3 Ø 18	3 Ø 18	3 Ø 18	3 Ø 18	3 Ø 18			
Eje 3 - 4				Eje C				
Viga 07	Viga 08	Viga 09	Viga 10	Viga 30	Viga 31	Viga 32	Viga 33	Viga 34
6 Ø 18	6 Ø 18	6 Ø 18	6 Ø 18	5 Ø 18	5 Ø 16	5 Ø 16	5 Ø 16	5 Ø 16
•••	•••	•••	•••	•••	•••	•••	•••	•••
•••	•••	•••	•••	•••	•••	•••	•••	•••
3 Ø 18	3 Ø 18	3 Ø 16	3 Ø 16	3 Ø 18	3 Ø 18	3 Ø 16	3 Ø 16	3 Ø 16

Figura 5.4 Distribución de refuerzo a flexión en vigas, ejes principales de estructura III.

En los pisos inferiores (1 al 3) los esfuerzos producidos son considerablemente menores que en los pisos superiores, sólo en los ejes centrales, por lo que se considera que la armadura también debe ser menor, ya que si se coloca la misma cantidad de refuerzo longitudinal que se requiere en los pisos superiores, esto podría ocasionar una falla frágil en la estructura. Esto se aplica en las estructuras de 15, 20 y 25 pisos.

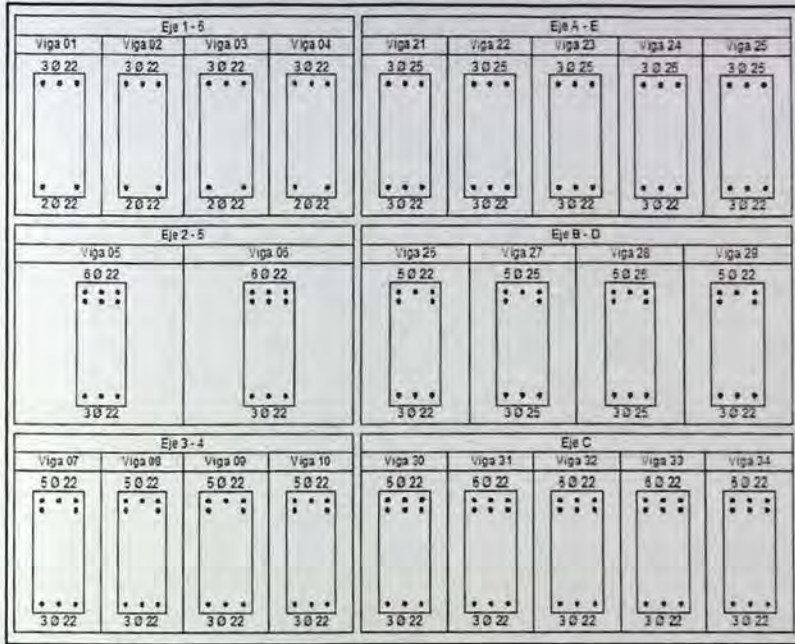


Figura 5.5 Distribución de refuerzo a flexión en vigas, ejes principales de estructura IV (Nivel 4-15).

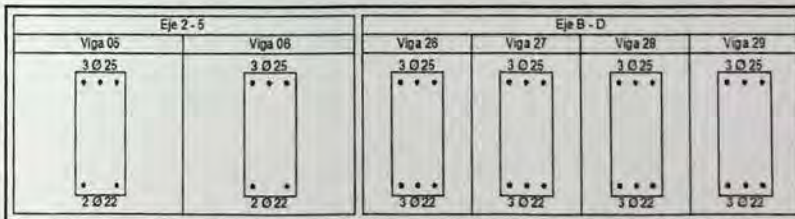


Figura 5.6 Distribución de refuerzo a flexión en vigas, ejes principales de estructura IV (Nivel 1-3).

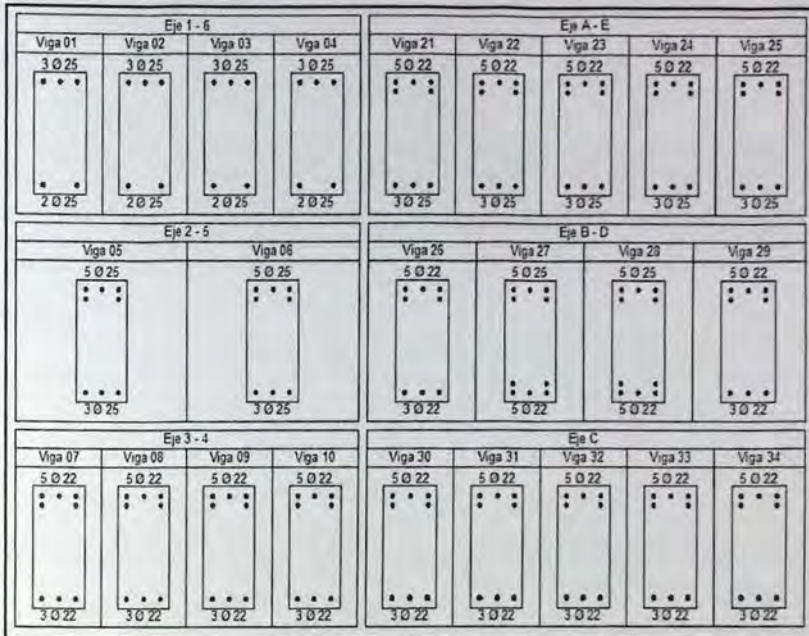


Figura 5.7 Distribución de refuerzo a flexión en vigas, ejes principales de estructura V (Nivel 4-15).

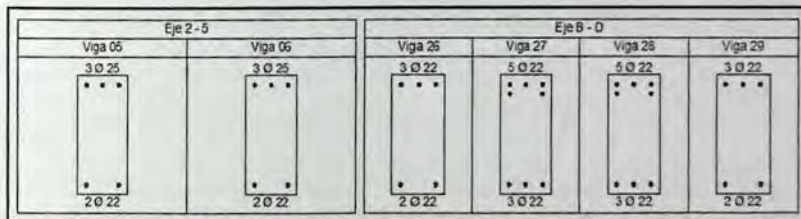


Figura 5.8 Distribución de refuerzo a flexión en vigas, ejes principales de estructura V (Nivel 1-3).

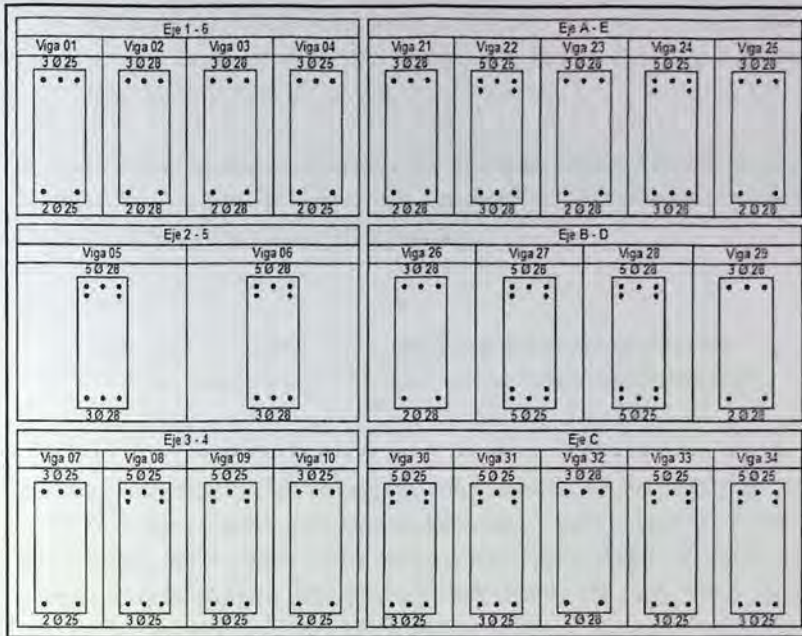


Figura 5.9 Distribución de refuerzo a flexión en vigas, ejes principales de estructura VI (Nivel 4-15).

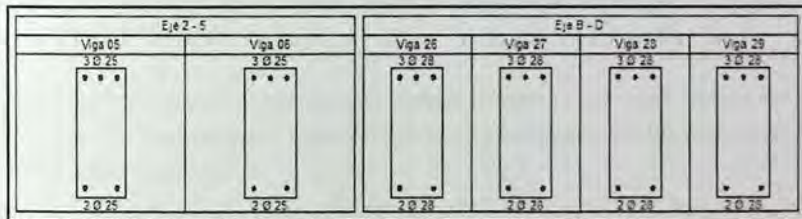


Figura 5.10 Distribución de refuerzo a flexión en vigas, ejes principales de estructura VI (Nivel 1-3).

5.1.1.2 Refuerzo transversal

El refuerzo transversal se requiere principalmente para confinar el hormigón y dar soporte lateral a las barras de refuerzo en regiones en las que se espere fluencia.

- i. Deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en las siguientes regiones:
 - En una longitud igual a dos veces la altura del elemento, medida desde la cara de los elementos de apoyo hacia el centro de la luz, en ambos extremos de los elementos en flexión.

- En longitudes iguales a dos veces la altura del elemento a ambos lados de una sección donde puede ocurrir fluencia por flexión debido a desplazamientos laterales inelásticos del pórtico.
- ii. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 50 [mm] de la cara del elemento de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor de:
- $d/4$
 - ocho veces el diámetro de las barras longitudinales más pequeñas.
 - 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.
 - 300 [mm].
- iii. Cuando se requieran estribos cerrados de confinamiento, los estribos deben disponerse de tal forma que cada barra longitudinal de esquina y barra alterna tenga apoyo lateral proporcionado por la esquina de un estribo con un ángulo interior no mayor de 135° , y ninguna barra longitudinal debe estar separada más de 150 [mm] libres de una barra apoyada lateralmente.
- iv. Cuando no se requieran estribos cerrados de confinamiento, deben colocarse estribos con ganchos sísmicos en ambos extremos, espaciados a no más de $d/2$ en toda la longitud del elemento.
- v. Los estribos que se requieran para resistir esfuerzos de corte, deben ser estribos cerrados de confinamiento colocados en los lugares dentro de los elementos descritos en el punto *i*. anterior.
- vi. Se permite que los estribos cerrados de confinamiento en elementos en flexión, sean hechos hasta de dos piezas de refuerzo: un estribo con un gancho sísmico en cada extremo y cerrado por un gancho suplementario.

5.1.1.3 Requisitos al corte

El esfuerzo de corte de diseño, V_e , se debe determinar a partir de las fuerzas estáticas en la parte del elemento comprendida entre las caras del nudo. Se debe suponer que en las caras de los nudos localizados en los extremos del elemento actúan momentos de signo opuesto correspondientes a la resistencia probable, M_{pr} , y que el elemento está además cargado con cargas aferentes gravitacionales mayoradas a lo largo de la luz.

En la determinación de las fuerzas laterales equivalentes que representan los efectos del sismo, se supone que los elementos del marco (vigas), disiparán energía en el rango no lineal de respuesta, y debe suponerse que la armadura longitudinal llegara a la fluencia en el caso de un sismo severo.

La fuerza cortante de diseño debe ser una buena aproximación del cortante máximo que se puede desarrollar en un elemento. Por lo tanto, la resistencia al corte requerida en elementos de marco está relacionada con la resistencia a flexión de dicho elemento más que con las fuerzas cortantes mayoradas obtenidas del análisis de cargas laterales.

Cabe destacar que la resistencia de fluencia real del refuerzo longitudinal puede exceder la resistencia de fluencia especificada y debido a que es probable que ocurra endurecimiento por deformación del refuerzo en un nudo sometido a grandes rotaciones, la resistencia al cortante requerida se determina usando un esfuerzo de al menos $1.25 f_y$, para el refuerzo longitudinal.

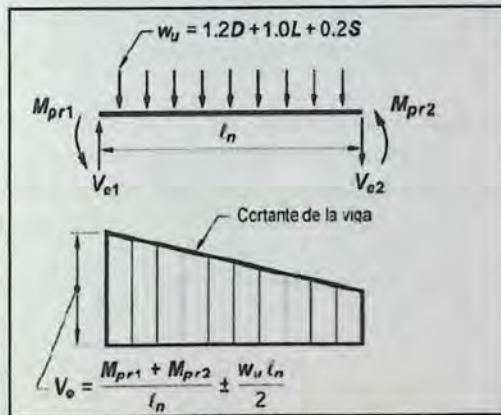


Figura 5.11 Corte de diseño para vigas.

ACI 318-08.

$$V_{e\ viga} = V_{cap} \pm V_{grav} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \pm \frac{w_u l_n}{2}$$

Ecuación 5.1

La condición de diseño es:

$$V_{e \text{ viga}} = \phi V_n = \phi V_c + \phi V_s \quad \text{Ecuación 5.2}$$

Dónde:

- V_n Resistencia a corte, usando propiedades nominales del hormigón y el acero.
 V_e Corte de diseño.
 ϕ Coeficiente de minoración de resistencia (0.75).

En el Anexo I se indican los momentos probables, el corte por capacidad y el corte gravitacional de las vigas para cada una de las estructuras analizadas, se incluye el corte máximo de diseño, que fue calculado de acuerdo a la Ecuación 5.1 y cumple con la condición de diseño, Ecuación 5.2.

De acuerdo a la ACI 318-08 el refuerzo transversal debe diseñarse para resistir esfuerzos de corte suponiendo, $V_c=0$, cuando la fuerza de corte inducida por un sismo, representa la mitad o más de la resistencia máxima a corte requerida en esas zonas y la fuerza axial de compresión mayorada, P_u , incluyendo los efectos sísmicos es menor que $A_g f'_c / 20$.

Para las columnas el corte máximo de diseño, se debe determinar considerando como hipótesis la formación de rótulas plásticas en las secciones críticas de las vigas, por lo tanto este queda definida por los momentos probables que son transmitidos a las columnas a través de las vigas que concurren a ella.

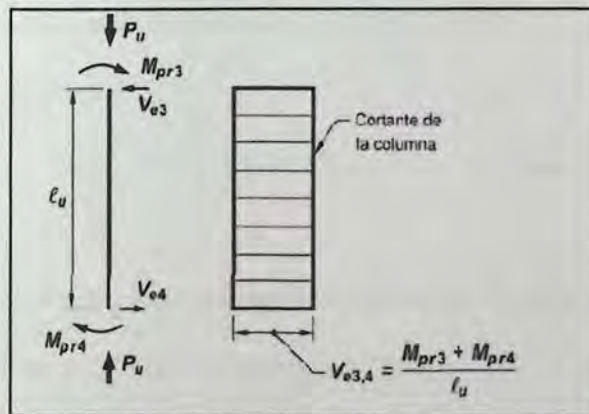


Figura 5.12 Corte de diseño para columnas.
 ACI 318-08.

$$V_{e\ col} = \frac{M_{pr3} + M_{pr4}}{l_u} \quad \text{Ecuación 5.3}$$

Considerando que los nudos se encuentran en equilibrio, y que los momentos de vigas transmitidos a las columnas son proporcionales a la rigidez de las columnas que concurren al nudo; y dado que las columnas, tanto encima como por debajo del nudo, tienen la misma sección transversal, refuerzo, resistencia del hormigón y altura de entrepisos, se puede considerar que el momento probable de la columna, M_{pr3} , es el que se determina según la Ecuación 5.4.

$$M_{pr3} = M_{pr4} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{2} \quad \text{Ecuación 5.4}$$

El análisis anterior es válido sólo para elementos sobre el primer nivel, ya que para las columnas de primer piso, el corte máximo de diseño, V_e , se determina con la máxima resistencia flexural nominal probable proporcionada en la base de la columna, la que corresponde al punto de equilibrio del diagrama de interacción, calculado para la fuerza axial mayorada de compresión inducida por el sismo.

Las resistencias a momento deben determinarse usando un factor de reducción de resistencia igual a 1.0 y una resistencia del acero de refuerzo de al menos $1.25 f_y$.

El refuerzo transversal debe diseñarse para resistir esfuerzos de corte suponiendo, $V_c=0$, cuando la fuerza de corte inducida por un sismo, representa la mitad o más de la resistencia máxima a corte requerida en esas zonas y la fuerza axial de compresión mayorada, P_u , incluyendo los efectos sísmicos es menor que $A_g f_c / 20$ (ACI 318-08).

La condición de diseño es:

$$V_{e\ viga} = \phi V_n = \phi V_c + \phi V_s \quad \text{Ecuación 5.5}$$

Dónde:

V_n	Resistencia a corte, usando propiedades nominales del hormigón y el acero.
V_e	Corte de diseño.
ϕ	Coefficiente de minoración de resistencia (0.75).

En el Anexo I se detallan los momentos probables y el corte máximo de diseño, para cada una de las columnas de las estructuras analizadas que fue calculado con la Ecuación 5.4.

Las columnas cumplen con la condición de diseño, Ecuación 5.5, y pueden ser armadas al corte.

5.1.2 Diseño Flexo – Compresión

En la Figura 5.13 se muestra la distribución de los elementos sometidos a flexo-compresión de las estructuras.

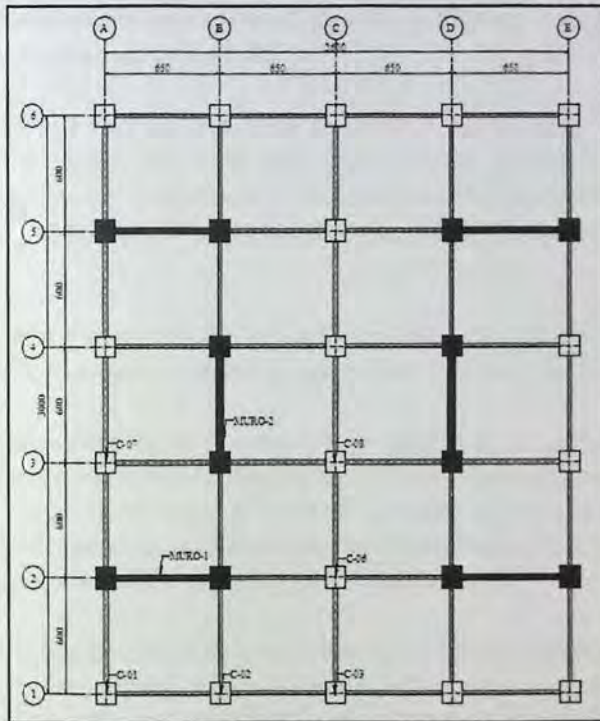


Figura 5.13 Distribución de elementos a flexo-compresión.

Los elementos sometidos a flexión y carga axial pertenecientes a marcos especiales que resisten fuerzas inducidas por sismos, y que tienen una fuerza axial mayorada de compresión, P_u , bajo cualquier combinación de carga que excede $A_g f'_c / 10$, deben satisfacer lo siguiente:

- i. La dimensión menor de la sección transversal, medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, no debe ser menor de 300 mm.

- ii. La relación entre la dimensión de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor que 0.4.

Es importante destacar que estos elementos deben satisfacer las condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones, y además, basarse en las siguientes hipótesis:

- i. Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el hormigón deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- ii. La máxima deformación unitaria permitida en la fibra extrema sometida a compresión del hormigón se supone igual a 0.003.
- iii. El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y , no tomando en cuenta los efectos de endurecimiento por deformación del refuerzo.
- iv. La resistencia a la tracción del hormigón no debe considerarse en los cálculos de elementos de hormigón reforzado sometidos a flexión y a carga axial.

Los elementos sometidos a flexo-compresión para cada una de las estructuras, de acuerdo a los esfuerzos producidos en ellos, requieren el área mínima de acero, según como se detalla en el párrafo 21.6.3 del código ACI 318-08, este valor es $0.01A_g$. Este límite inferior del área de refuerzo longitudinal es para controlar las deformaciones dependientes del tiempo y para que el momento de fluencia exceda al momento de fisuración.

Para realizar el diseño de los elementos sometidos a flexo-compresión, de una manera rápida y efectiva, se hizo mediante diagramas de interacción, ya que estos elementos en zonas sísmicas están sujetos a una gran cantidad de combinaciones posibles de esfuerzos y al ser estudiadas de forma particular, nos llevaría a un procedimiento monótono y extenso.

Un diagrama de interacción de resistencia, M-P, define la combinación de carga axial y momento flector que provoque la falla de un elemento prediseñado en el intervalo completo de excentricidades (relación M/P) desde 0 al infinito. Para cualquier excentricidad, existe solo un par de valores de P_n y M_n , resistencias nominales, que producirán la falla de la sección del elemento. Este par de valores es dibujado como un punto en un gráfico que relacione P_n y M_n como el que se presenta en la Figura 5.14. La curva es continua y representa el universo de excentricidades posibles. En este diagrama, cualquier línea radial representa un excentricidad particular $e = M/P$.

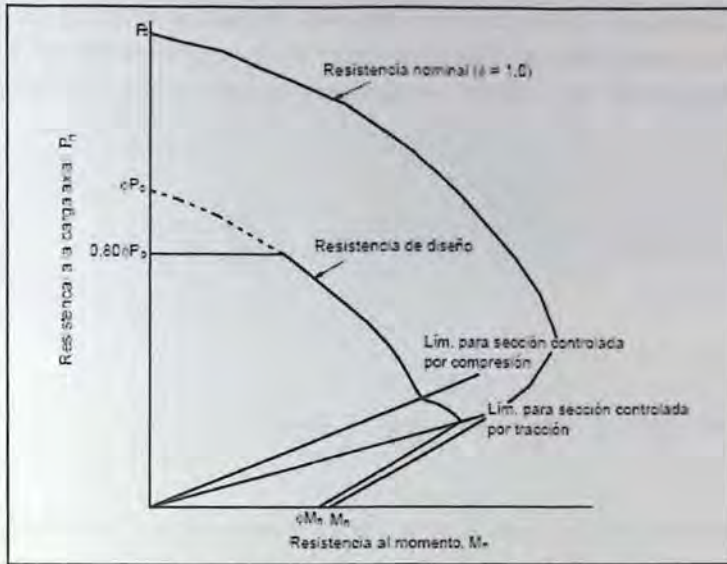


Figura 5.14 Diagrama de Interacción P - M

Conceptualmente el diagrama a los efectos del diseño se utiliza así: cualquier combinación de carga y excentricidad que pueda ser representada dentro del área limitada por el diagrama de interacción puede ser soportada sin falla (Llopitz C, 2001).

Para verificar que los elementos diseñados cumplan con los requisitos que especifica la normativa vigente, se incorporan las combinaciones de cargas indicadas en el punto 4.2 de este documento, demostrando que todos los puntos se encuentren dentro de las curvas de diseño.

En el Anexo II se muestran los diagramas de interacción de los elementos verticales, evaluados para la cantidad de acero especificada en las direcciones de análisis X e Y, correspondientes a cada una de las estructuras estudiadas.

Para el diseño de los muros se considera la sección transversal completa. Como estos elementos se encuentran sometidos a flexión y carga axial, al igual que las columnas, se utilizan los diagramas de interacción para su diseño, los que aparecen en el Anexo II.

Tal como se observa en los diagramas de interacción de cada uno de los muros de las diferentes estructuras analizadas, la cuantía de acero se determinó de manera de satisfacer las condiciones de diseño que propone la ACI 318-08.

Es importante destacar que en un sistema de marcos especiales resistente a momentos, se debe cumplir con el criterio de columna fuerte y viga débil, teniendo como propósito evitar

la fluencia de las columnas que se consideren parte del sistema sismorresistente. Si las columnas no son más resistentes que las vigas que llegan a un nudo, existe la posibilidad de que incurrieren en el rango inelástico, generando un mecanismo de falla que puede conducir al colapso.

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb} \quad \text{Ecuación 5.2}$$

Donde

M_{nc} Suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo.

M_{nb} Suma de los momentos nominales de flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo.

Las resistencias a la flexión deben sumarse de tal manera que en el nudo se cumpla el equilibrio de fuerzas, tomando en cuenta los momentos de vigas actuando en ambas direcciones del plano vertical del marco que se considera. Además, la resistencia a la flexión de la columna se debe calcular para las fuerzas axiales mayoradas, congruente con la dirección en análisis y que conduzca a la resistencia a la flexión más baja.

La condición de columna fuerte – viga débil se cumple en todas las estructuras estudiadas, la verificación se detalla en el Anexo I.

5.1.3 Corte

El corte de diseño para los muros estructurales se obtiene como producto de las solicitaciones laterales, en este caso solicitaciones producidas por el sismo. Para este análisis se debe considerar las cargas mayoradas del sismo.

La ACI 318-08 exige en su punto 21.9.4 que V_n no debe ser mayor que $2.65\sqrt{f'_c}A_g$ [Kgf], este límite evita posibles fallas por compresión diagonal en las secciones analizadas.

Las Tablas 5.1 y 5.2, muestran los valores de V_n , corte máximo obtenido de las combinaciones de cargas, V_n , corte máximo (V_u) dividido por el factor de reducción $\phi=0.6$ y el límite superior que establece la ACI 318-08 para V_n , que se producen en el muro de la

dirección X, para cada una de las estructuras analizadas, y en las Figuras 5.15 a 5.20, se grafican dichos valores.

Tabla 5.1 Valores Corte Nominal V_n , muro 1, dirección X.

Altura	Estructura I			Estructura II			Estructura III		
	V_u [T]	V_n [T]	V_n Límite ACI- 318 [T]	V_u [T]	V_n [T]	V_n Límite ACI- 318 [T]	V_u [T]	V_n [T]	V_n Límite ACI- 318 [T]
33.6							18.0	30.0	698.0
30.8							18.0	30.0	698.0
30.8							47.8	79.7	698.0
28							47.8	79.7	698.0
28							72.6	121.0	698.0
25.2							72.6	121.0	698.0
25.2							94.8	158.0	698.0
22.4							94.8	158.0	698.0
22.4				24.0	40.0	622.2	113.6	189.4	698.0
19.6				24.0	40.0	622.2	113.6	189.4	698.0
19.6				80.2	133.7	622.2	130.6	217.7	698.0
16.8				80.2	133.7	622.2	130.6	217.7	698.0
16.8				117.4	195.6	622.2	146.7	244.4	698.0
14				117.4	195.6	622.2	146.7	244.4	698.0
14	46.7	77.9	580.9	148.8	247.9	622.2	161.9	269.9	698.0
11.2	46.7	77.9	580.9	148.8	247.9	622.2	161.9	269.9	698.0
11.2	97.4	162.4	580.9	173.3	288.8	622.2	176.1	293.4	698.0
8.4	97.4	162.4	580.9	173.3	288.8	622.2	176.1	293.4	698.0
8.4	130.5	217.6	580.9	191.8	319.7	622.2	188.4	314.0	698.0
5.6	130.5	217.6	580.9	191.8	319.7	622.2	188.4	314.0	698.0
5.6	152.6	254.4	580.9	207.2	345.3	622.2	201.3	335.5	698.0
2.8	152.6	254.4	580.9	207.2	345.3	622.2	201.3	335.5	698.0
2.8	159.7	266.1	580.9	205.6	342.6	622.2	188.4	314.0	698.0
0	159.7	266.1	580.9	205.6	342.6	622.2	188.4	314.0	698.0

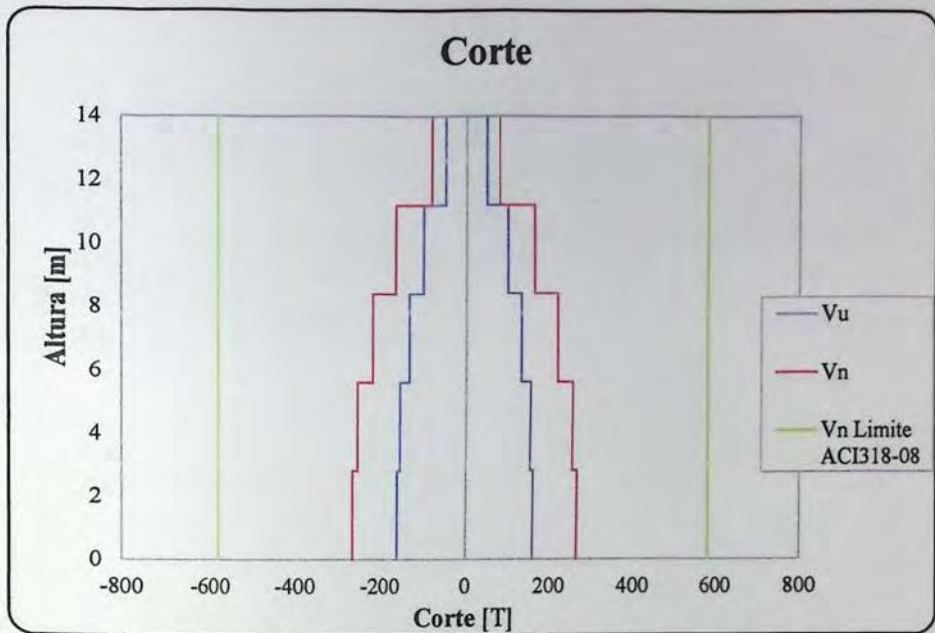


Figura 5.15 Diagrama de Corte muro1. Estructura I, dirección X.

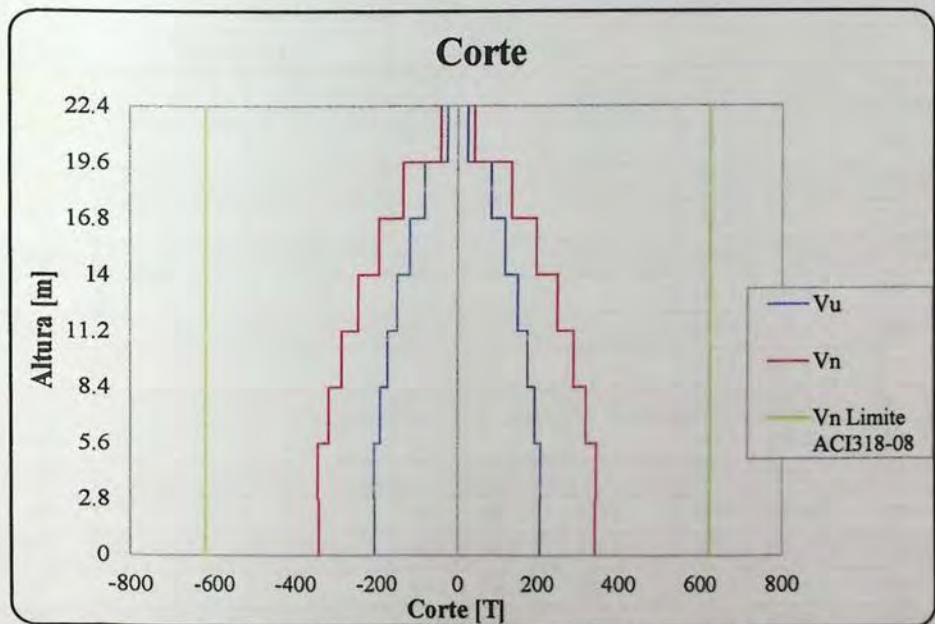


Figura 5.16 Diagrama de Corte muro1. Estructura II, dirección X.

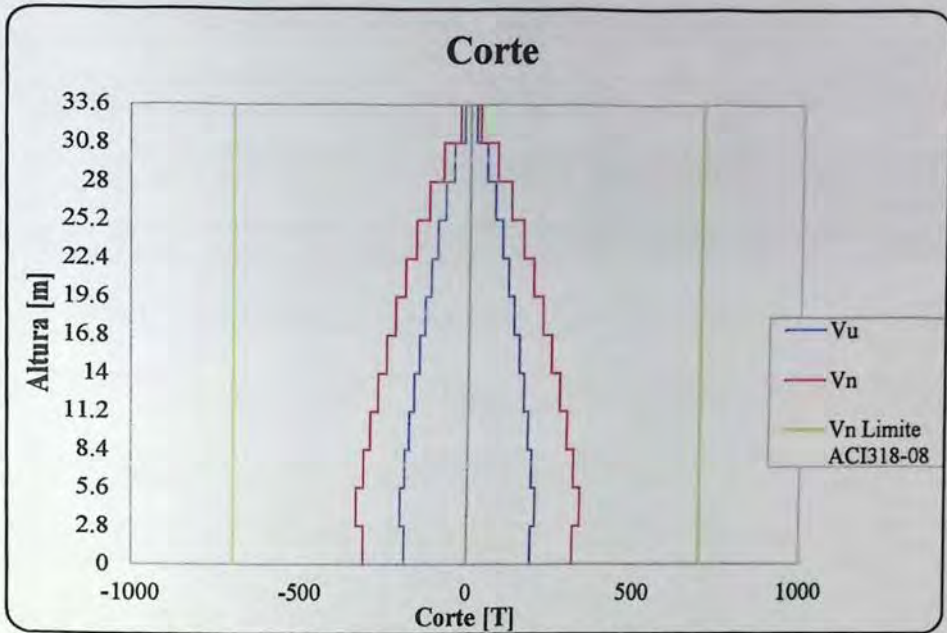


Figura 5.17 Diagrama de Corte muro 1. Estructura III, dirección X.

Tabla 5.2 Valores Corte Nominal V_n muro 1, dirección X.

Altura	Estructura IV			Estructura V			Estructura VI		
	V_u [T]	V_n [T]	V_n Limite ACI- 318 [T]	V_u [T]	V_n [T]	V_n Limite ACI- 318 [T]	V_u [T]	V_n [T]	V_n Limite ACI- 318 [T]
75							77.1	128.5	1596.4
72							77.1	128.5	1596.4
72							78.9	131.4	1596.4
69							78.9	131.4	1596.4
69							116.9	194.8	1596.4
66							116.9	194.8	1596.4
66							147.2	245.4	1596.4
63							147.2	245.4	1596.4
63							167.1	278.5	1596.4
60							167.1	278.5	1596.4
60				59.5	99.2	1236.1	178.0	296.6	1596.4
57				59.5	99.2	1236.1	178.0	296.6	1596.4
57				69.6	116.1	1236.1	181.6	302.6	1596.4
54				69.6	116.1	1236.1	181.6	302.6	1596.4

Tabla 5.2 Valores Corte Nominal V_n , muro 1, dirección X. (continuación).

54				100.3	167.1	1236.1	180.0	300.0	1596.4
51				100.3	167.1	1236.1	180.0	300.0	1596.4
51				122.9	204.8	1236.1	175.2	292.0	1596.4
48				122.9	204.8	1236.1	175.2	292.0	1596.4
48				136.3	227.2	1236.1	169.5	282.4	1596.4
45				136.3	227.2	1236.1	169.5	282.4	1596.4
45	40.2	67.1	1085.2	142.8	238.0	1236.1	165.2	275.3	1596.4
42	40.2	67.1	1085.2	142.8	238.0	1236.1	165.2	275.3	1596.4
42	47.2	78.7	1085.2	144.8	241.3	1236.1	165.1	275.2	1596.4
39	47.2	78.7	1085.2	144.8	241.3	1236.1	165.1	275.2	1596.4
39	71.6	119.3	1085.2	145.3	242.1	1236.1	171.4	285.7	1596.4
36	71.6	119.3	1085.2	145.3	242.1	1236.1	171.4	285.7	1596.4
36	93.7	156.1	1085.2	147.5	245.8	1236.1	185.0	308.3	1596.4
33	93.7	156.1	1085.2	147.5	245.8	1236.1	185.0	308.3	1596.4
33	111.7	186.1	1085.2	154.4	257.3	1236.1	205.2	342.0	1596.4
30	111.7	186.1	1085.2	154.4	257.3	1236.1	205.2	342.0	1596.4
30	127.7	212.9	1085.2	167.7	279.5	1236.1	230.5	384.1	1596.4
27	127.7	212.9	1085.2	167.7	279.5	1236.1	230.5	384.1	1596.4
27	143.3	238.8	1085.2	187.1	311.9	1236.1	259.0	431.7	1596.4
24	143.3	238.8	1085.2	187.1	311.9	1236.1	259.0	431.7	1596.4
24	159.5	265.8	1085.2	211.0	351.7	1236.1	289.3	482.2	1596.4
21	159.5	265.8	1085.2	211.0	351.7	1236.1	289.3	482.2	1596.4
21	176.7	294.6	1085.2	237.3	395.5	1236.1	320.1	533.5	1596.4
18	176.7	294.6	1085.2	237.3	395.5	1236.1	320.1	533.5	1596.4
18	194.7	324.5	1085.2	264.0	440.0	1236.1	350.1	583.5	1596.4
15	194.7	324.5	1085.2	264.0	440.0	1236.1	350.1	583.5	1596.4
15	212.6	354.3	1085.2	289.6	482.6	1236.1	378.2	630.4	1596.4
12	212.6	354.3	1085.2	289.6	482.6	1236.1	378.2	630.4	1596.4
12	229.7	382.8	1085.2	312.8	521.3	1236.1	403.4	672.4	1596.4
9	229.7	382.8	1085.2	312.8	521.3	1236.1	403.4	672.4	1596.4
9	245.0	408.3	1085.2	332.6	554.3	1236.1	425.2	708.6	1596.4
6	245.0	408.3	1085.2	332.6	554.3	1236.1	425.2	708.6	1596.4
6	261.4	435.7	1085.2	352.0	586.6	1236.1	446.6	744.3	1596.4
3	261.4	435.7	1085.2	352.0	586.6	1236.1	446.6	744.3	1596.4
3	248.9	414.9	1085.2	312.1	520.2	1236.1	393.3	655.5	1596.4
0	248.9	414.9	1085.2	312.1	520.2	1236.1	393.3	655.5	1596.4

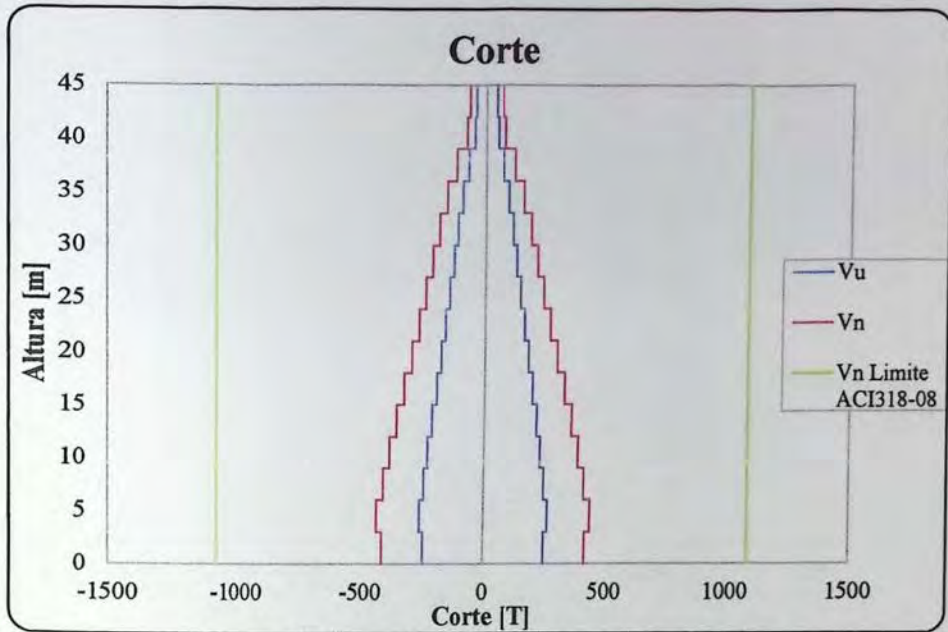


Figura 5.18 Diagrama de Corte muro1. Estructura IV, dirección X.

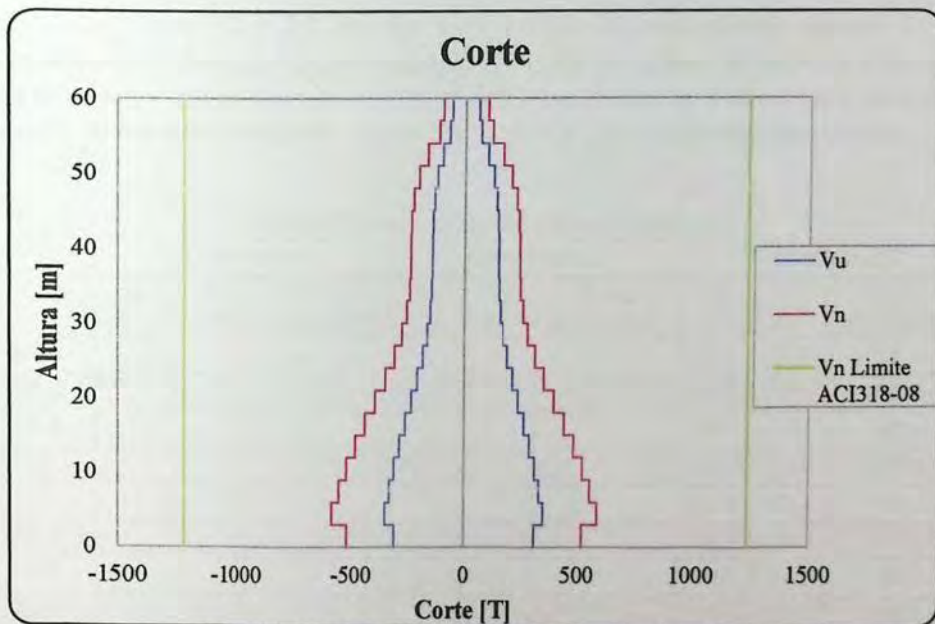


Figura 5.19 Diagrama de Corte muro1. Estructura V, dirección X.

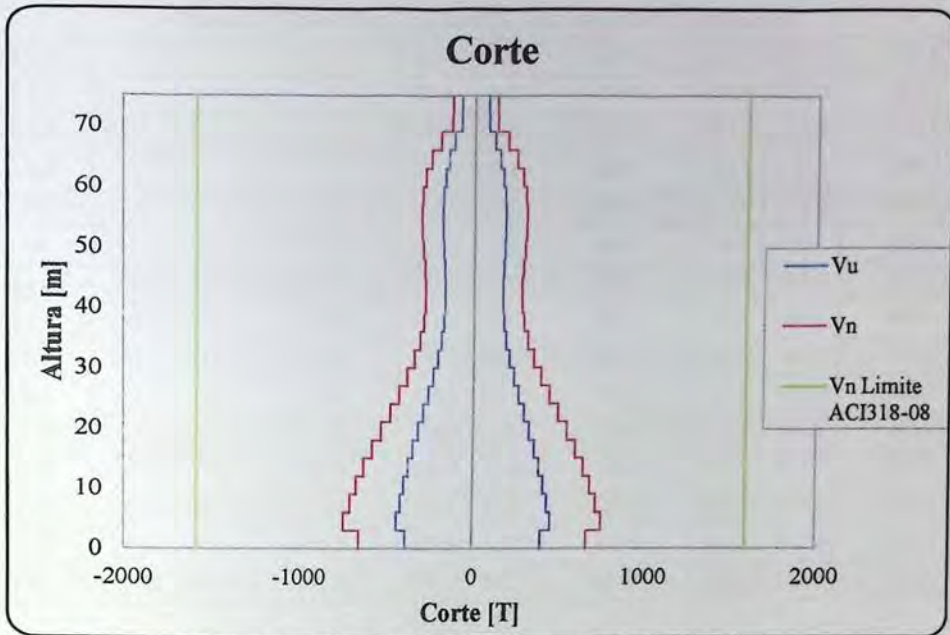


Figura 5.20 Diagrama de Corte muro 1. Estructura VI, dirección X.

Las Tablas 5.3 y 5.4, muestran los valores de V_u , corte máximo obtenido de las combinaciones de cargas, V_n , corte máximo (V_u) dividido por el factor de reducción $\phi=0.6$ y el límite superior que establece la ACI 318-08 para V_n , en el muro de la dirección Y, para cada una de las estructuras analizadas y en las Figuras 5.21 a 5.26, se grafican dichos valores.

Tabla 5.3 Valores Corte Nominal V_n muro 2, dirección Y.

Altura	Estructura I			Estructura II			Estructura III		
	V_u [T]	V_n [T]	V_n Límite ACI- 318 [T]	V_u [T]	V_n [T]	V_n Límite ACI- 318 [T]	V_u [T]	V_n [T]	V_n Límite ACI- 318 [T]
33.6							70.2	117.0	885.4
30.8							70.2	117.0	885.4
30.8							74.3	123.9	885.4
28							74.3	123.9	885.4
28							109.9	183.1	885.4
25.2							109.9	183.1	885.4
25.2							140.9	234.9	885.4
22.4							140.9	234.9	885.4
22.4				22.8	38.0	809,5	167.7	279.5	885.4

Tabla 5.3 Valores Corte Nominal V_n muro 2, dirección Y. (continuación)

19.6				22.8	38.0	809.5	167.7	279.5	885.4
19.6				97.6	162.7	809.5	195.0	325.0	885.4
16.8				97.6	162.7	809.5	195.0	325.0	885.4
16.8				152.0	253.4	809.5	225.4	375.6	885.4
14				152.0	253.4	809.5	225.4	375.6	885.4
14	64.3	107.2	655.8	201.0	334.9	809.5	258.8	431.4	885.4
11.2	64.3	107.2	655.8	201.0	334.9	809.5	258.8	431.4	885.4
11.2	169.6	282.7	655.8	241.7	402.9	809.5	293.5	489.1	885.4
8.4	169.6	282.7	655.8	241.7	402.9	809.5	293.5	489.1	885.4
8.4	235.3	392.1	655.8	276.0	460.0	809.5	326.6	544.3	885.4
5.6	235.3	392.1	655.8	276.0	460.0	809.5	326.6	544.3	885.4
5.6	283.8	473.0	655.8	308.7	514.4	809.5	362.2	603.6	885.4
2.8	283.8	473.0	655.8	308.7	514.4	809.5	362.2	603.6	885.4
2.8	298.6	497.6	655.8	308.1	513.5	809.5	331.2	551.9	885.4
0	298.6	497.6	655.8	308.1	513.5	809.5	331.2	551.9	885.4

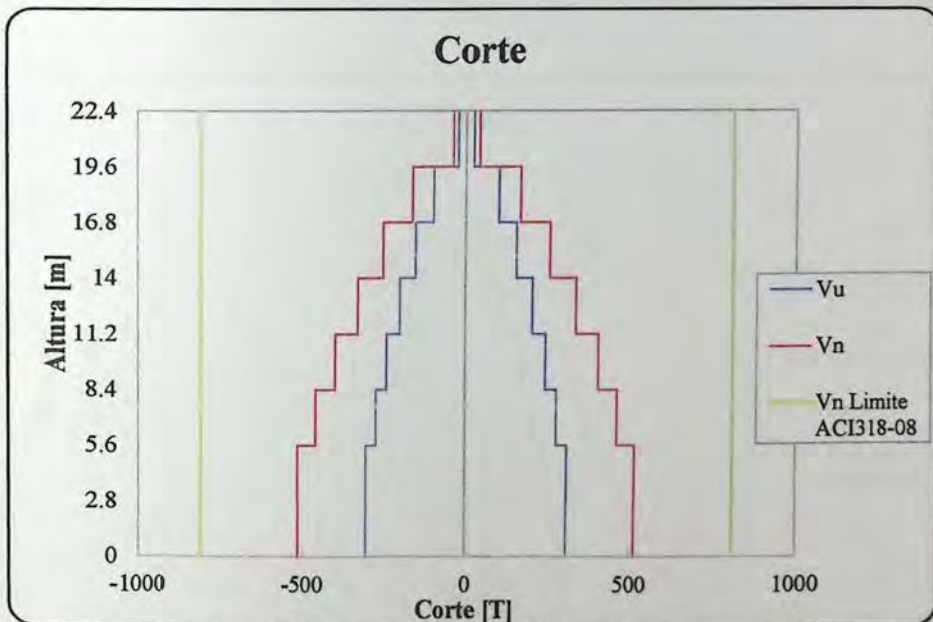


Figura 5.21 Diagrama de Corte muro2. Estructura I, dirección Y.

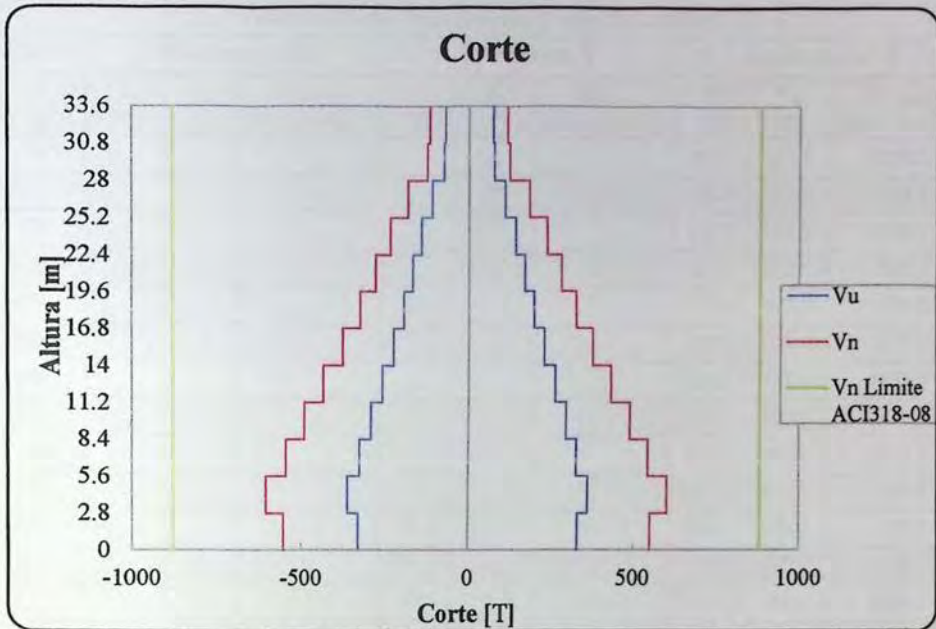


Figura 5.22 Diagrama de Corte muro2. Estructura II, dirección Y.

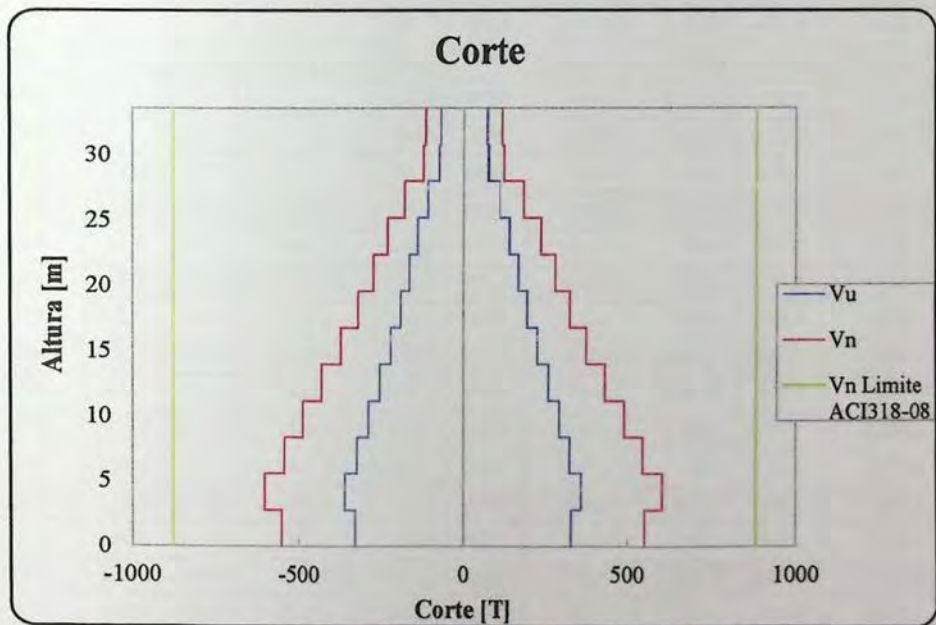


Figura 5.23 Diagrama de Corte muro2. Estructura III, dirección Y.

Tabla 5.4 Valores Corte Nominal V_n muro 2, dirección Y.

Altura	Estructura IV			Estructura V			Estructura VI		
	V_u [T]	V_n [T]	V_n Límite ACI-318 [T]	V_u [T]	V_n [T]	V_n Límite ACI-318 [T]	V_u [T]	V_n [T]	V_n Límite ACI-318 [T]
75							188.1	313.5	1638.3
72							188.1	313.5	1638.3
72							127.5	212.4	1638.3
69							127.5	212.4	1638.3
69							185.4	309.0	1638.3
66							185.4	309.0	1638.3
66							235.1	391.9	1638.3
63							235.1	391.9	1638.3
63							267.1	445.2	1638.3
60							267.1	445.2	1638.3
60				152.2	253.7	1416.7	284.2	473.7	1638.3
57				152.2	253.7	1416.7	284.2	473.7	1638.3
57				119.8	199.7	1416.7	291.1	485.1	1638.3
54				119.8	199.7	1416.7	291.1	485.1	1638.3
54				171.6	286.0	1416.7	292.0	486.7	1638.3
51				171.6	286.0	1416.7	292.0	486.7	1638.3
51				210.7	351.1	1416.7	290.2	483.6	1638.3
48				210.7	351.1	1416.7	290.2	483.6	1638.3
48				232.8	388.0	1416.7	287.5	479.2	1638.3
45				232.8	388.0	1416.7	287.5	479.2	1638.3
45	120.4	200.7	1148.1	241.7	402.8	1416.7	285.6	476.0	1638.3
42	120.4	200.7	1148.1	241.7	402.8	1416.7	285.6	476.0	1638.3
42	85.8	143.1	1148.1	241.9	403.2	1416.7	286.3	477.2	1638.3
39	85.8	143.1	1148.1	241.9	403.2	1416.7	286.3	477.2	1638.3
39	121.0	201.6	1148.1	238.5	397.5	1416.7	292.0	486.6	1638.3
36	121.0	201.6	1148.1	238.5	397.5	1416.7	292.0	486.6	1638.3
36	150.7	251.2	1148.1	236.7	394.5	1416.7	304.6	507.7	1638.3
33	150.7	251.2	1148.1	236.7	394.5	1416.7	304.6	507.7	1638.3
33	172.2	287.0	1148.1	242.4	404.1	1416.7	325.5	542.5	1638.3
30	172.2	287.0	1148.1	242.4	404.1	1416.7	325.5	542.5	1638.3
30	190.2	317.0	1148.1	260.2	433.7	1416.7	355.0	591.7	1638.3
27	190.2	317.0	1148.1	260.2	433.7	1416.7	355.0	591.7	1638.3
27	209.8	349.7	1148.1	291.2	485.3	1416.7	393.3	655.5	1638.3
24	209.8	349.7	1148.1	291.2	485.3	1416.7	393.3	655.5	1638.3

Tabla 5.4 Valores Corte Nominal V_n muro 2, dirección Y. (continuación).

24	235.2	392.0	1148.1	333.1	555.2	1416.7	440.0	733.3	1638.3
21	235.2	392.0	1148.1	333.1	555.2	1416.7	440.0	733.3	1638.3
21	268.1	446.8	1148.1	382.7	637.8	1416.7	494.4	824.0	1638.3
18	268.1	446.8	1148.1	382.7	637.8	1416.7	494.4	824.0	1638.3
18	307.3	512.1	1148.1	436.9	728.1	1416.7	554.5	924.1	1638.3
15	307.3	512.1	1148.1	436.9	728.1	1416.7	554.5	924.1	1638.3
15	350.3	583.8	1148.1	492.8	821.4	1416.7	617.5	1029	1638.3
12	350.3	583.8	1148.1	492.8	821.4	1416.7	617.5	1029.1	1638.3
12	394.6	657.7	1148.1	547.8	913.0	1416.7	680.2	1133.7	1638.3
9	394.6	657.7	1148.1	547.8	913.0	1416.7	680.2	1133.7	1638.3
9	438.2	730.3	1148.1	599.7	999.5	1416.7	740.6	1234.4	1638.3
6	438.2	730.3	1148.1	599.7	999.5	1416.7	740.6	1234.4	1638.3
6	486.5	810.9	1148.1	649.4	1082.3	1416.7	793.3	1322.1	1638.3
3	486.5	810.9	1148.1	649.4	1082.3	1416.7	793.3	1322.1	1638.3
3	442.7	737.8	1148.1	541.4	902.3	1416.7	639.4	1065.7	1638.3
0	442.7	737.8	1148.1	541.4	902.3	1416.7	639.4	1065.7	1638.3

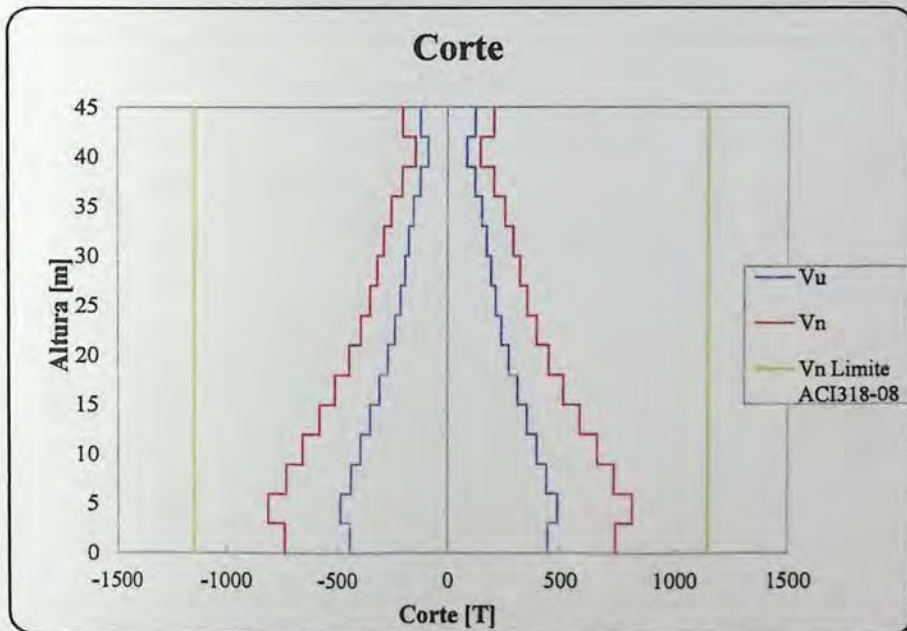


Figura 5.24 Diagrama de Corte muro2. Estructura IV, dirección Y.

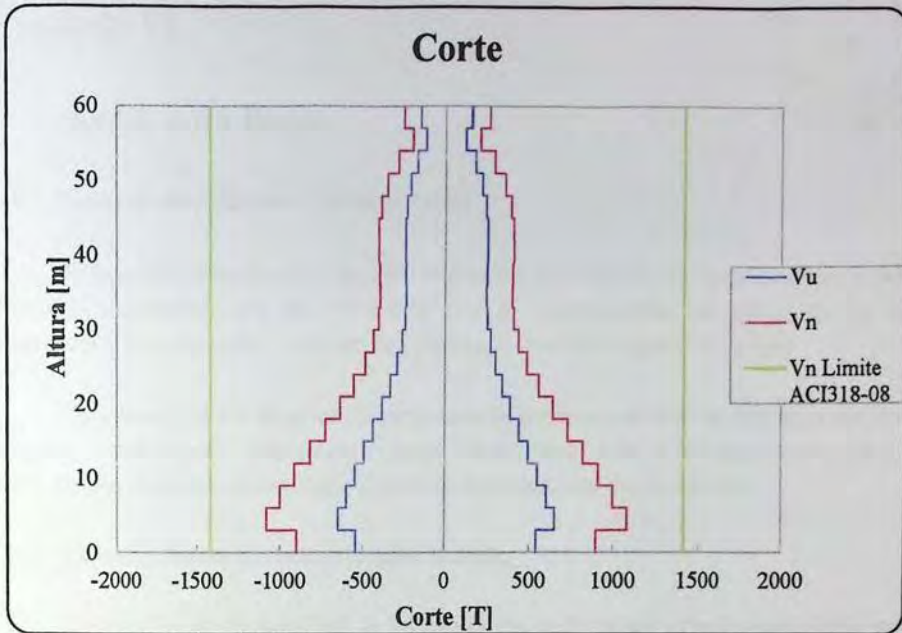


Figura 5.25 Diagrama de Corte muro 2. Estructura V, dirección Y.

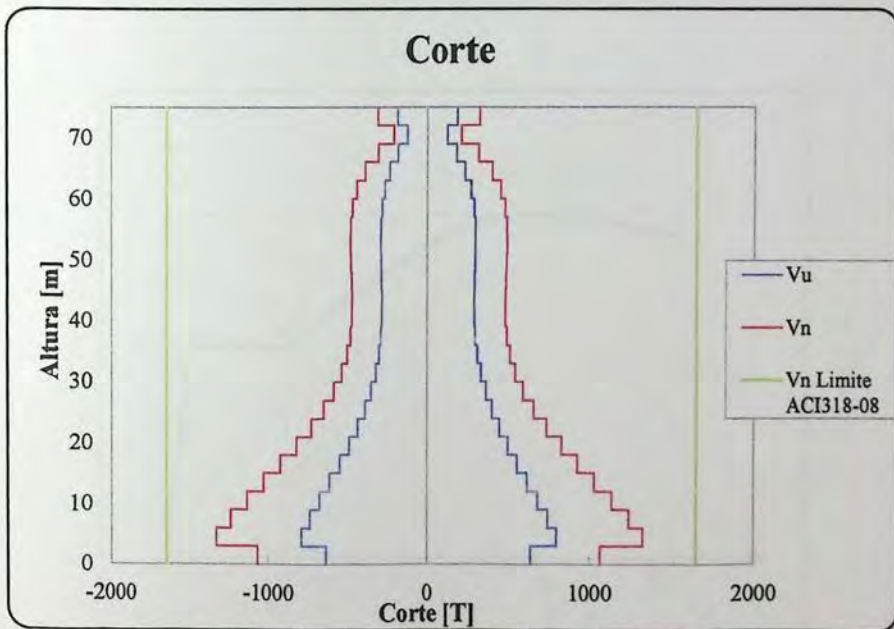


Figura 5.26 Diagrama de Corte muro2. Estructura VI, dirección Y.



Capítulo VI

6 Análisis no lineal

6.1 Curvas de esfuerzo - deformación

El hormigón armado es un material estructural heterogéneo y con un comportamiento complejo, conformado por dos elementos que se complementan: el hormigón, de alta resistencia a la compresión, y el acero de refuerzo, de buen desempeño a tracción.

Para el análisis y evaluación de estructuras de hormigón armado se emplean relaciones esfuerzo - deformación idealizadas o simplificadas, tanto para el hormigón como para el acero, las cuales fueron desarrolladas a partir de los resultados experimentales.

6.1.1 Modelo esfuerzo-deformación para el acero

La única fuente de ductilidad de las estructuras de hormigón armado reside en la gran capacidad del acero para resistir ciclos repetitivos de cargas, sin una disminución significativa de su resistencia, aun cuando se encuentre en niveles muy altos de deformación (Paulay & Priestley, 1992).

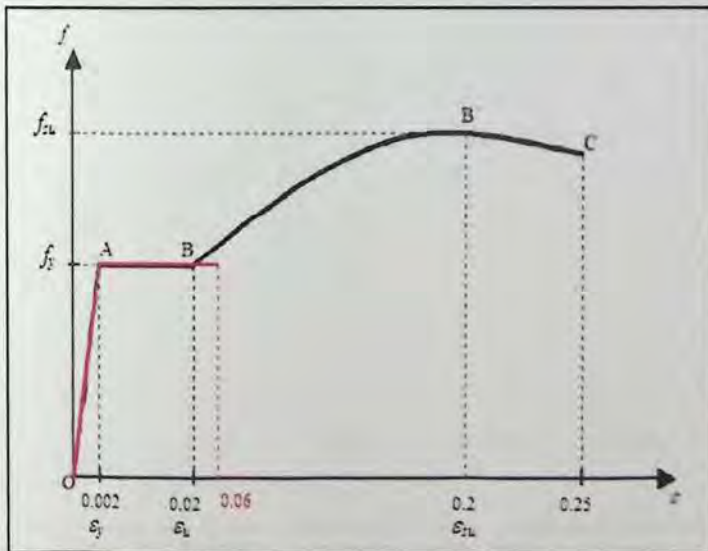


Figura 6.1 Modelo esfuerzo - deformación acero estructural.

Es importante destacar que el modelo esfuerzo deformación considerado para el diseño de los elementos, corresponde a un modelo bilineal, y se incluye en la Figura 6.1.

6.1.2 Modelo esfuerzo – deformación para el hormigón

El modelo de Hognestad, mostrado en la Figura 6.2, es uno de los más usados para representar el comportamiento del hormigón no confinado (Ottazzi, 2003).

Este modelo se compone de un tramo parabólico de segundo grado y otro lineal. La ecuación de la parábola viene dada por la siguiente expresión:

$$f_c = f'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right]$$

El esfuerzo máximo del hormigón en la estructura real f'_c está asociada a una deformación unitaria ε_0 que se calcula por la expresión:

$$\varepsilon_0 = \frac{1.8 f'_c}{E_c}$$

El tramo recto parte del punto más alto de la curva, se extiende hasta una deformación unitaria de 0.003 al cual corresponde un esfuerzo de $0.85f'_c$.

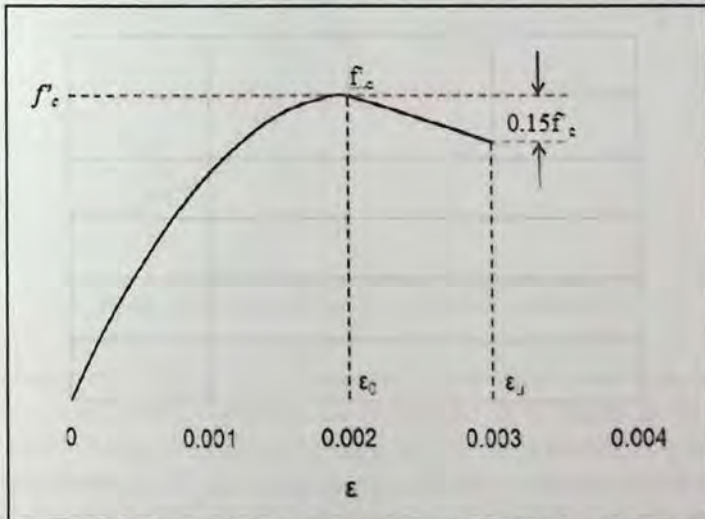


Figura 6.2 Modelo esfuerzo - deformación hormigón, modelo de Hognestad.

6.2 Modelo de comportamiento histórico

Para realizar el análisis no lineal de las estructuras se utilizó un modelo histórico refinado y sofisticado desarrollado por Takeda (1970), a partir de los resultados experimentales de ensayos realizados en elementos de hormigón armado, con un simulador sísmico, en la Universidad de Illinois.

La curva envolvente resultante corresponde a una representación bilineal, como se muestra en la Figura 6.3. El modelo está definido por los siguientes parámetros: el factor α que controlan la rigidez de la rama de descarga ($0 \leq \alpha \leq 0.5$), el factor β que controla la rigidez de recarga ($0 \leq \beta \leq 0.6$), el factor de Ramberg-Osgood, r , que controla pérdida de rigidez después de la fluencia ($1 \leq \alpha \leq \infty$), la rigidez inicial k_0 igual a EI y la rigidez de la rama de descarga, k_u .

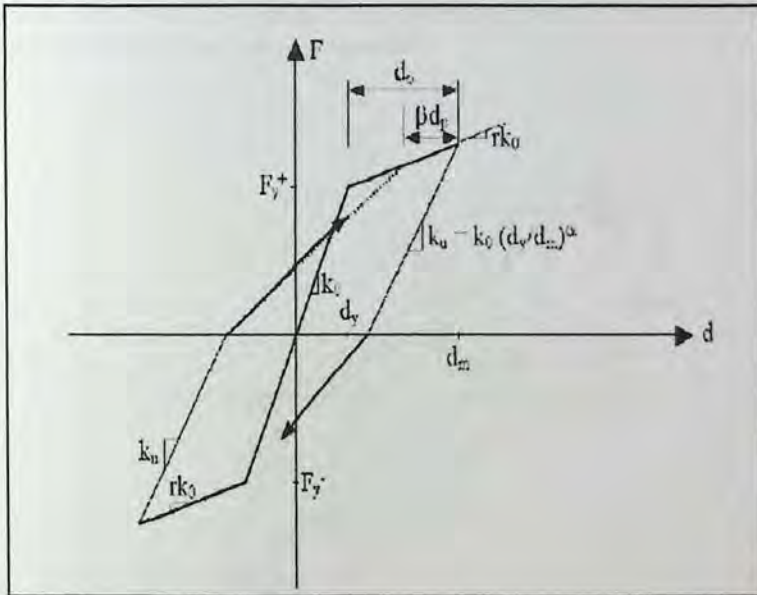


Figura 6.3 Modelo histórico de Takeda modificado (Otani 1974).

El comportamiento histórico de los elementos de hormigón armado debe ser capaz de representar el comportamiento inelástico, la disminución de la rigidez de un elemento de hormigón armado debido al agrietamiento del hormigón y a la pérdida de adherencia en la interface acero-hormigón. El modelo usado para describir la relación Momento-Curvatura histórico es el modelo de Takeda modificado Figura 6.4. Este modelo tiene básicamente cinco

rangos diferentes, identificado por números en círculos y super-índices + y -, que indican el sentido de la carga. Los rangos pueden ser descritos como siguen:

- Un rango elástico inicial "(EI)1". Donde la carga y descarga se comporta de forma elástica (lineal) si el momento cedente no es excedido.
- Rango inelástico "(EI)2". Si el momento excede el momento cedente y aún sigue aumentando, la rigidez es mucho menor que la rigidez inicial.
- Rango Inelástico "(EI)3". Si el momento disminuye después de haber excedido el momento cedente, la rigidez es menor que la rigidez inicial pero mayor que la rigidez "(EI)2".
- Rango inelástico durante el cierre de grietas "(EI)4". Cuando la recarga es de sentido opuesto a la recarga anterior comienza el cierre de las grietas, por lo tanto la rigidez del elemento es muy bajo.
- Rango inelástico después del cierre de grietas "(EI)5". Al momento de que todas las grietas del hormigón se cierran, la rigidez del elemento se recupera por el buen comportamiento del hormigón a compresión.

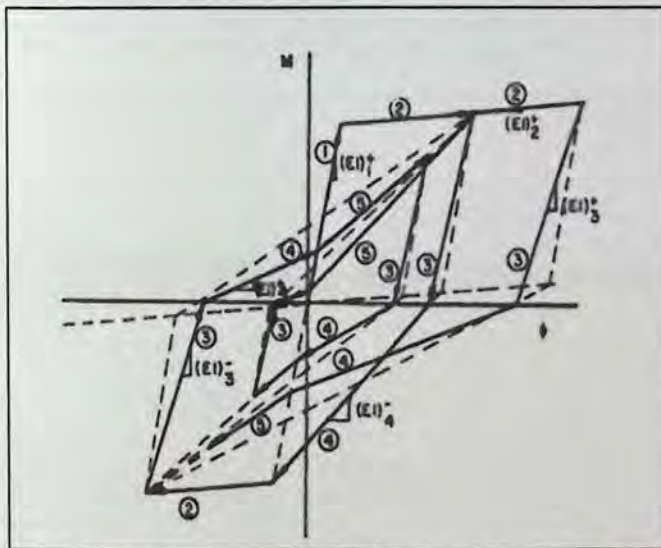


Figura 6.4 Curva de comportamiento de Takeda-modificada, Momento-Curvatura.

6.3 Análisis Tiempo Historia

Con la finalidad de evaluar el comportamiento de las diferentes estructuras analizadas frente a un sismo de gran magnitud, se realizó un análisis tiempo - historia, utilizando el programa Ruaumoko (A.J. Carr, 2008), considerando los registros de aceleraciones

correspondientes al terremoto del Maule ocurrido el 27 de Febrero de 2010 en Chile, estación Angol, Concepción y Constitución, representados en las Figuras 6.5 a 6.7, respectivamente.

Las estructuras fueron representadas por dos marcos bidimensionales para cada dirección de análisis, esto se realizó de esta manera aprovechando la simetría que poseían las estructuras en estudio.

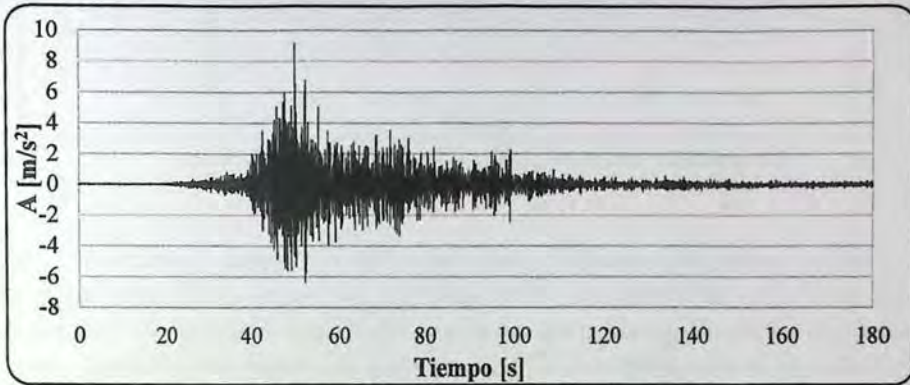


Figura 6.5 Registro Terremoto 2010 Chile – Angol, componente NS.

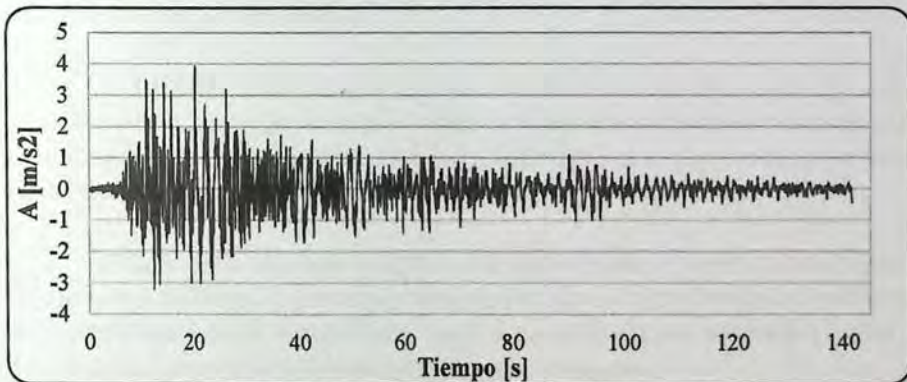


Figura 6.6 Registro Terremoto 2010 Chile – Concepción, componente L.

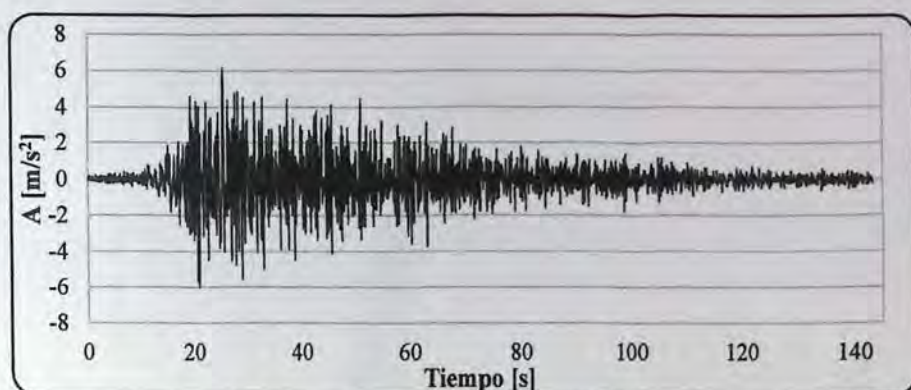


Figura 6.7 Registro Terremoto 2010 Chile – Constitución, componente T.

El criterio de selección de los registros que se utilizaron para realizar el análisis, es principalmente porque poseen una gran aceleración y su diferencia en el contenido de frecuencia. Las zonas de Concepción y Constitución fueron las más afectadas por este sismo, donde las edificaciones presentaron daños por sobre de los aceptables (M. V. y U., 2011).

6.4 Demandas de ductilidad

La ductilidad es una propiedad de enorme importancia en el comportamiento sísmico de las estructuras, ya que puede permitir resistir la acción sísmica evitando roturas frágiles y colapsos prematuros, lo que permite que la estructura trabaje en el rango no lineal sin pérdida significativa de resistencia.

Para conocer las demandas de ductilidad de curvatura de los elementos que componen las estructuras analizadas, se estudiara la razón de ductilidad de curvatura en las zonas críticas de estos elementos, la que se puede medir como el cociente entre la deformación última y la deformación para que la fibra del elemento alcance la rama plástica.

En las Figuras 6.8 a 6.31 se presentan los diagramas de momento-curvatura de las secciones más solicitadas para cada una de las estructuras, sobre los que se definen los distintos comportamientos históricos de los elementos, producto del registro sísmico que más afecto a las estructuras.

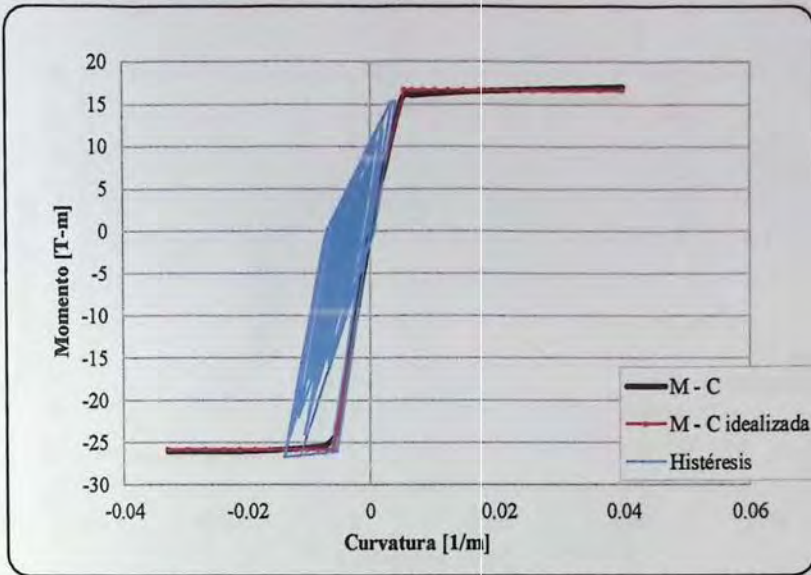


Figura 6.8 Curva de histéresis viga 05, Estructura I. Registro Constitución.

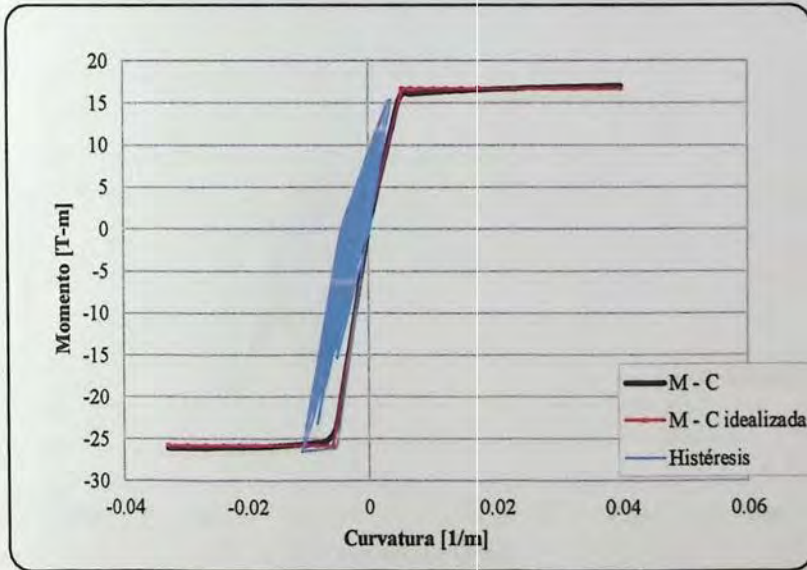


Figura 6.9 Curva de histéresis viga 06, Estructura I. Registro Constitución.

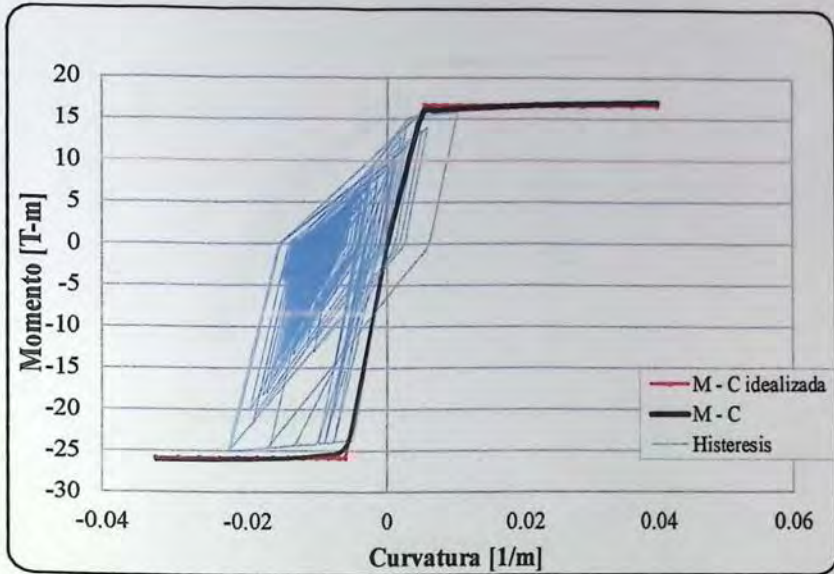


Figura 6.10 Curva de histéresis viga 27, Estructura I. Registro Constitución.

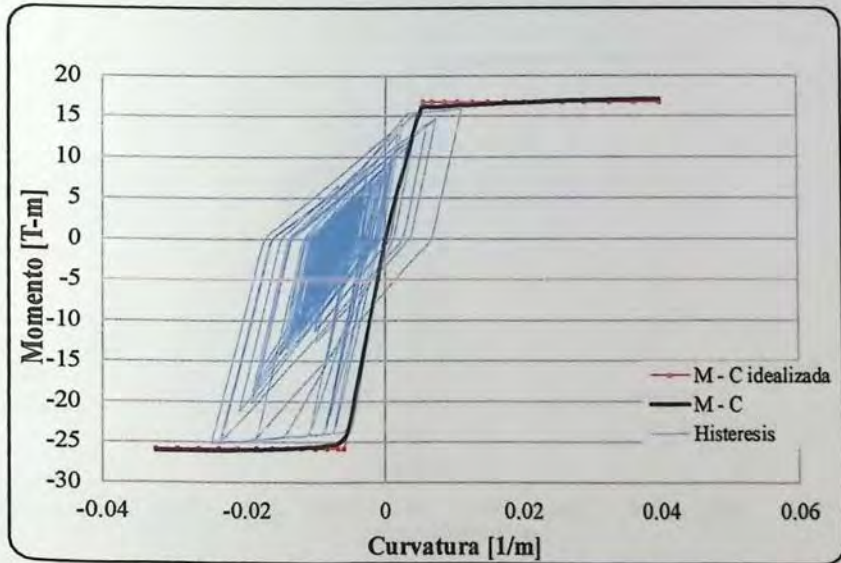


Figura 6.11 Curva de histéresis viga 28, Estructura I. Registro Constitución.

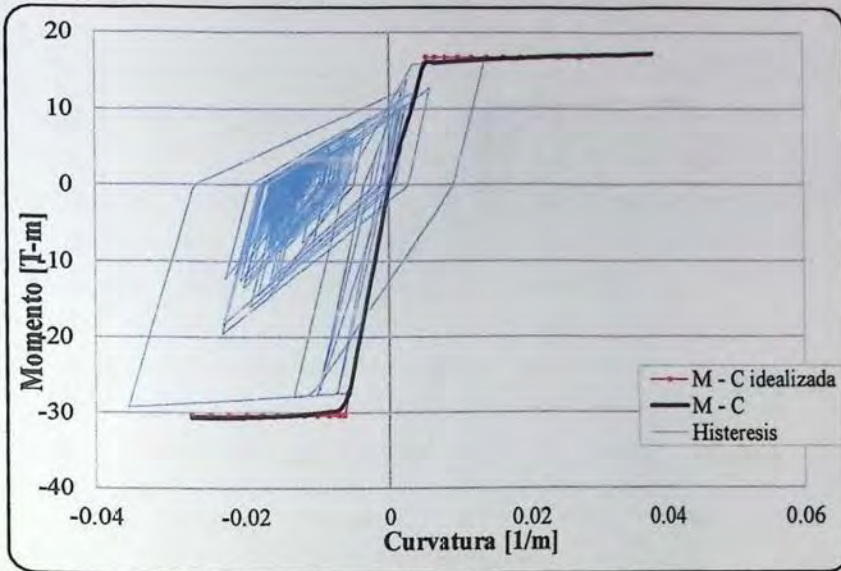


Figura 6.12 Curva de histéresis viga 05, Estructura II. Registro Constitución.

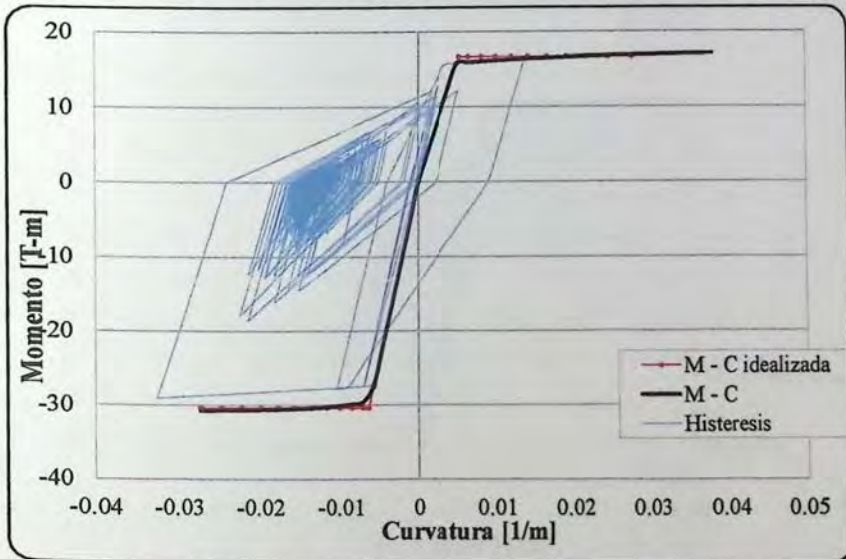


Figura 6.13 Curva de histéresis viga 06, Estructura II. Registro Constitución.

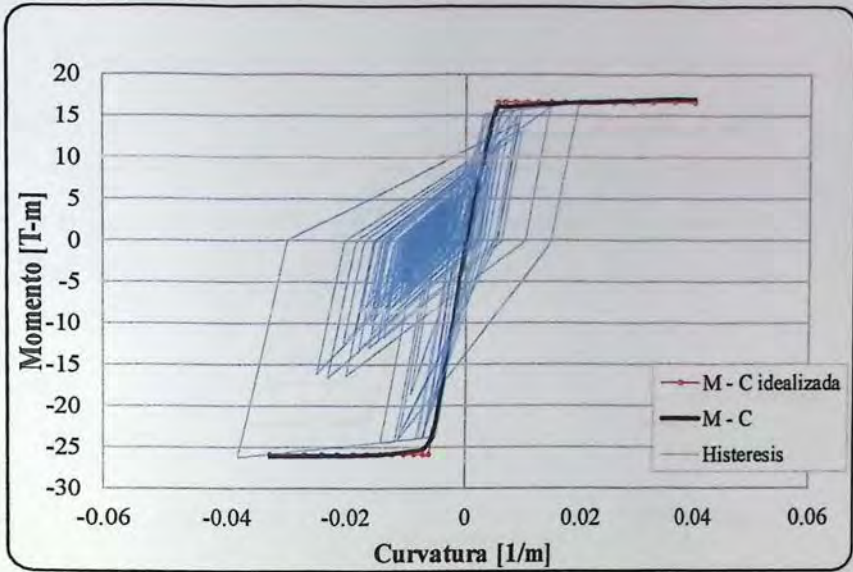


Figura 6.14 Curva de histéresis viga 27, Estructura II. Registro Constitución.

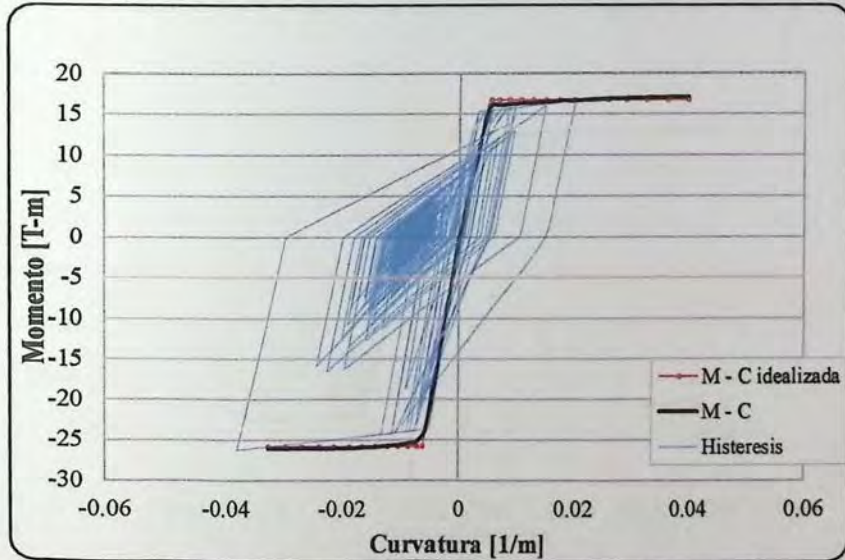


Figura 6.15 Curva de histéresis viga 28, Estructura II. Registro Constitución.

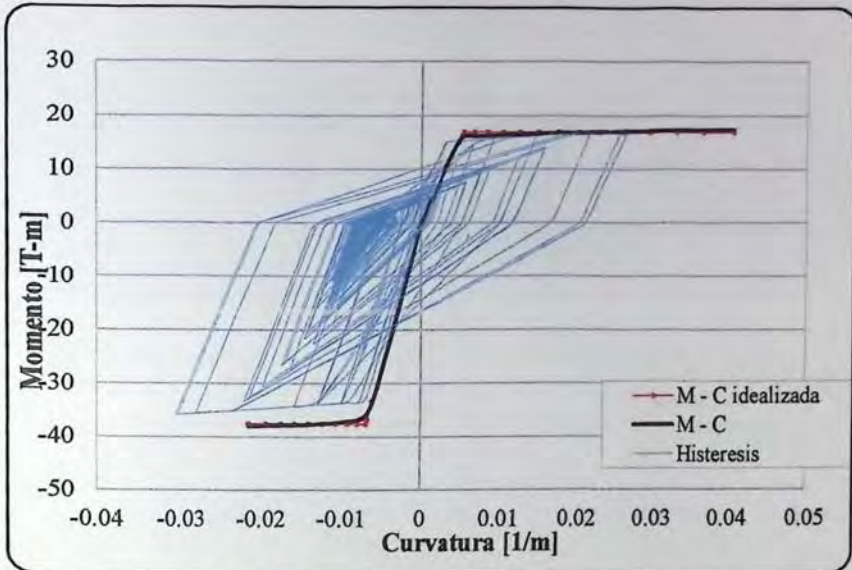


Figura 6.16 Curva de histéresis viga 05, Estructura III. Registro de Concepción.

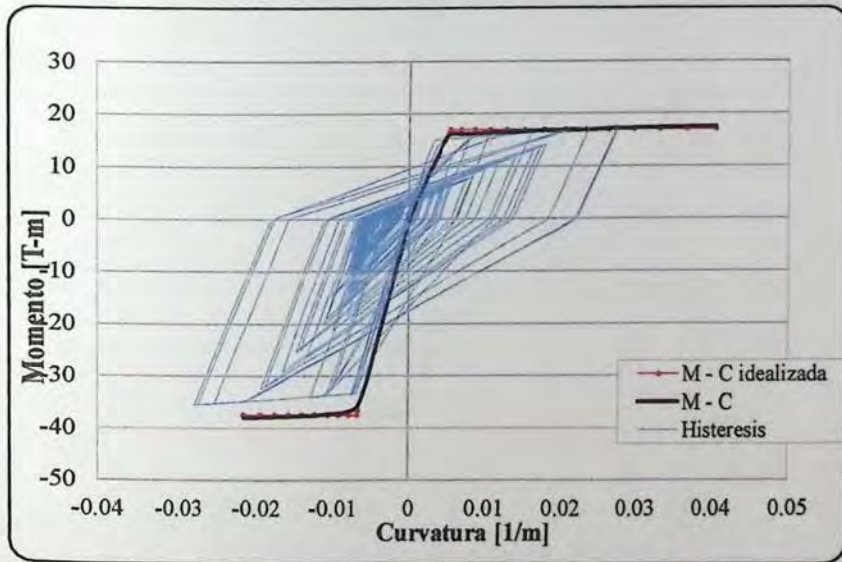


Figura 6.17 Curva de histéresis viga 06, Estructura III. Registro Concepción.

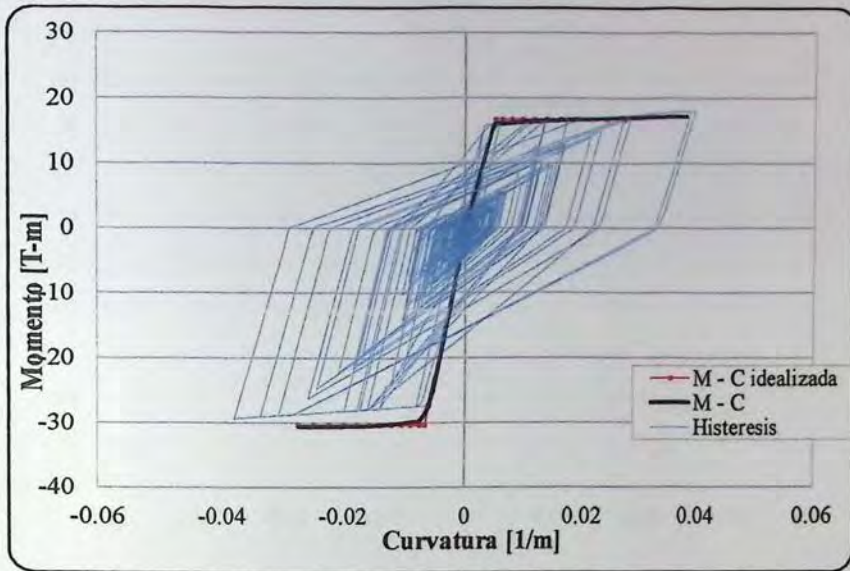


Figura 6.18 Curva de histéresis viga 27, Estructura III. Registro Concepción.

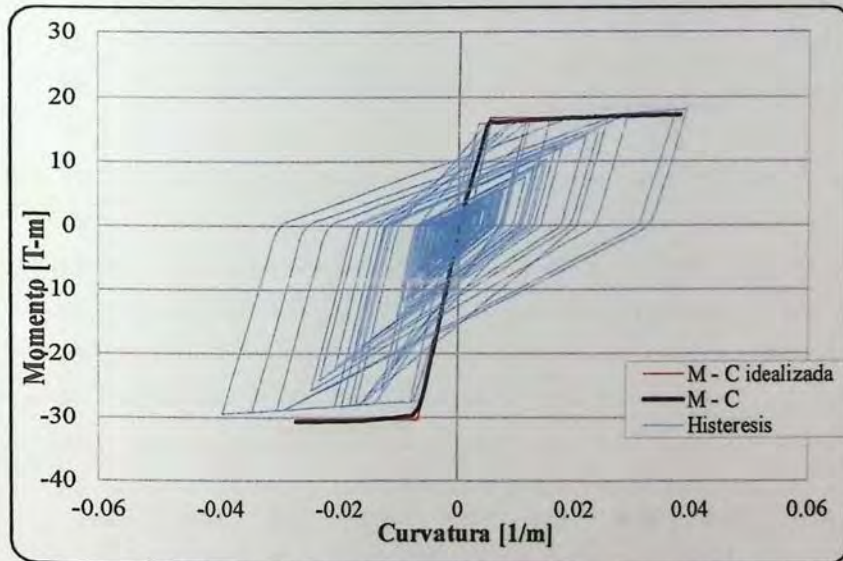


Figura 6.19 Curva de histéresis viga 28, Estructura III. Registro Concepción.

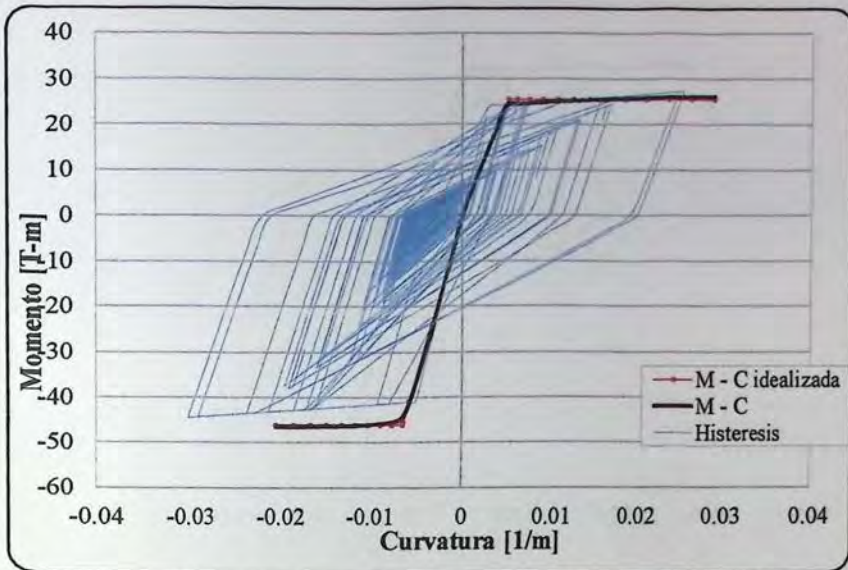


Figura 6.20 Curva de histéresis viga 05, Estructura IV. Registro de Concepción.

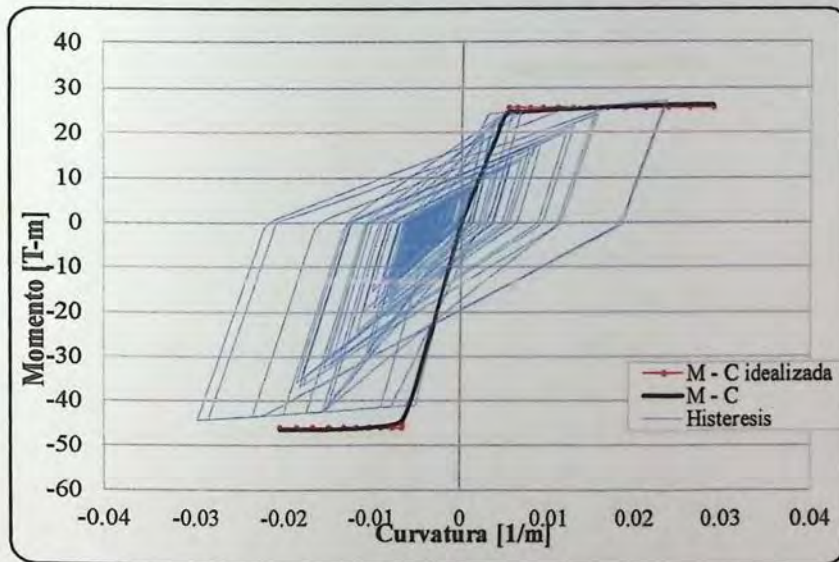


Figura 6.21 Curva de histéresis viga 06, Estructura IV. Registro Concepción.

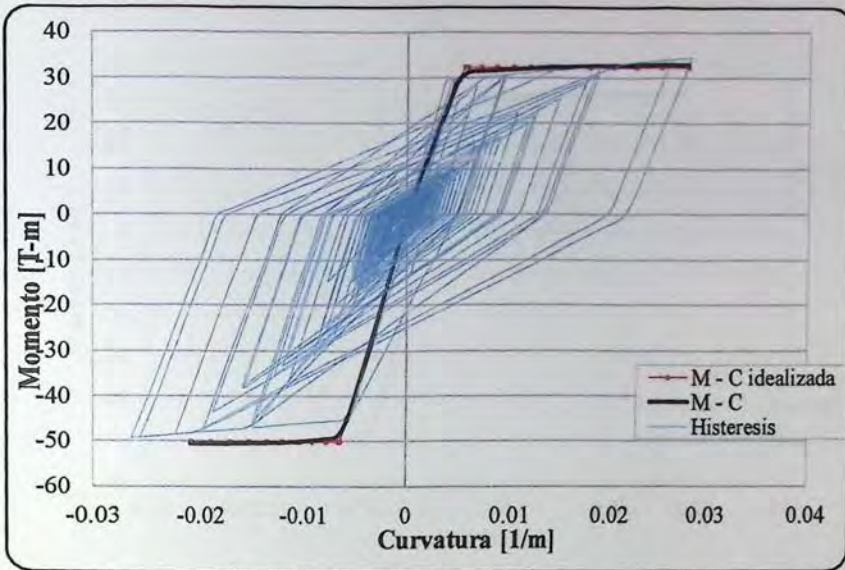


Figura 6.22 Curva de histéresis viga 27, Estructura IV. Registro Concepción.

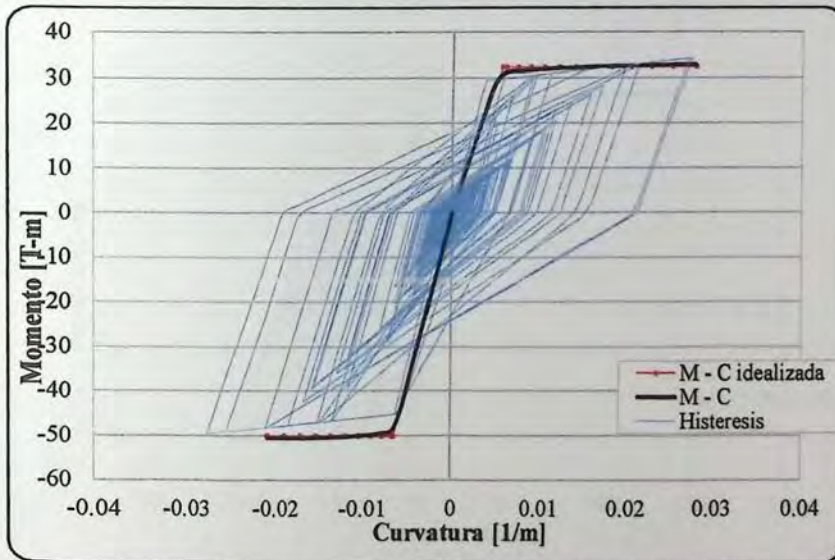


Figura 6.23 Curva de histéresis viga 28, Estructura IV. Registro Concepción.

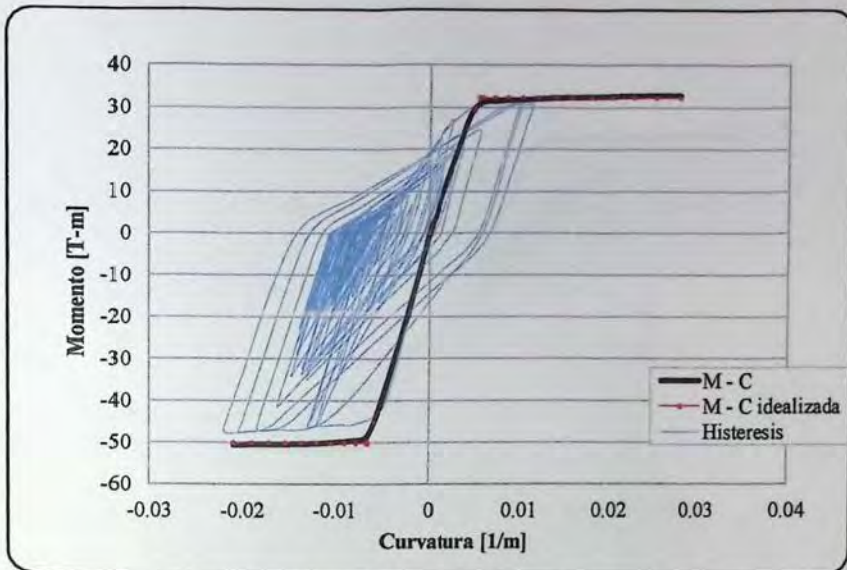


Figura 6.24 Curva de histéresis viga 05, Estructura V. Registro Concepción.

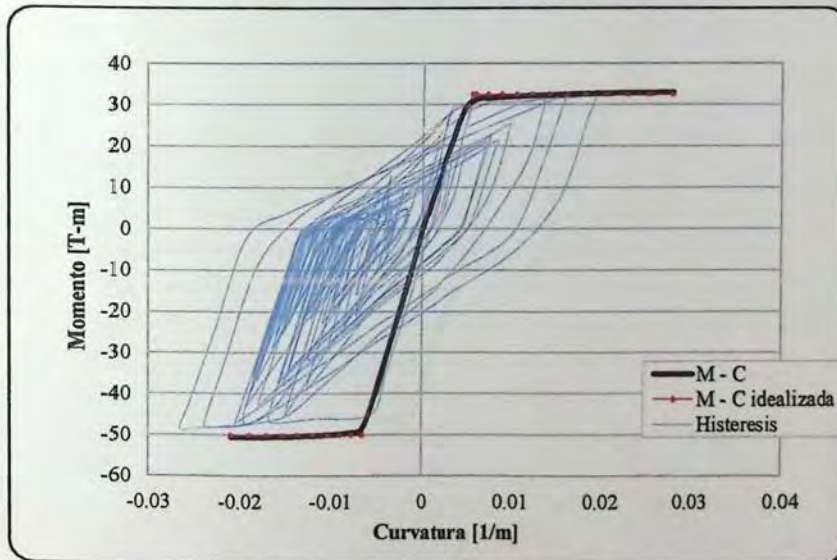


Figura 6.25 Curva de histéresis viga 05, Estructura V. Registro Concepción.

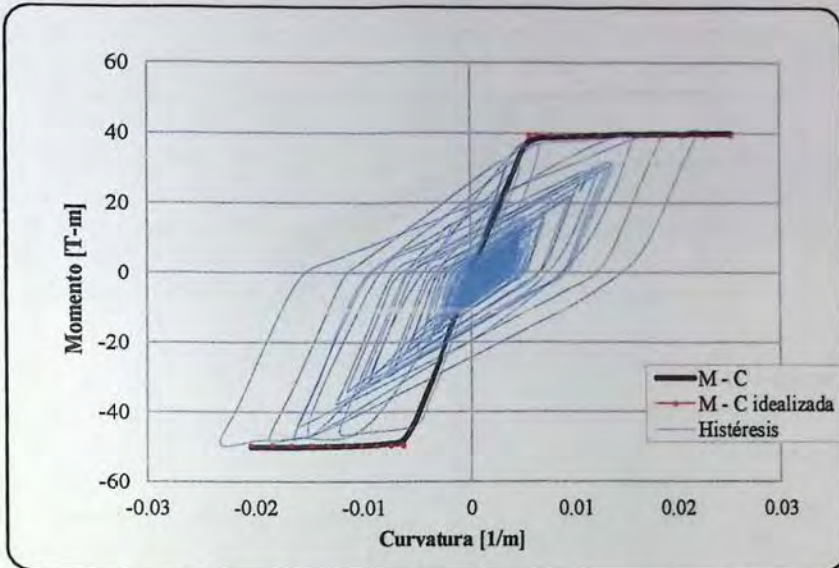


Figura 6.26 Curva de histéresis viga 27, Estructura V. Registro Concepción.

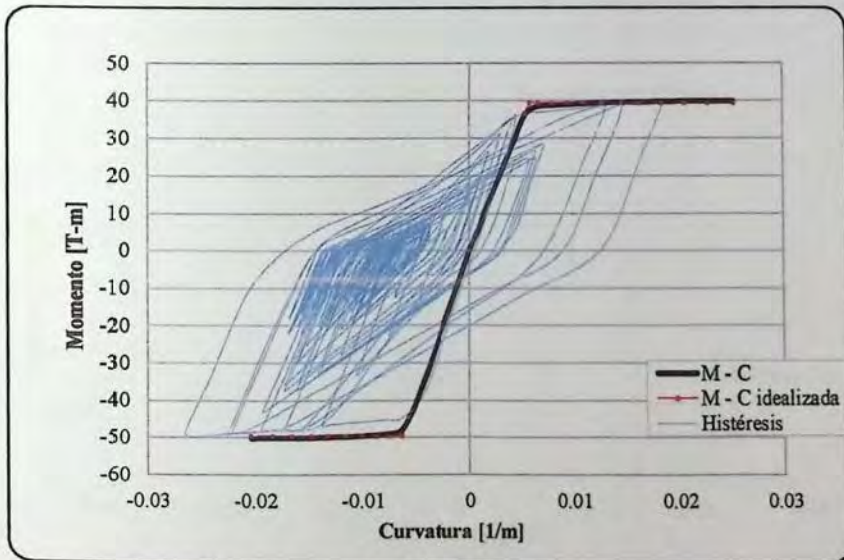


Figura 6.27 Curva de histéresis viga 28, Estructura V. Registro Concepción.

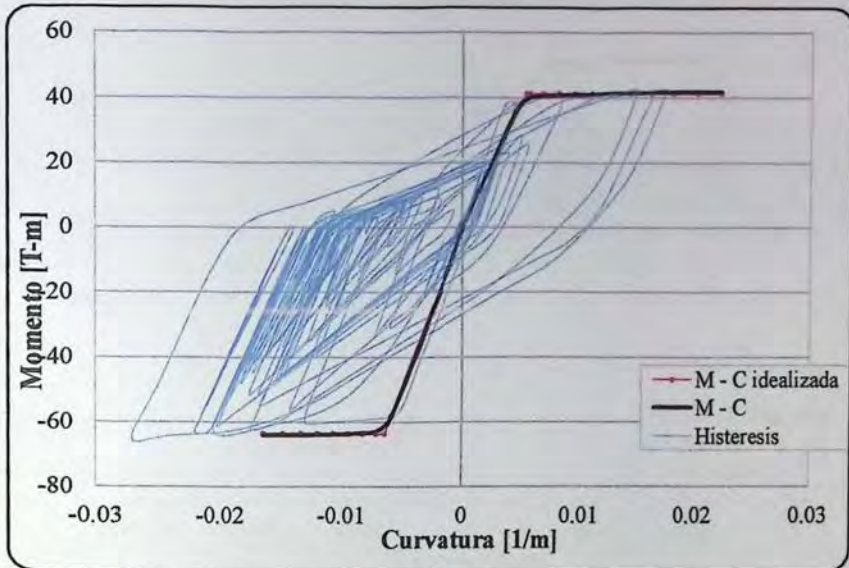


Figura 6.28 Curva de histéresis viga 05, Estructura VI. Registro Concepción.

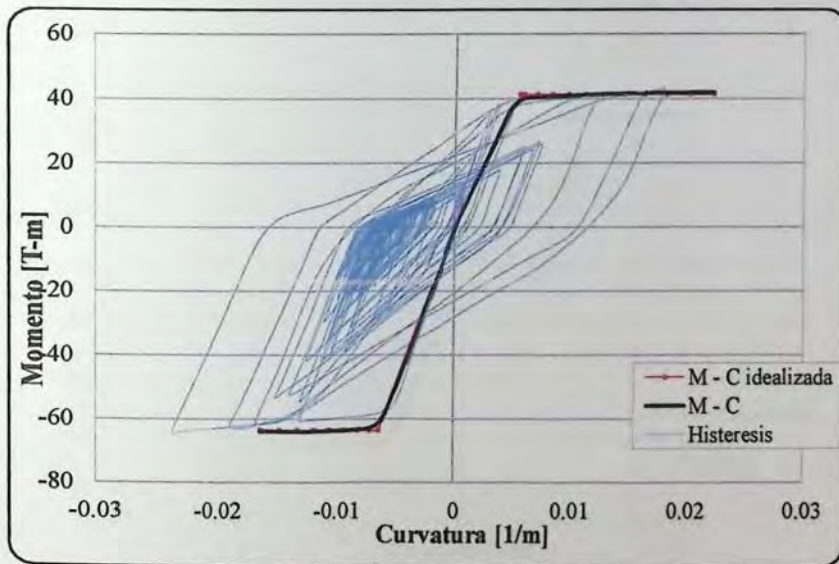


Figura 6.29 Curva de histéresis viga 06, Estructura VI. Registro Concepción.

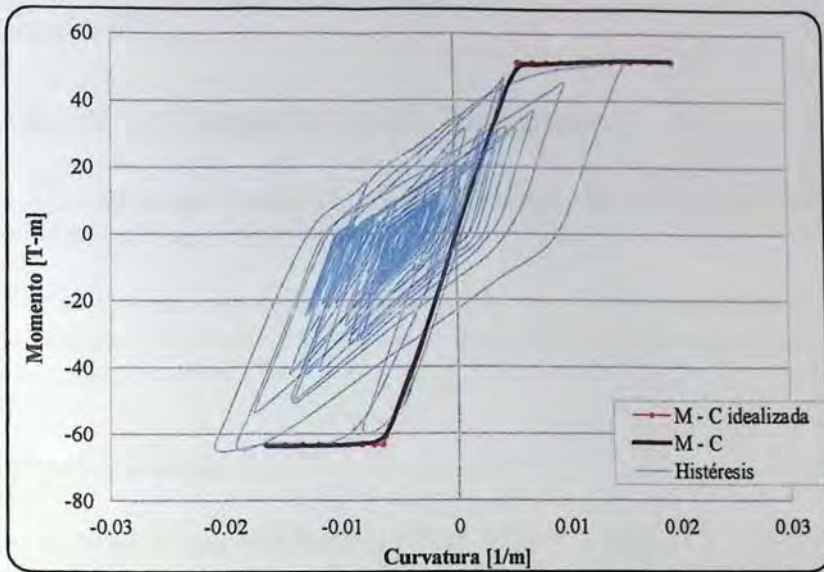


Figura 6.30 Curva de histéresis viga 27, Estructura VI. Registro Concepción.

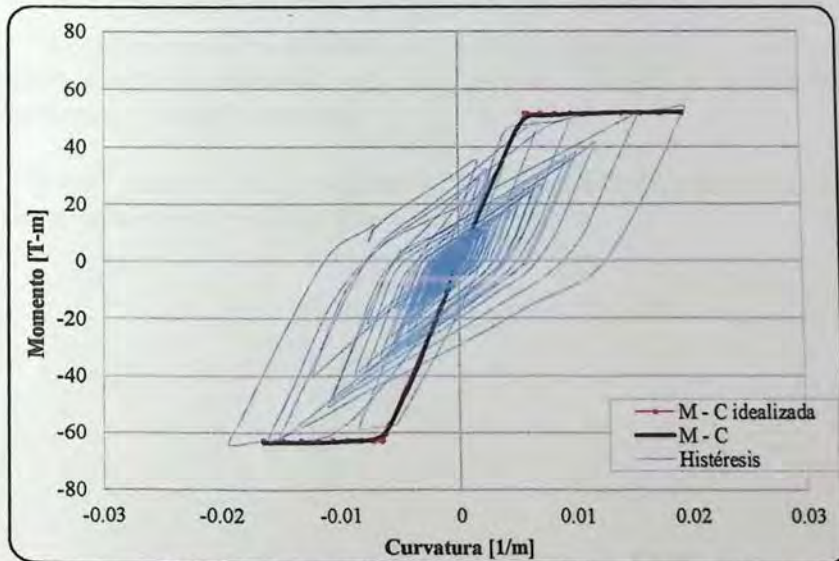


Figura 6.31 Curva de histéresis viga 28, Estructura VI. Registro Concepción.

Según los gráficos los elementos pertenecientes a marcos incursionan en el rango no lineal, además que en la mayoría de las estructuras el hormigón sobrepasa el 3%, su límite de deformación neta. Debido a esto es necesario confinar los elementos.

Capítulo VII

7 Análisis y Comparación de Resultados

El presente capítulo muestra y analiza los resultados obtenidos del análisis no lineal realizado para los seis edificios estudiados.

Se realiza una comparación de los resultados obtenidos del análisis lineal, con los valores obtenidos del análisis no lineal para el corte basal de la estructura, y la contribución que realizan marcos y muros.

7.1 Desplazamientos

Las estructuras estudiadas fueron analizadas en las direcciones X e Y, a cada estructura se le fueron aplicados los registros presentados en el punto anterior de donde se obtuvo los desplazamientos relativos de entrepiso.

Cabe señalar que sólo se analizaron los desplazamientos relativos de entrepiso, ya que son significativamente importantes, pues son estos los que generan las demandas de desplazamiento y daños en la estructura.

En las Figuras 7.1 a 7.12, se representan gráficamente los resultados obtenidos, para cada una de las estructuras y para las direcciones analizadas.

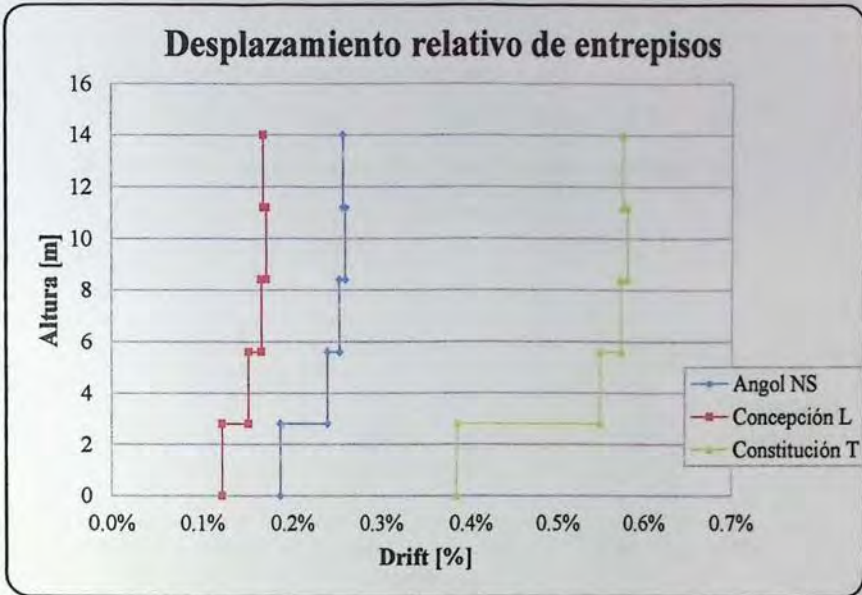


Figura 7.1 Envolvente de desplazamientos relativos de entrepisos, Estructura I. Dirección X.

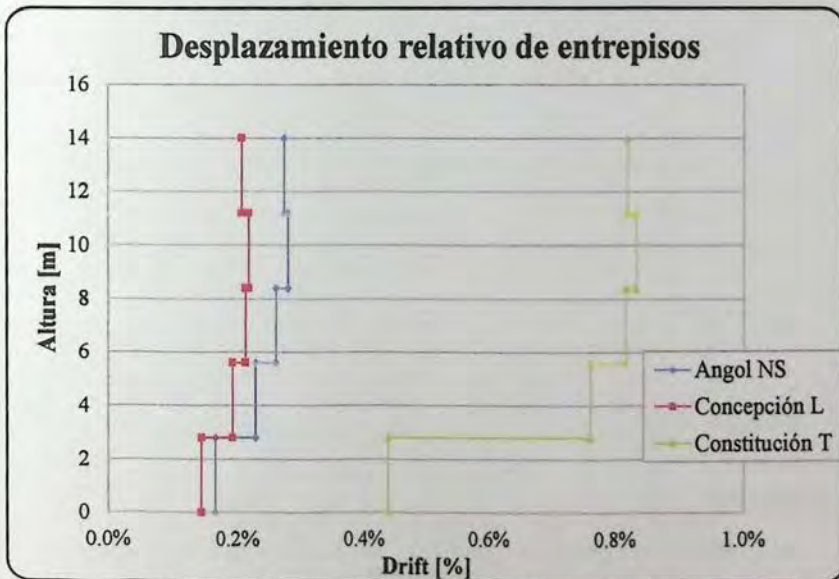


Figura 7.2 Envolvente de desplazamientos relativos de entrepisos, Estructura I. Dirección Y.

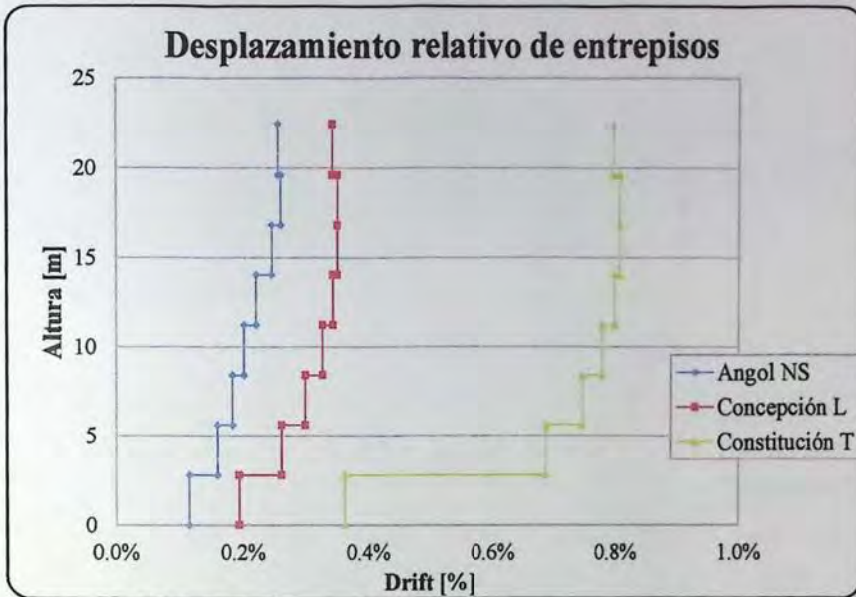


Figura 7.3 Envoltorio de desplazamientos relativos de entrepisos, Estructura II. Dirección X.

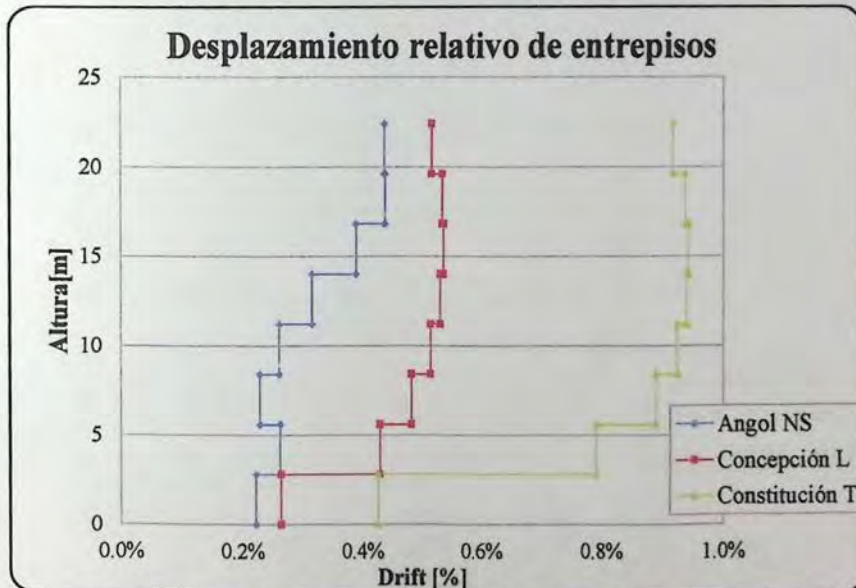


Figura 7.4 Envoltorio de desplazamientos relativos de entrepisos, Estructura II. Dirección Y.

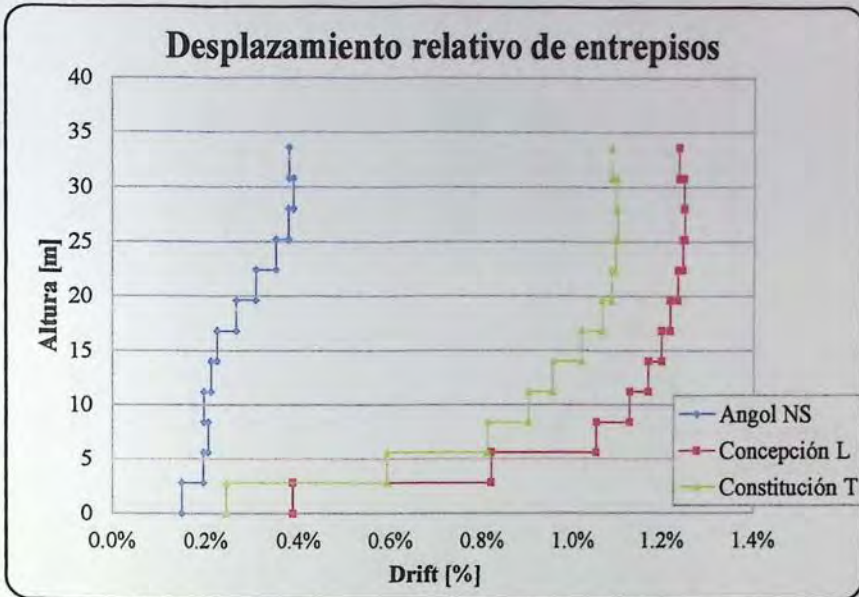


Figura 7.5 Envolvente de desplazamientos relativos de entepiso, Estructura III. Dirección X.

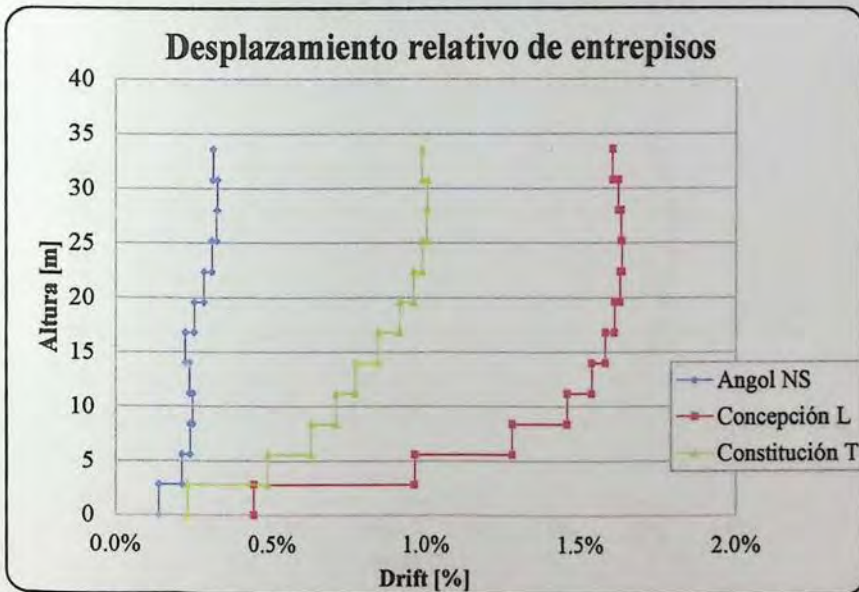


Figura 7.6 Envolvente de desplazamientos relativos de entepiso, Estructura III. Dirección Y.

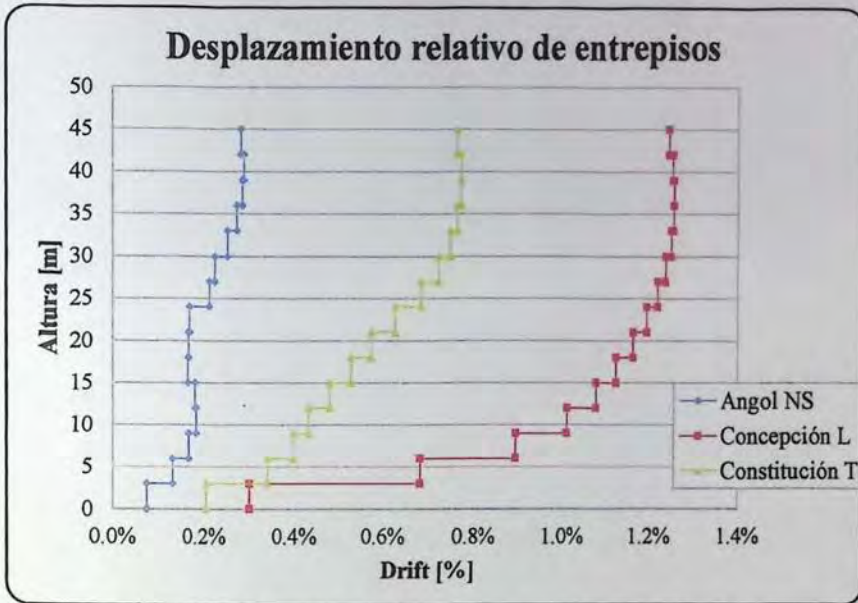


Figura 7.7 Envolvente de desplazamientos relativos de entrepiso, Estructura IV. Dirección X.

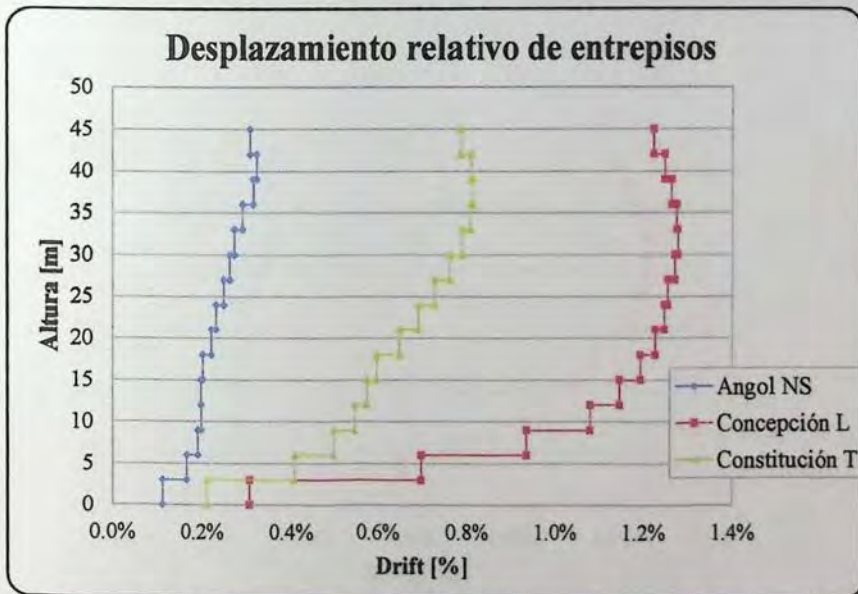


Figura 7.8 Envolvente de desplazamientos relativos de entrepiso, Estructura IV. Dirección Y.

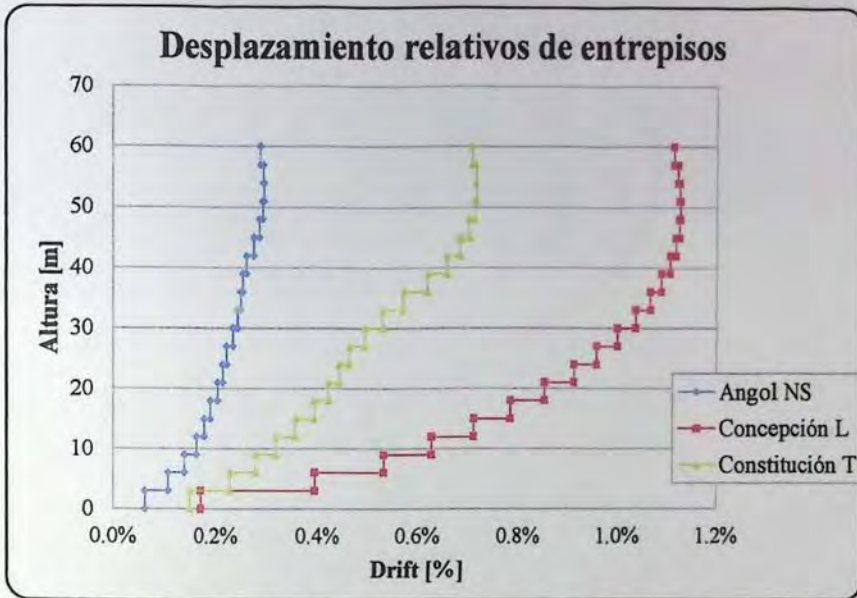


Figura 7.9 Envolvente de desplazamientos relativos de entrepisos, Estructura V. Dirección X.



Figura 7.10 Envolvente de desplazamientos relativos de entrepisos, Estructura V. Dirección Y.

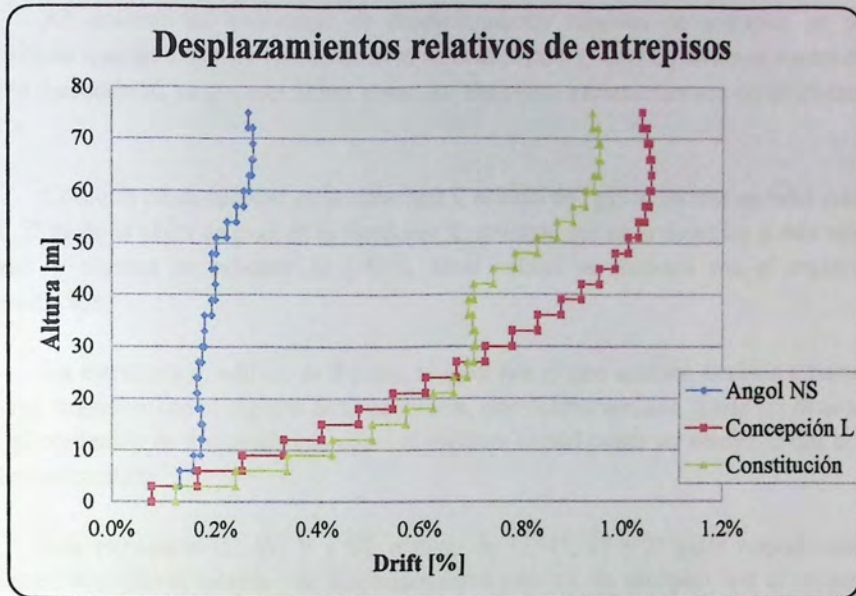


Figura 7.11 Envoltorio de desplazamientos relativos de entresijos, Estructura VI. Dirección X.

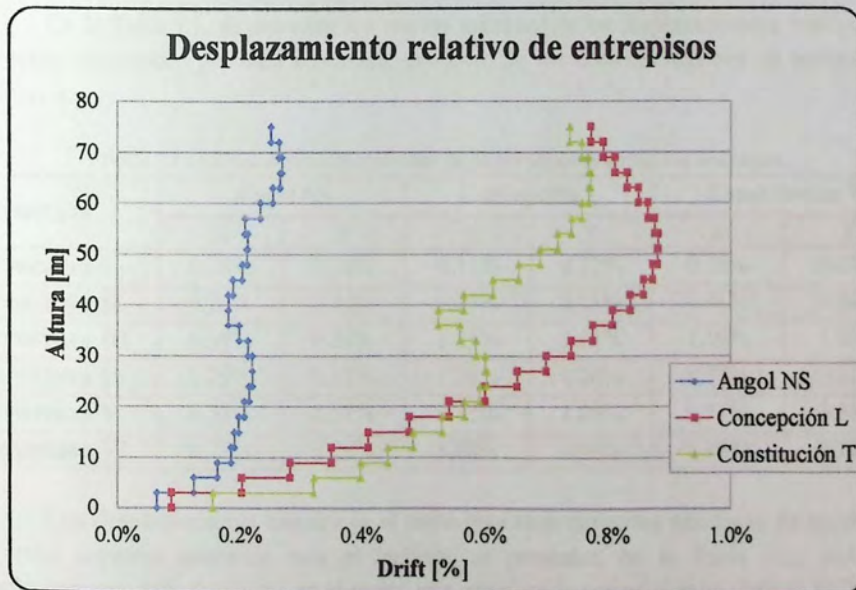


Figura 7.12 Envoltorio de desplazamientos relativos de entresijos, Estructura VI. Dirección Y.

Al analizar las envolventes de desplazamientos relativos de entrepiso se puede identificar que los máximos valores ocurren en la dirección Y, cuya dirección es menos rígida que la dirección X, ya que esta última posee dos elementos estructurales con características de muro.

Como se puede apreciar en la estructura I, edificio de 5 pisos, obtiene un valor máximo de 0.58% de la altura de piso, en la dirección X, mientras que en la dirección Y este valor es mayor y alcanza un máximo de 0.83%, estos valores se alcanzan con el registro de Constitución.

La estructura II, edificio de 8 pisos, al igual que el caso anterior, también alcanza sus valores máximos con el registro de Constitución, este comportamiento puede ser ocasionado por el contenido de frecuencia que posee el registro, el cual puede ser similar al que poseen ambas estructuras.

Las estructuras III, IV, V y VI, edificio de 12, 15, 20 y 25 pisos respectivamente, obtienen sus valores máximos de desplazamientos relativos de entrepiso con el registro de Concepción, siendo la estructura III, el que posee los valores más altos para ambas direcciones, alcanzando un 1.28% en X y un 1.64% en Y.

En la Tabla 7.1, se presentan los valores máximos de los desplazamientos relativos de entrepiso alcanzados por cada estructura, producto de los distintos registros de aceleración aplicados.

Tabla 7.1 Máximos desplazamiento relativos de entrepisos en estructuras analizadas.

Estructura	Angol NS		Concepción L		Constitución T	
	X	Y	X	Y	X	Y
Estructura I	0.26%	0.28%	0.17%	0.22%	0.58%	0.83%
Estructura II	0.26%	0.44%	0.35%	0.53%	0.81%	0.94%
Estructura III	0.39%	0.32%	1.25%	1.64%	1.10%	1.00%
Estructura IV	0.29%	0.32%	1.26%	1.28%	0.77%	0.81%
Estructura V	0.30%	0.32%	1.13%	1.08%	0.71%	0.66%
Estructura VI	0.27%	0.27%	1.06%	0.89%	0.96%	0.77%

Los desplazamientos laterales en el techo para cada estructura estudiada, de acuerdo a los tres registros ocupados para el análisis, se presentan en la Tabla 7.2, junto al desplazamiento lateral máximo en el techo, que establece la norma sísmica chilena NCh 433 Of 96 Mod. 2009.

Tabla 7.2 Desplazamiento lateral en el techo de las estructuras analizadas.

Estructura	Angol NS		Concepción L		Constitución T		D.S. N° 61 2011	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Estructura I	3.3	3.3	2.2	7.8	7.4	10.2	4.1	6.9
Estructura II	4.0	5.7	6.9	10.4	16.2	18.8	11.1	14.8
Estructura III	7.2	6.4	36.6	47.2	30.6	25.3	21.8	27.4
Estructura IV	6.8	7.8	48.3	48.7	24.8	25.5	27.4	32.7
Estructura V	11.1	11.4	53.6	52.1	26.1	25.0	44.5	45.0
Estructura VI	9.0	8.6	55.2	48.9	42.4	28.6	45.1	45.0

7.2 Cortes basales en muros y columnas

El corte basal es la sumatoria de los esfuerzos producidos en la base de la estructura por efecto de cargas laterales aplicadas a ésta.

7.2.1 Análisis lineal elástico

De acuerdo al análisis elástico gran parte del corte basal total es contribuido por los muros, llegando a aportar en algunas de las estructuras analizadas más del 75%.

En las Figuras 7.13 y 7.14, se representan los valores del corte basal, según análisis lineal elástico de cada estructura estudiada, indicando el aporte producido por los muros y marcos, en ambas direcciones analizadas.

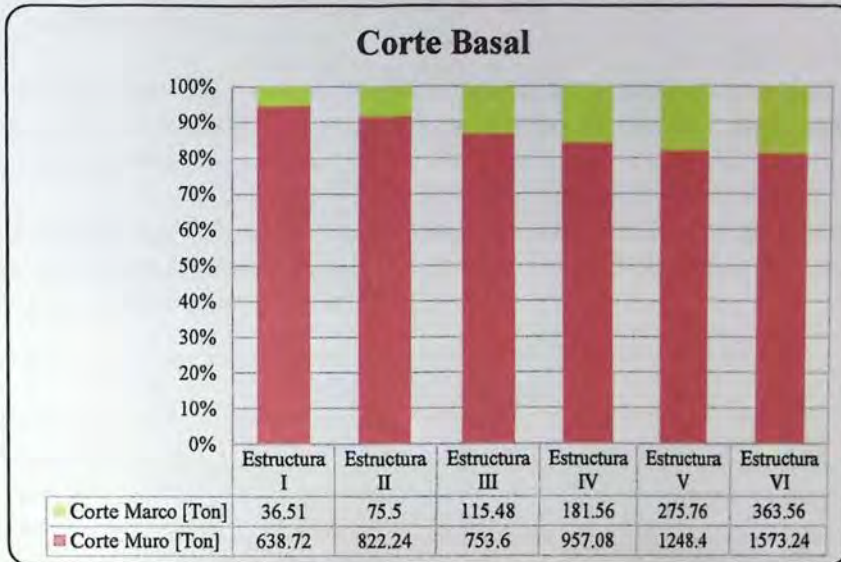


Figura 7.13 Corte Basal análisis elástico, dirección X.

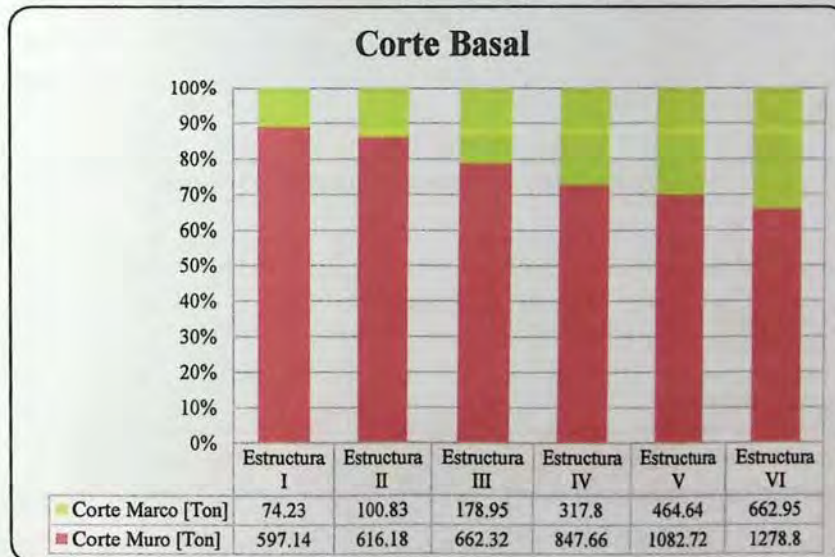


Figura 7.14 Corte Basal análisis elástico, dirección Y.

Como se observa en las Figuras anteriores, podemos decir que la contribución realizada por los marcos al corte basal es mayor en la dirección Y, donde alcanza su máximo porcentaje de aporte en la estructura IV, edificio de 25 pisos, y corresponde al 34%.

7.2.2 Análisis no lineal

En el análisis inelástico, también se pueden obtener los valores del corte basal con la diferencia que en este análisis se representa de mejor manera la respuesta real que puede llegar a tener el edificio frente a un sismo.

En las Figuras 7.15 a 7.20, se muestran los valores del corte basal en cada instante de tiempo, además se señala el 25% del corte basal máximo alcanzado, a lo largo del sismo registrado en Angol, para cada estructura en la dirección X.

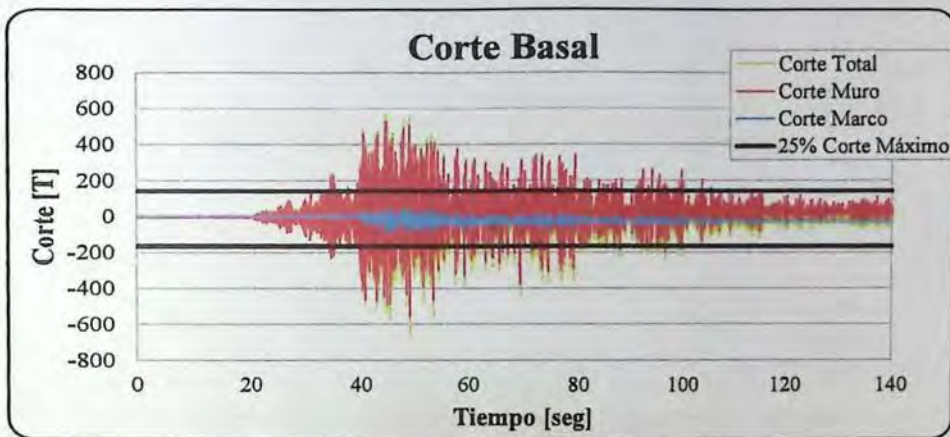


Figura 7.15 Corte Basal de Estructura I, dirección X, Registro Angol.

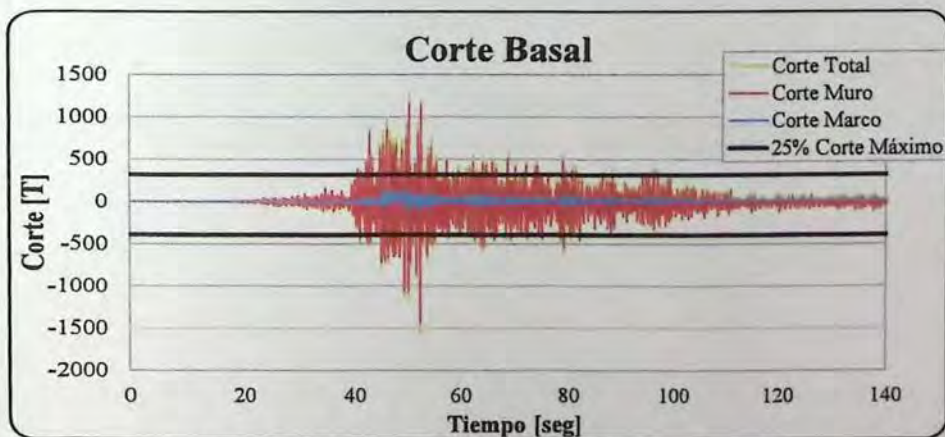


Figura 7.16 Corte Basal de Estructura II, dirección X, Registro Angol.

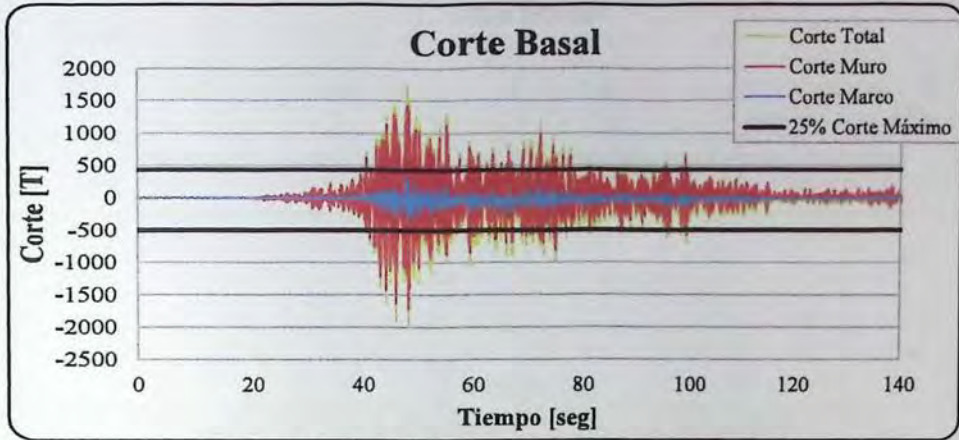


Figura 7.17 Corte Basal de Estructura III, dirección X, Registro Angol.

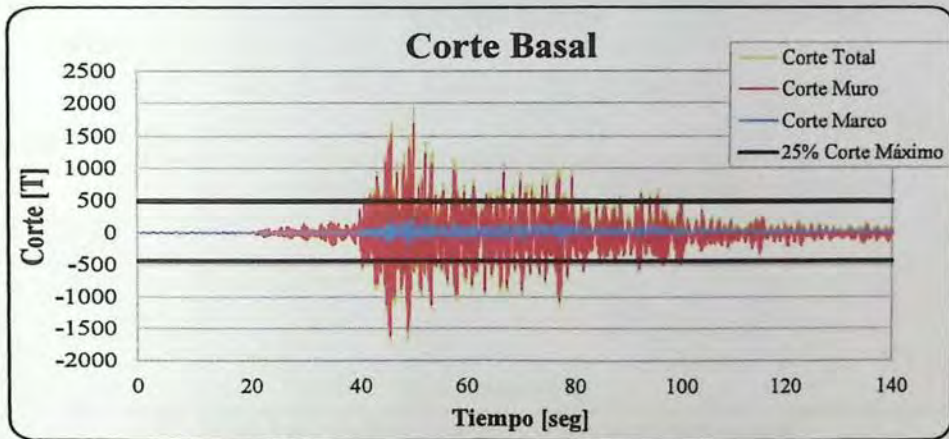


Figura 7.18 Corte Basal de Estructura IV, dirección X, Registro Angol.

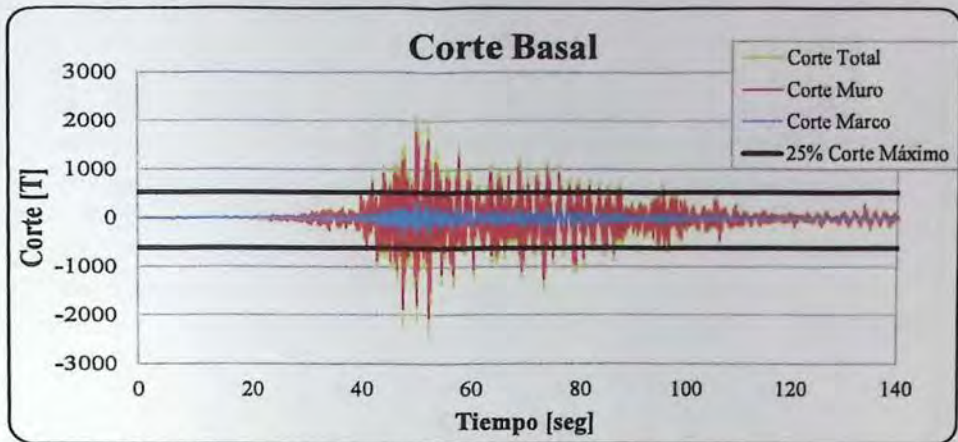


Figura 7.19 Corte Basal de Estructura V, dirección X, Registro Angol.

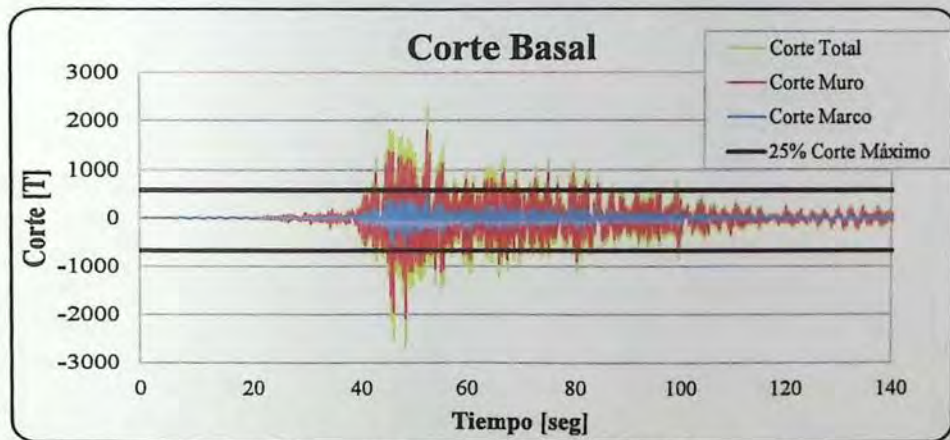


Figura 7.20 Corte Basal de Estructura VI, dirección X, Registro Angol.

En las Figuras 7.21 a 7.26, se muestran los valores del corte basal en cada instante de tiempo, además se señala el 25% del corte basal máximo alcanzado, a lo largo del sismo registrado en Angol, para cada estructura en la dirección Y.

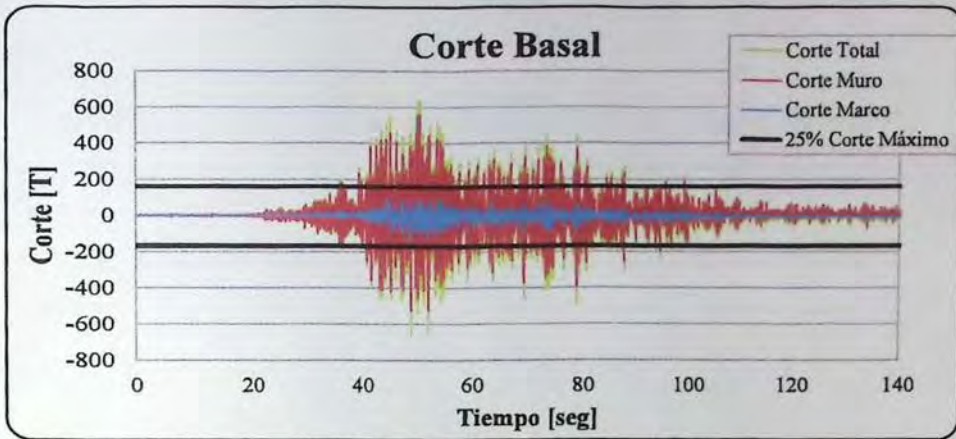


Figura 7.21 Corte Basal de Estructura I, dirección Y. Registro Angol.

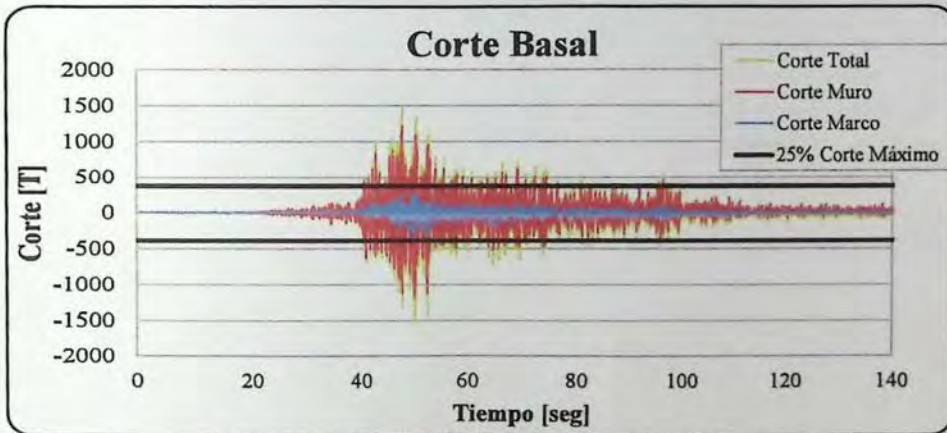


Figura 7.22 Corte Basal de Estructura II, dirección Y. Registro Angol.

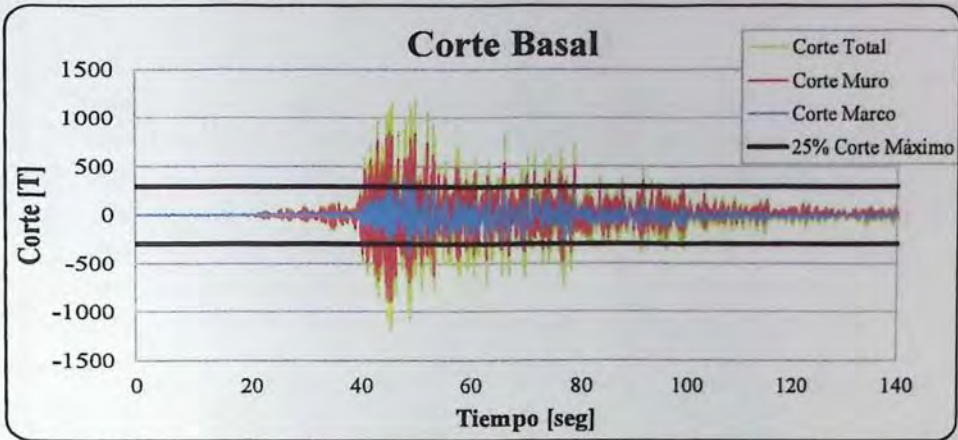


Figura 7.23 Corte Basal de Estructura III, dirección Y. Registro Angol.

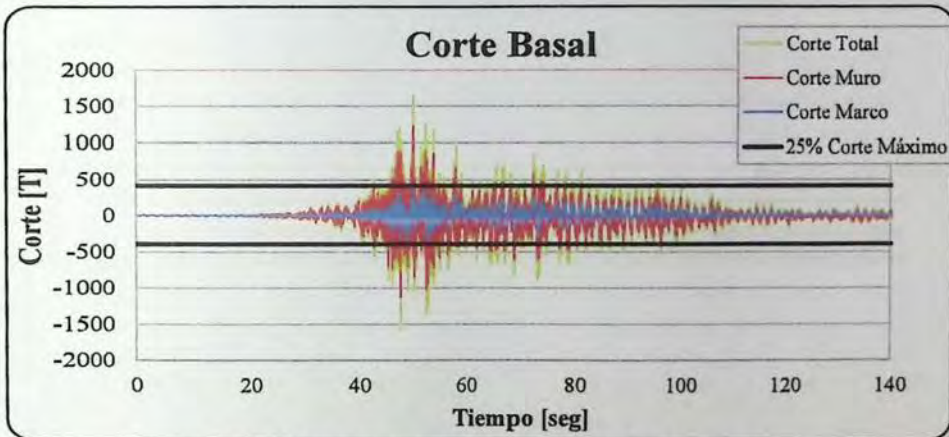


Figura 7.24 Corte Basal de Estructura IV, dirección Y. Registro Angol.

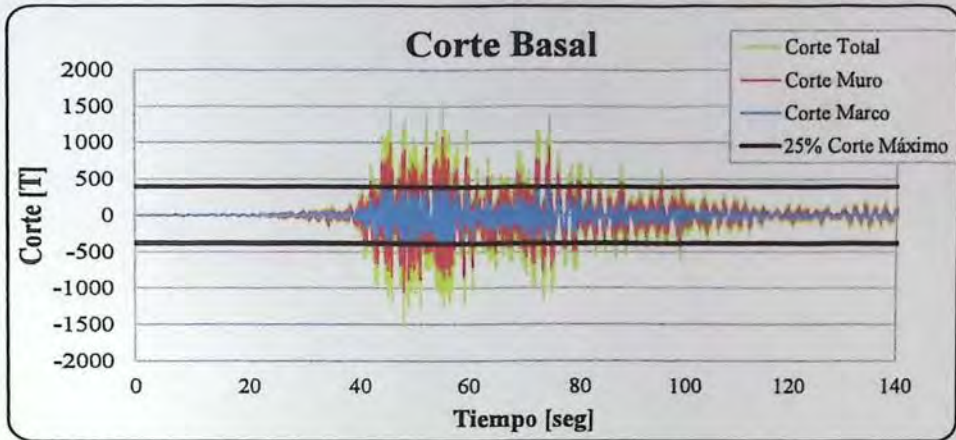


Figura 7.25 Corte Basal de Estructura V, dirección Y. Registro Angol.

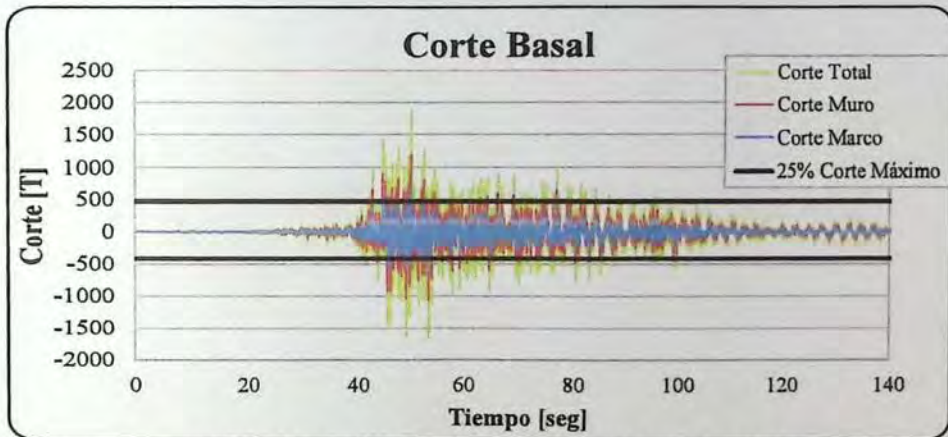


Figura 7.26 Corte Basal de Estructura VI, dirección Y. Registro Angol.

En las Figuras 7.27 a 7.32, se muestran los valores del corte basal en cada instante de tiempo, además se señala el 25% del corte basal máximo alcanzado, a lo largo del sismo registrado en Concepción, para cada estructura en la dirección X.

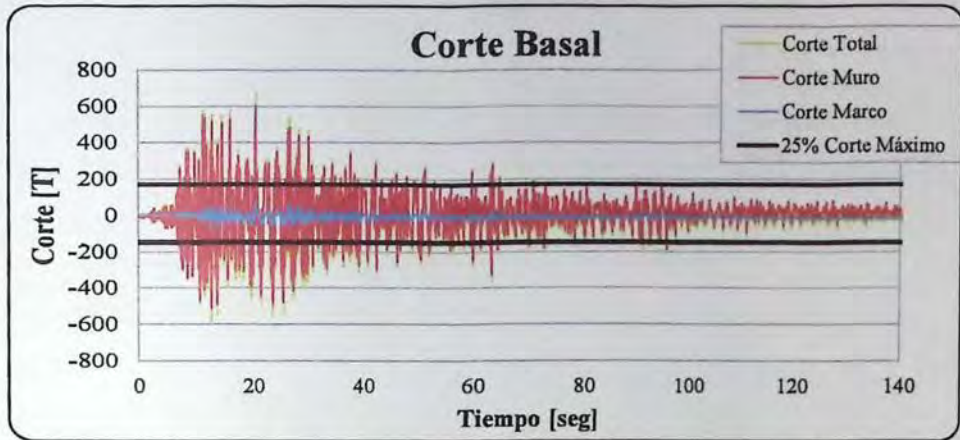


Figura 7.27 Corte Basal de Estructura I, dirección X. Registro Concepción.

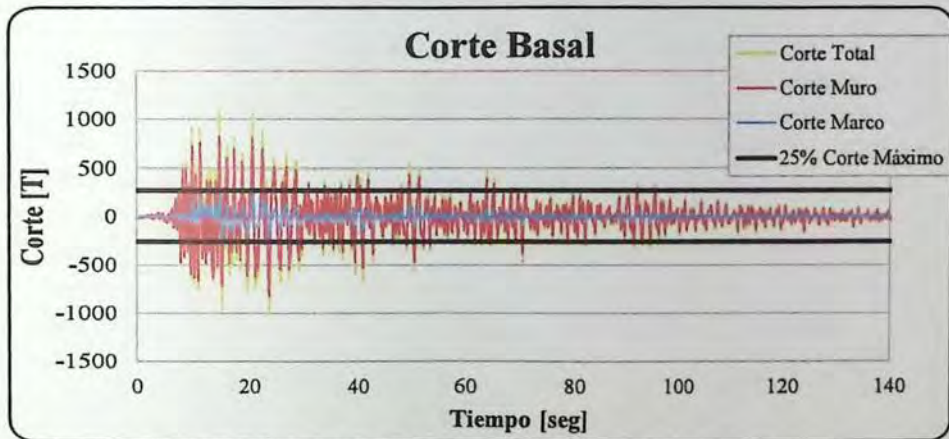


Figura 7.28 Corte Basal de Estructura II, dirección X. Registro Concepción.

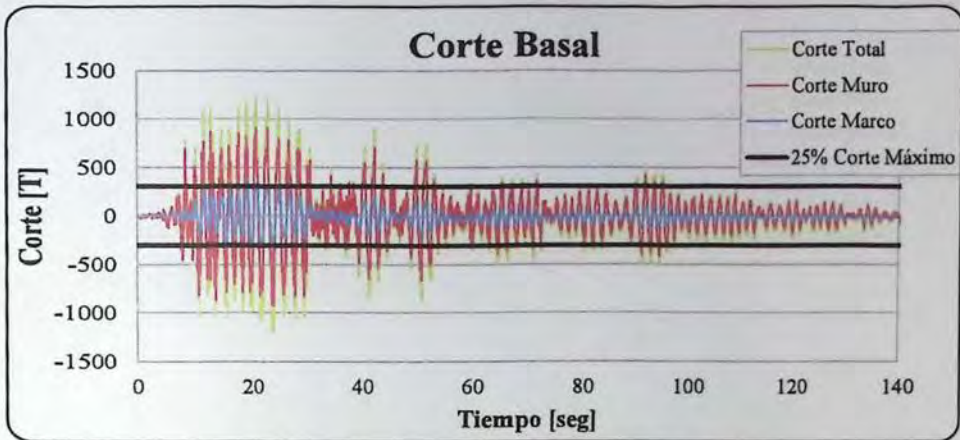


Figura 7.29 Corte Basal de Estructura III, dirección X. Registro Concepción.

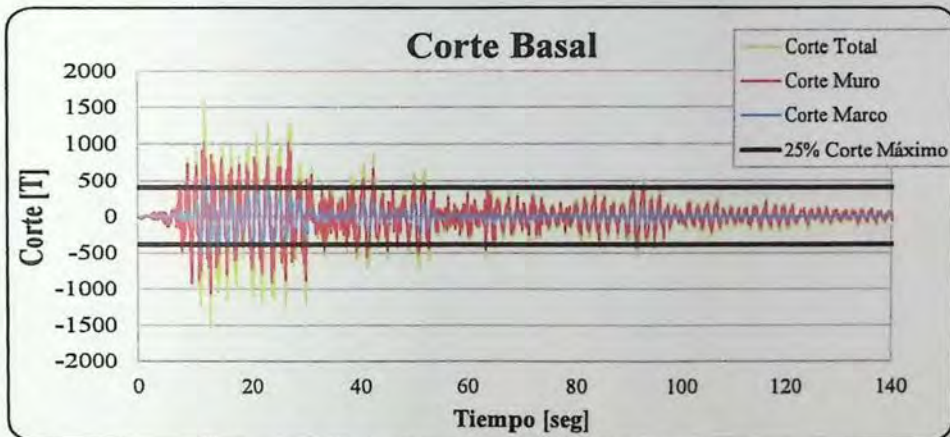


Figura 7.30 Corte Basal de Estructura IV, dirección X. Registro Concepción.

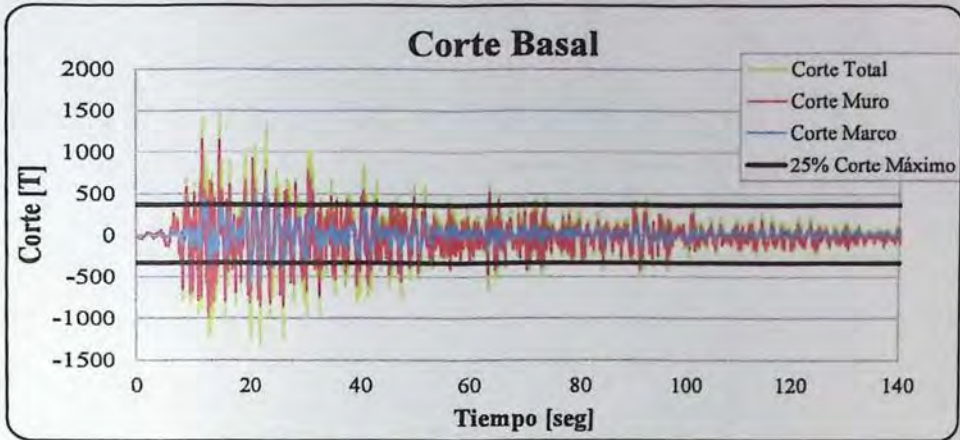


Figura 7.31 Corte Basal de Estructura V, dirección X. Registro Concepción.

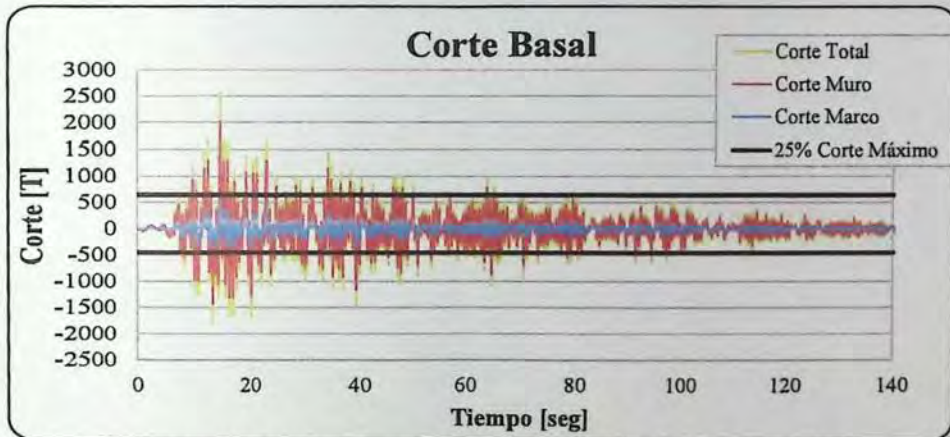


Figura 7.32 Corte Basal de Estructura VI, dirección X. Registro Concepción.

En las Figuras 7.33 a 7.38, se muestran los valores del corte basal en cada instante de tiempo, además se señala el 25% del corte basal máximo alcanzado, a lo largo del sismo registrado en Concepción, para cada estructura en la dirección Y.

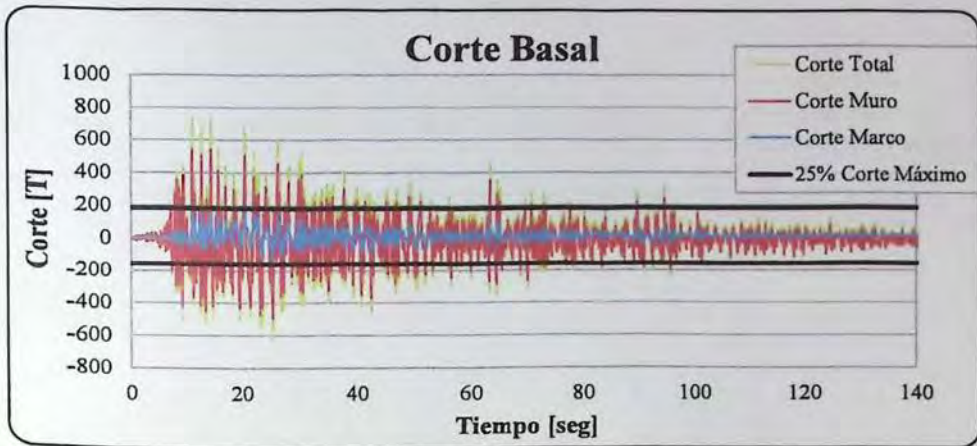


Figura 7.33 Corte Basal de Estructura I, dirección Y. Registro Concepción.

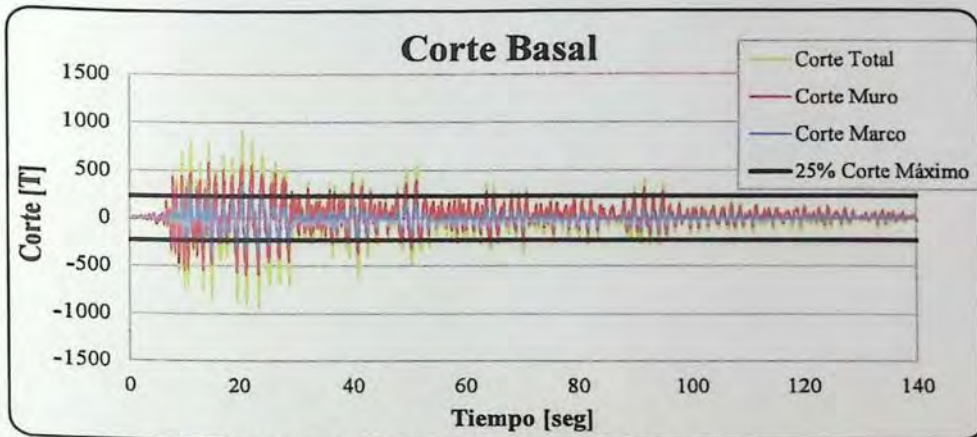


Figura 7.34 Corte Basal de Estructura II, dirección Y. Registro Concepción.

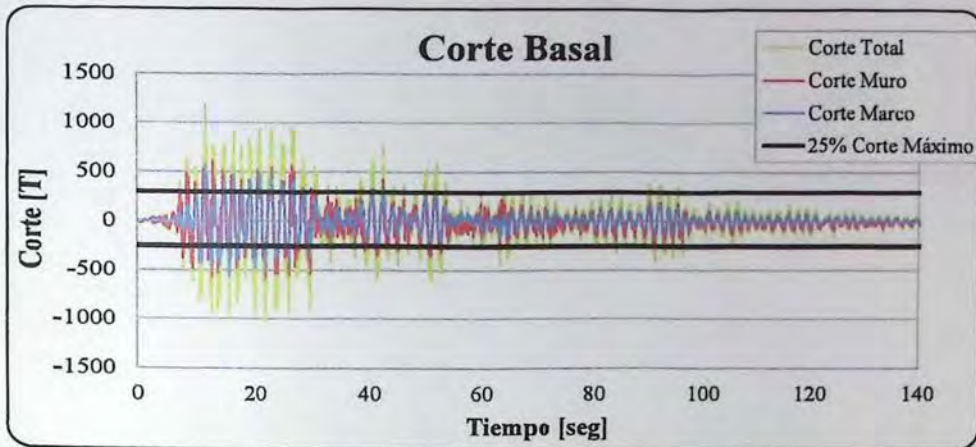


Figura 7.35 Corte Basal de Estructura III, dirección Y. Registro Concepción.

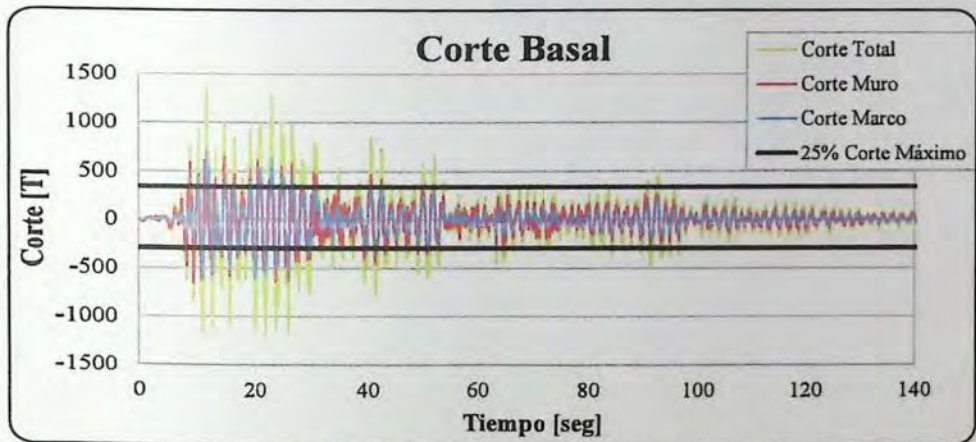


Figura 7.36 Corte Basal de Estructura IV, dirección Y. Registro Concepción.

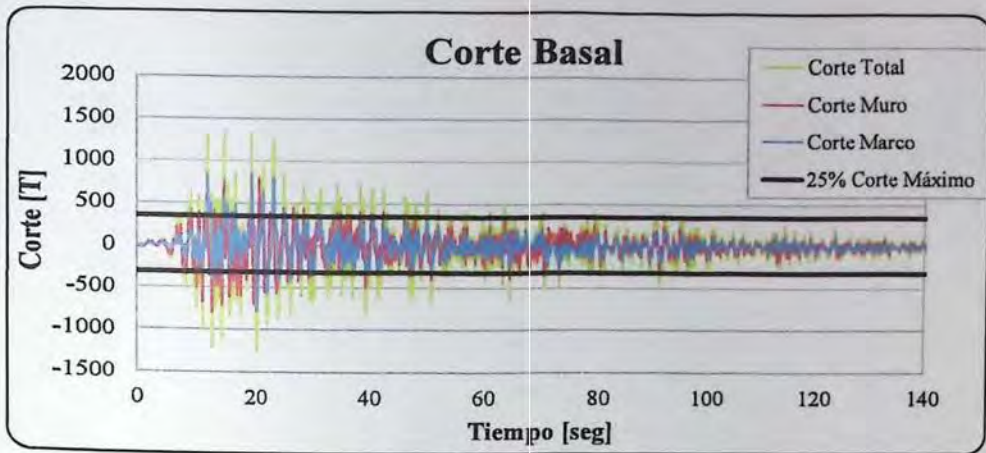


Figura 7.37 Corte Basal de Estructura V, dirección Y. Registro Concepción.

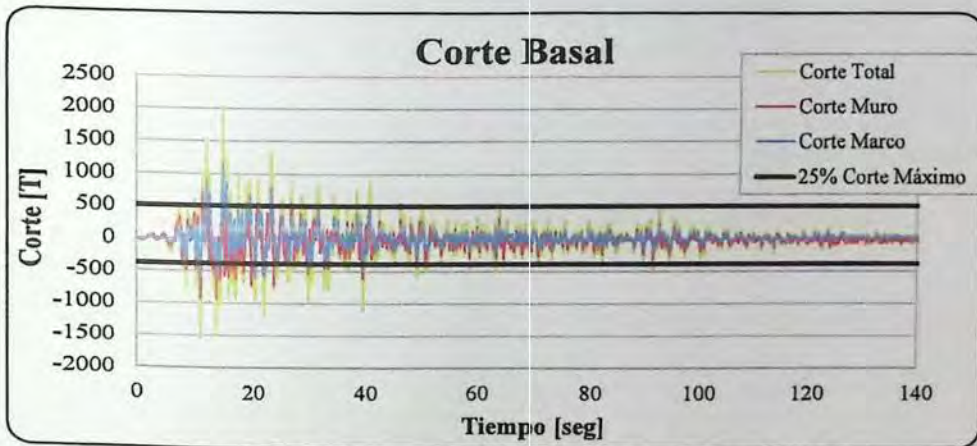


Figura 7.38 Corte Basal de Estructura VI, dirección Y. Registro Concepción.

En las Figuras 7.39 a 7.43, se muestran los valores del corte basal en cada instante de tiempo, además se señala el 25% del corte basal máximo alcanzado, a lo largo del sismo registrado en Constitución, para cada estructura en la dirección X.

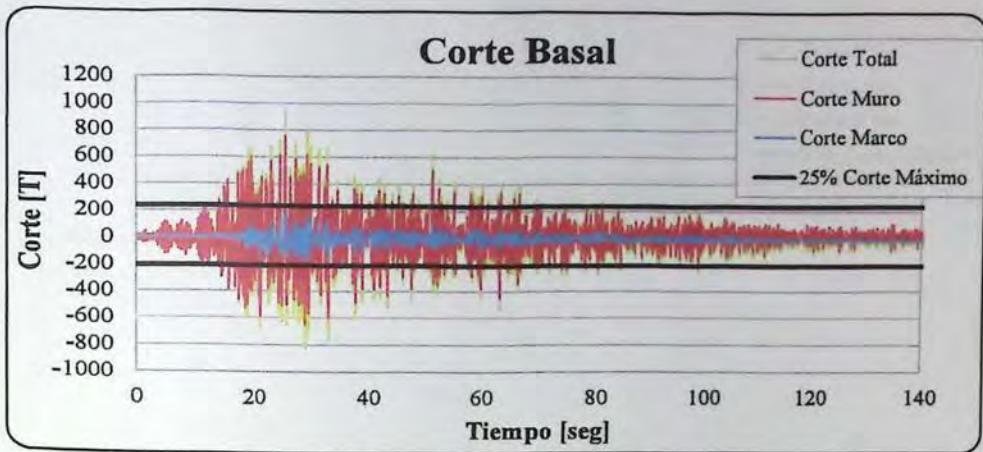


Figura 7.39 Corte Basal de Estructura I, dirección X. Registro Constitución.

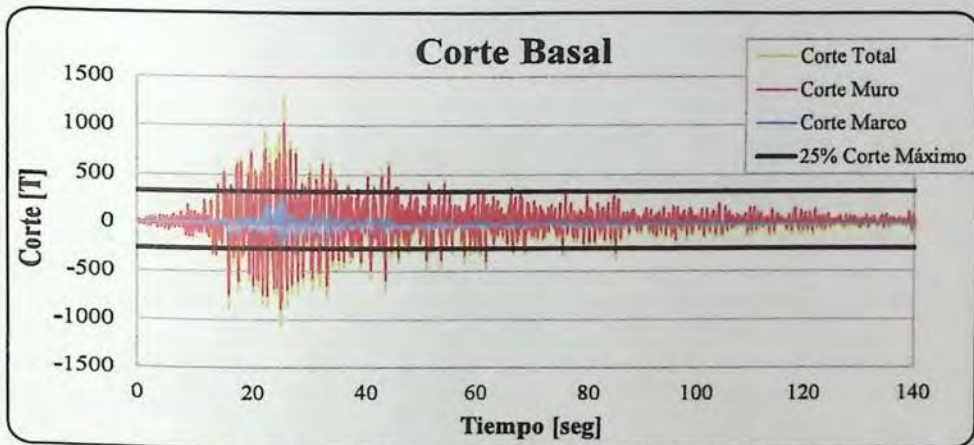


Figura 7.40 Corte Basal de Estructura II, dirección X. Registro Constitución.

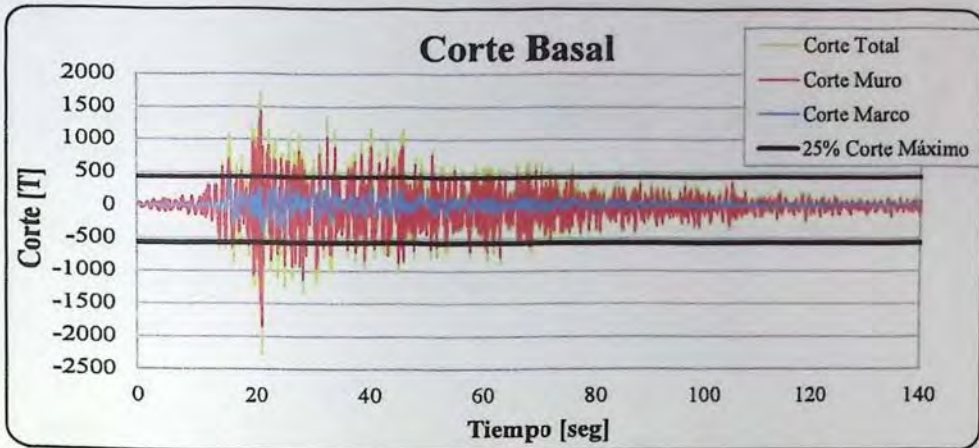


Figura 7.41 Corte Basal de Estructura III, dirección X. Registro Constitución.

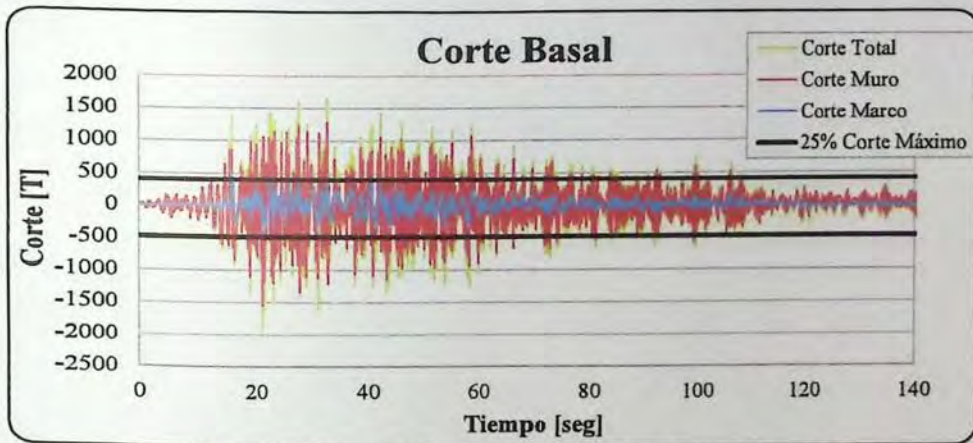


Figura 7.42 Corte Basal de Estructura IV, dirección X. Registro Constitución.

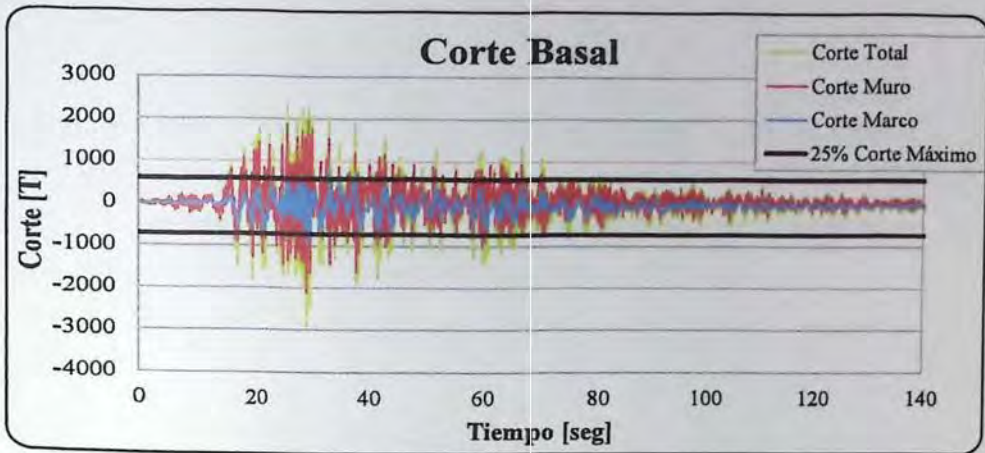


Figura 7.43 Corte Basal de Estructura V, dirección X. Registro Constitución.

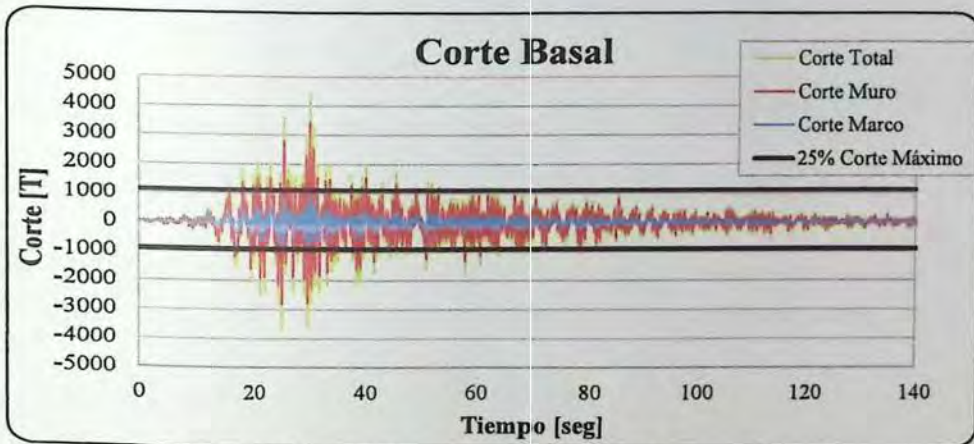


Figura 7.44 Corte Basal de Estructura VI, dirección X. Registro Constitución.

En las Figuras 7.45 a 7.50, se muestran los valores del corte basal en cada instante de tiempo, además se señala el 25% del corte basal máximo alcanzado, a lo largo del sismo registrado en Constitución, para cada estructura en la dirección Y.

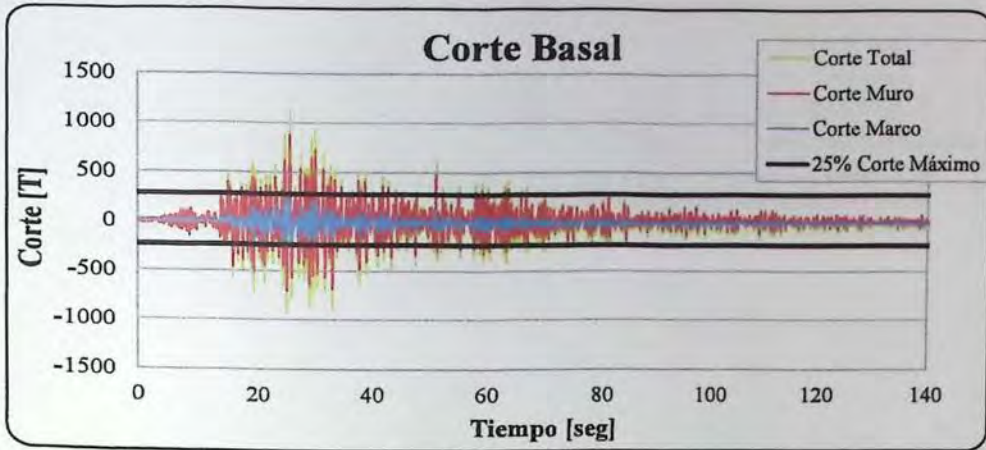


Figura 7.45 Corte Basal de Estructura I, dirección Y. Registro Constitución.

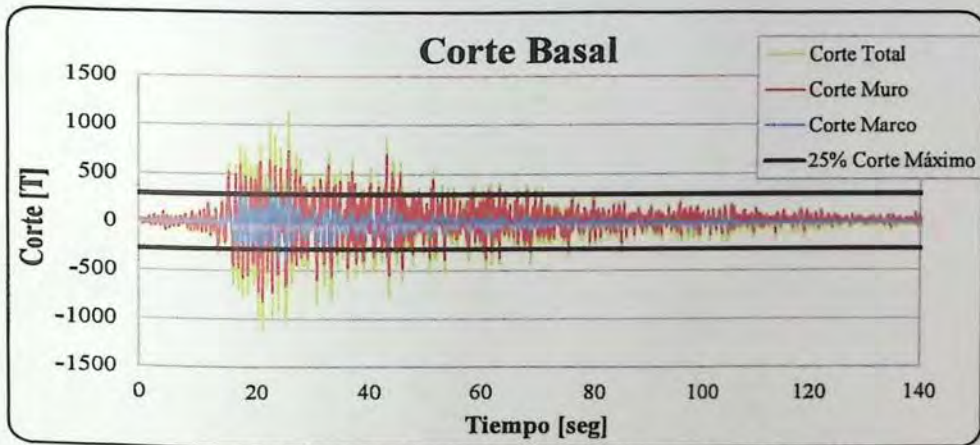


Figura 7.46 Corte Basal de Estructura II, dirección Y. Registro Constitución.

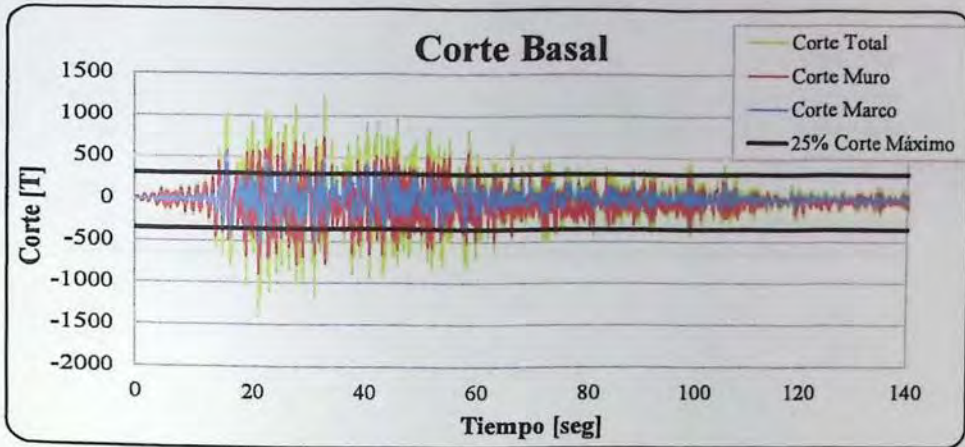


Figura 7.47 Corte Basal de Estructura III, dirección Y. Registro Constitución.

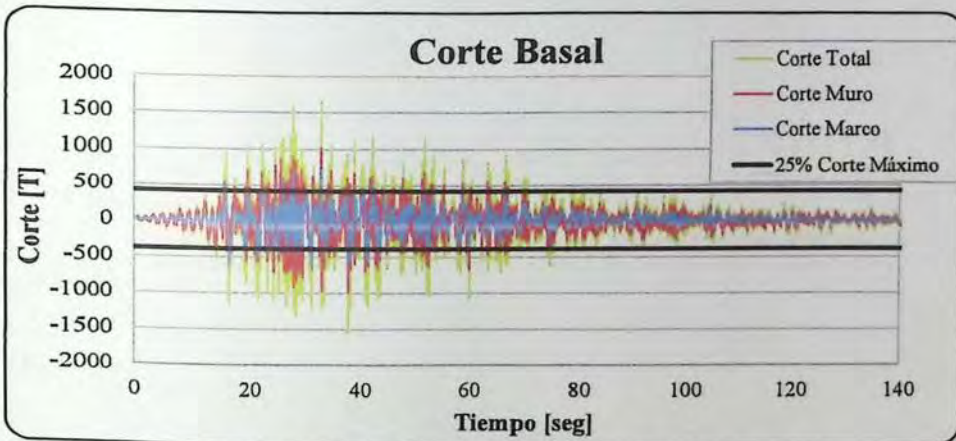


Figura 7.48 Corte Basal de Estructura IV, dirección Y. Registro Constitución.

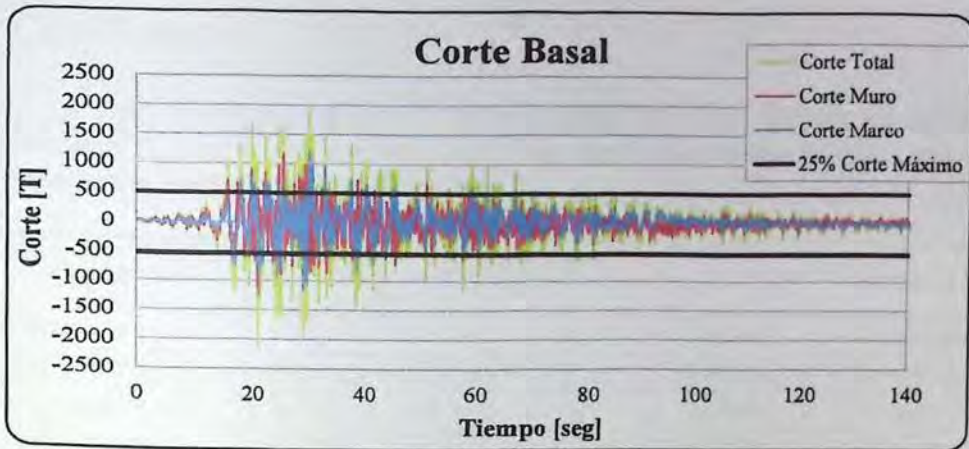


Figura 7.49 Corte Basal de Estructura V, dirección Y. Registro Constitución.

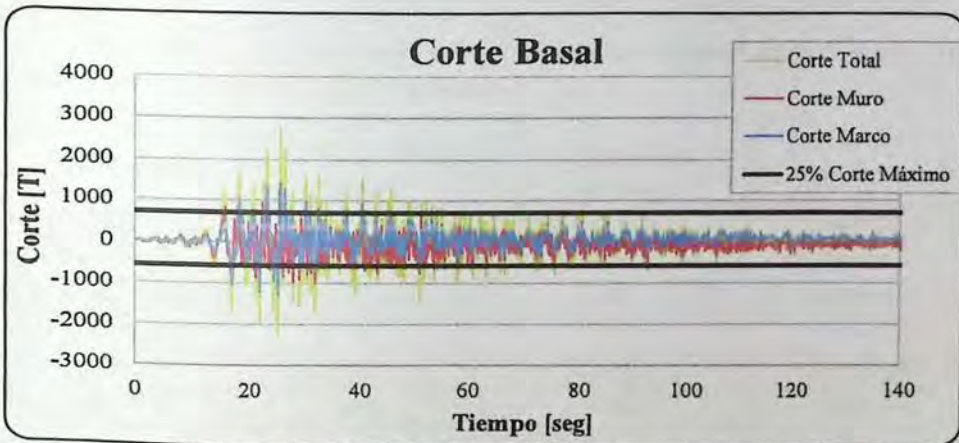


Figura 7.50 Corte Basal de Estructura VI, dirección Y. Registro Constitución.

De acuerdo al análisis no lineal realizado y con respecto a los gráficos de corte basal mostrados en las figuras anteriores se puede decir que hay instantes en donde el corte contribuido por el marco supera el 25% del corte total de ese mismo instante, no obstante no supera el 25% del máximo del corte total alcanzado durante el sismo. Esto sucede en las estructuras de baja altura con el registro de Angol.

Los marcos en las estructuras de mayores pisos alcanzaron valores de corte similares a los contribuidos por los muros, en ciertos instantes de tiempo, eso ocurrió en los sismos de Concepción y Constitución.

Conclusiones

Los máximos valores para los desplazamientos relativos de entrepiso, ocurren en la dirección Y, para las seis estructuras analizadas, este comportamiento se debe a que esta dirección es menos rígida que la dirección X.

Estructura	Dirección				Registro
	X		Y		
Estructura I	0.58%	1.62 [cm]	0.83%	2.32 [cm]	Constitución
Estructura II	0.81%	2.27 [cm]	0.95%	2.66 [cm]	Constitución
Estructura III	1.28%	3.58 [cm]	1.64%	4.59 [cm]	Concepción
Estructura IV	1.25%	3.75 [cm]	1.29%	3.87 [cm]	Concepción
Estructura V	1.12%	3.36 [cm]	1.06%	3.18 [cm]	Concepción
Estructura VI	1.03%	3.09 [cm]	0.88%	2.64 [cm]	Concepción

Con respecto al corte basal de la estructura, los resultados según el análisis lineal elástico para la dirección X son los siguientes:

Estructura	% Corte Basal Muros	% Corte Basal Marcos	Tipo de Marco
Estructura I	95%	5%	Intermedio
Estructura II	92%	8%	Intermedio
Estructura III	87%	13%	Intermedio
Estructura IV	84%	16%	Intermedio
Estructura V	82%	18%	Intermedio
Estructura VI	81%	19%	Intermedio

Los resultados para la dirección Y del análisis lineal elástico son los siguientes:

Estructura	% Corte Basal Muros	% Corte Basal Marcos	Tipo de Marco
Estructura I	89%	11%	Intermedio
Estructura II	86%	14%	Intermedio
Estructura III	79%	21%	Intermedio
Estructura IV	73%	27%	Especial
Estructura V	70%	30%	Especial
Estructura VI	66%	34%	Especial

De acuerdo al criterio que aparece en el D.S. N° 60 y con los resultados que se obtuvieron del análisis lineal elástico, sólo los marcos de las estructuras de 15, 20 y 25 pisos, se deben diseñar como especiales, ya que en esas estructuras el aporte de los muros no alcanza el 75% del corte basal total de la estructura.

De acuerdo al análisis no lineal realizado y a la distribución temporal del corte basal mostrado en las Figuras 7.15 a 7.50, hay instantes en donde el corte contribuido al sistema por el marco supera el 25% del corte total de ese mismo instante, es decir, la contribución de los muros es menor al 75% del corte basal.

Cuando los muros fluyen el corte contribuido al sistema por los marcos comienza a aumentar superando el 25% del corte total. Esto se debe a que la rigidez que los muros aportan al sistema es marginal respecto a la rigidez de los marcos, siendo principalmente estos últimos los que resisten las acciones laterales.

Los marcos en las estructuras de 15, 20 y 25 pisos, en la dirección de análisis Y, alcanzaron valores de corte similares a los contribuidos por los muros, en ciertos instantes de tiempo, eso ocurrió en los sismos de Concepción y Constitución. Esto se debe a que la rigidez relativa de los marcos es más significativa en la medida que aumenta la altura.

Según el análisis de las curvas de histéresis mostradas se observa que los elementos analizados pertenecientes a marcos incursionan en el rango no lineal, donde el hormigón sobrepasa el 3%, por lo que es necesario confinar. Excepto la estructura de 5 pisos en donde el hormigón no sobrepasa su deformación máxima.

De acuerdo a los resultados de este trabajo, es recomendable que los marcos de hormigón armado pertenecientes a edificios con estructuración mixta sean diseñados como marcos especiales, para estructuras superiores a 5 pisos.

Bibliografía

ACI Committee 318. "Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318S-08)", 2008.

Astiz M., Mari P y Pereperéz B. "Conceptos específicos del proyecto de estructuras en zonas sísmicas", 2005.

Athol J Carr. "User manual for the 2-Dimensional Version, Ruaumoko 2D", 2004.

Helguero M. "Diseño de edificios de hormigón armado por el método de los desplazamientos", 2006.

Instituto Nacional de Normalización (INN). "NCh433 Of.96 Mod.2009, Diseño Sísmico de Edificios", 2009.

Instituto Nacional de Normalización (INN). "NCh430 Of.2008, Hormigón Armado – Requisitos de diseño y cálculo", 2008.

Instituto Nacional de Normalización (INN). "NCh1537 Of.2009, Diseño Estructural – Cargas permanente y cargas de uso", 2008.

Instituto Nacional de Normalización (INN). "NCh3171 Of.2010, Diseño Estructural – Disposiciones generales y combinaciones de carga", 2010.

Ministerio de Vivienda y Urbanismo. "Decreto Supremo N°61, Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios", Diciembre 2011.

Ministerio de Vivienda y Urbanismo. "Decreto Supremo N°61, Reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado", Diciembre 2011.

Park R., y Fenwick R. "Summary of Seismic Design Provisions for Reinforced Concrete Buildings in New Zealand"

Park R. y Paulay T. "Estructuras de concreto reforzado", 1988.

Paulay T., Priestley N. "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, John Wiley & Sons Inc", 1992.

Priestley N. "Brief comments on elastic flexibility of reinforced concrete frames, and significance to seismic design", 1998.

Priestley N., Calvi G. y Kowalsky M. "Displacement – Based seismic design of structures", 2007.

Suarez V. "Diseño basado en desplazamientos, una alternativa racional al diseño basado en fuerzas", 2009.

Sullivan T., Priestley M. y Calvi G. "Development of an innovate seismic design procedure for frame-wall structures", 2010.

8 Anexos

8.1 Anexo I

8.1.1 Diseño a Flexión

Según la sección 5.1.1, en las Figuras 8.1 a 8.12, se muestra en detalle los elementos sometidos a flexión y su ubicación en los ejes analizados de las estructuras. Se considera la simetría de las estructuras en ambas direcciones, por ello sólo se muestran los ejes principales de cada dirección.



Figura 8.1 Distribución de vigas en Estructura I.

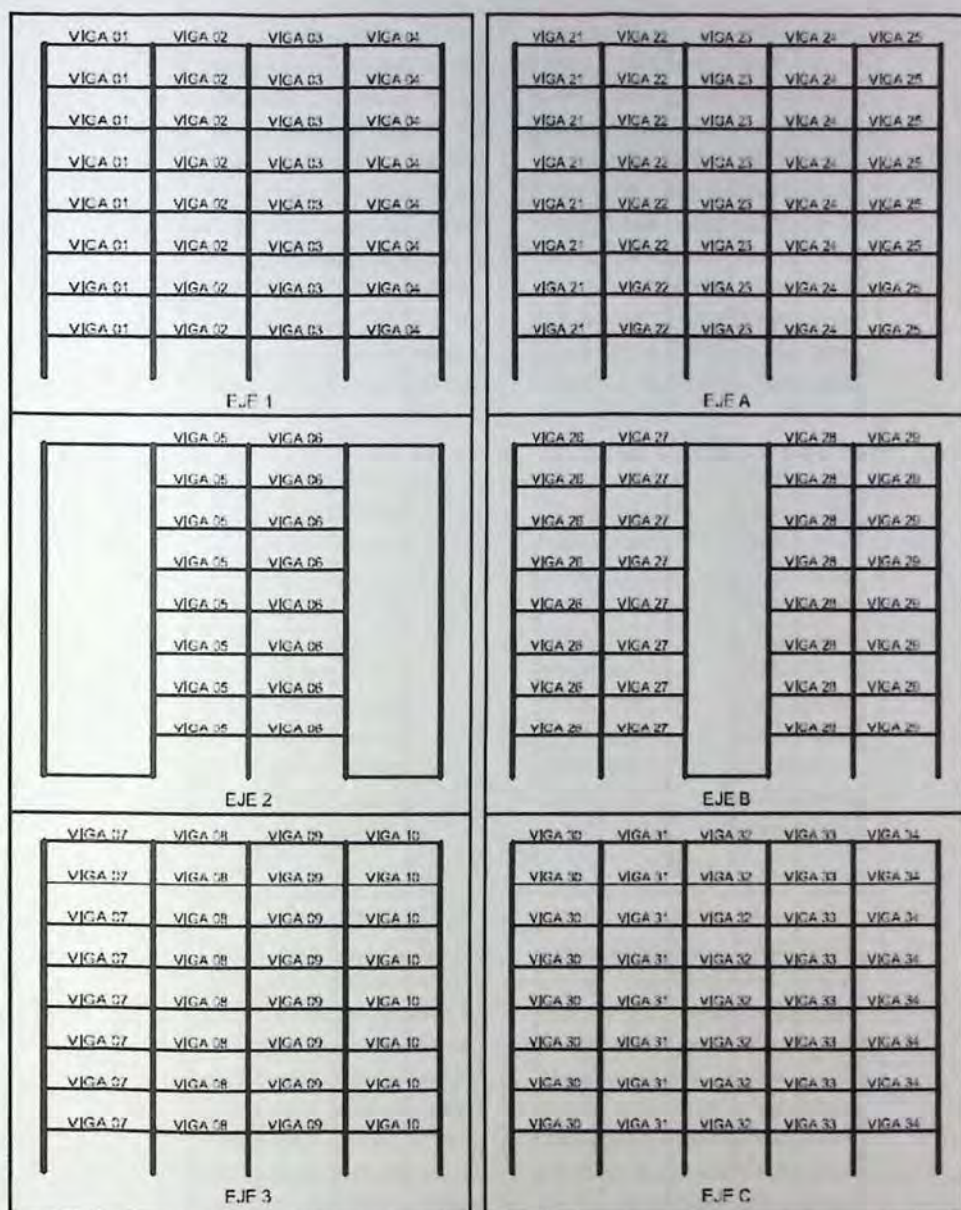


Figura 8.2 Distribución de vigas en Estructura II.

En las siguientes Tablas 8.1 a 8.9 se detallan la armadura a flexión para cada una de las vigas de las estructuras analizadas.

Tabla 8.1 Armadura a flexión en vigas de Estructura I

Eje	Viga	Sección [cm/cm]	As min [cm ²]	Posición Armadura	As Requerida [cm ²]	As Suministrada [cm ²]	Armadura
1 y 6	01	25/60	4.58	Sup	4.746	5.089	2 ϕ 18
				Inf	4.520	5.089	2 ϕ 18
	02	25/60	4.58	Sup	4.624	5.089	2 ϕ 18
				Inf	4.372	5.089	2 ϕ 18
	03	25/60	4.58	Sup	4.624	5.089	2 ϕ 18
				Inf	4.372	5.089	2 ϕ 18
	04	25/60	4.58	Sup	4.746	5.089	2 ϕ 18
				Inf	4.520	5.089	2 ϕ 18
2 y 5	05	25/60	4.58	Sup	9.982	12.7235	5 ϕ 18
				Inf	6.375	7.634	3 ϕ 18
	06	25/60	4.58	Sup	9.982	12.7235	5 ϕ 18
				Inf	6.375	7.634	3 ϕ 18
3 y 4	07	25/60	4.58	Sup	8.619	12.7235	5 ϕ 18
				Inf	6.656	7.634	3 ϕ 18
	08	25/60	4.58	Sup	9.027	12.7235	5 ϕ 18
				Inf	6.332	7.634	3 ϕ 18
	09	25/60	4.58	Sup	9.027	12.7235	5 ϕ 18
				Inf	6.332	7.634	3 ϕ 18
	10	25/60	4.58	Sup	8.619	12.7235	5 ϕ 18
				Inf	6.656	7.634	3 ϕ 18
A y E	21	25/60	4.58	Sup	5.765	7.634	3 ϕ 18
				Inf	3.736	5.089	2 ϕ 18
	22	25/60	4.58	Sup	6.004	7.634	3 ϕ 18
				Inf	3.886	5.089	2 ϕ 18
	23	25/60	4.58	Sup	4.983	5.089	2 ϕ 18
				Inf	3.246	5.089	2 ϕ 18
	24	25/60	4.58	Sup	6.004	7.634	3 ϕ 18
				Inf	3.886	5.089	2 ϕ 18
	25	25/60	4.58	Sup	5.765	7.634	3 ϕ 18
				Inf	3.736	5.089	2 ϕ 18
B y D	26	25/60	4.58	Sup	8.290	12.7235	5 ϕ 18
				Inf	5.283	7.634	3 ϕ 18
	27	25/60	4.58	Sup	9.573	12.7235	5 ϕ 18
				Inf	4.863	7.634	3 ϕ 18
	28	25/60	4.58	Sup	9.573	12.7235	5 ϕ 18
				Inf	4.863	7.634	3 ϕ 18

C	29	25/60	4.58	Inf	4.863	7.634	3 ϕ 18
				Sup	8.290	12.7235	5 ϕ 18
	30	25/60	4.58	Inf	5.283	7.634	3 ϕ 18
				Sup	7.816	12.7235	5 ϕ 18
	31	25/60	4.58	Inf	5.234	7.634	3 ϕ 18
				Sup	7.406	12.7235	5 ϕ 18
	32	25/60	4.58	Inf	4.878	7.634	3 ϕ 18
				Sup	7.131	12.7235	5 ϕ 18
	33	25/60	4.58	Inf	4.856	7.634	3 ϕ 18
				Sup	7.406	12.7235	5 ϕ 18
	34	25/60	4.58	Inf	4.878	7.634	3 ϕ 18
				Sup	7.816	12.7235	5 ϕ 18
				Inf	5.234	7.634	3 ϕ 18

Tabla 8.2 Armadura a flexión en vigas de Estructura II.

Eje	Viga	Sección [cm/cm]	As min [cm ²]	Posición Armadura	As Requerida [cm ²]	As Suministrada [cm ²]	Armadura
1 y 6	01	25/60	4.58	Sup	6.843	7.634	3 ϕ 18
				Inf	4.471	5.089	2 ϕ 18
	02	25/60	4.58	Sup	6.604	7.634	3 ϕ 18
				Inf	4.324	5.089	2 ϕ 18
	03	25/60	4.58	Sup	6.604	7.634	3 ϕ 18
				Inf	4.324	5.089	2 ϕ 18
04	25/60	4.58	Sup	6.843	7.634	3 ϕ 18	
			Inf	4.471	5.089	2 ϕ 18	
2 y 5	05	25/60	4.58	Sup	14.027	15.2681	6 ϕ 18
				Inf	6.5	7.6341	3 ϕ 18
	06	25/60	4.58	Sup	14.027	15.2681	6 ϕ 18
				Inf	6.5	7.6341	3 ϕ 18
3 y 4	07	25/60	4.58	Sup	10.264	12.724	5 ϕ 18
				Inf	6.404	7.634	3 ϕ 18
	08	25/60	4.58	Sup	11.869	12.724	5 ϕ 18
				Inf	6.253	7.634	3 ϕ 18
	09	25/60	4.58	Sup	11.869	12.724	5 ϕ 18
				Inf	6.253	7.634	3 ϕ 18
10	25/60	4.58	Sup	10.264	12.724	5 ϕ 18	
			Inf	6.404	7.634	3 ϕ 18	
A y E	21	25/60	4.58	Sup	6.976	12.724	5 ϕ 18
				Inf	4.492	5.089	2 ϕ 18
	22	25/60	4.58	Sup	7.867	12.724	5 ϕ 18

	23	25/60	4.58	Inf	4.52	5.089	2 ϕ 18
				Sup	6.474	12.724	5 ϕ 18
	24	25/60	4.58	Inf	4.145	5.089	2 ϕ 18
				Sup	7.67	12.724	5 ϕ 18
	25	25/60	4.58	Sup	6.976	12.724	5 ϕ 18
				Inf	4.492	5.089	2 ϕ 18
B y D	26	25/60	4.58	Sup	9.678	12.7235	5 ϕ 18
				Inf	5.066	7.6341	3 ϕ 18
	27	25/60	4.58	Sup	11.938	12.7235	5 ϕ 18
				Inf	5.804	7.6341	3 ϕ 18
	28	25/60	4.58	Sup	11.938	12.7235	5 ϕ 18
				Inf	5.804	7.6341	3 ϕ 18
29	25/60	4.58	Sup	9.678	12.7235	5 ϕ 18	
			Inf	5.066	7.6341	3 ϕ 18	
C	30	25/60	4.58	Sup	9.957	12.724	5 ϕ 18
				Inf	5.027	5.089	2 ϕ 18
	31	25/60	4.58	Sup	8.977	12.724	5 ϕ 18
				Inf	4.816	5.089	2 ϕ 18
	32	25/60	4.58	Sup	8.477	12.724	5 ϕ 18
				Inf	4.788	5.089	2 ϕ 18
33	25/60	4.58	Sup	8.977	12.724	5 ϕ 18	
			Inf	4.816	5.089	2 ϕ 18	
34	25/60	4.58	Sup	9.957	12.724	5 ϕ 18	
			Inf	5.027	5.089	2 ϕ 18	

Tabla 8.3 Armadura a flexión en vigas de Estructura III.

Eje	Viga	Sección [cm/cm]	As min [cm ²]	Posición Armadura	As Requerida [cm ²]	As Suministrada [cm ²]	Armadura
1 y 6	01	25/60	4.58	Sup	7.701	12.724	5 ϕ 18
				Inf	4.52	5.089	2 ϕ 18
	02	25/60	4.58	Sup	7.596	12.724	5 ϕ 18
				Inf	4.52	5.089	2 ϕ 18
	03	25/60	4.58	Sup	7.596	12.724	5 ϕ 18
				Inf	4.52	5.089	2 ϕ 18
04	25/60	4.58	Sup	7.701	12.724	5 ϕ 18	
			Inf	4.52	5.089	2 ϕ 18	
2 y 5	05	25/60	4.58	Sup	15.45	19.007	5 ϕ 22
				Inf	7.093	7.634	3 ϕ 18
	06	25/60	4.58	Sup	15.45	19.007	5 ϕ 22

				Inf	7.093	7.634	3 ϕ 18
3 y 4	07	25/60	4.58	Sup	10.314	15.268	6 ϕ 18
				Inf	6.178	7.634	3 ϕ 18
	08	25/60	4.58	Sup	12.79	15.268	6 ϕ 18
				Inf	6.126	7.634	3 ϕ 18
	09	25/60	4.58	Sup	12.79	15.268	6 ϕ 18
				Inf	6.126	7.634	3 ϕ 18
10	25/60	4.58	Sup	10.314	15.268	6 ϕ 18	
			Inf	6.178	7.634	3 ϕ 18	
A y E	21	25/60	4.58	Sup	8.282	12.724	5 ϕ 18
				Inf	4.52	5.089	2 ϕ 18
	22	25/60	4.58	Sup	9.4	12.724	5 ϕ 18
				Inf	5.168	5.089	2 ϕ 18
	23	25/60	4.58	Sup	8.085	12.724	5 ϕ 18
				Inf	4.52	5.089	2 ϕ 18
	24	25/60	4.58	Sup	9.4	12.724	5 ϕ 18
				Inf	5.168	5.089	2 ϕ 18
	25	25/60	4.58	Sup	8.282	12.724	5 ϕ 18
				Inf	4.52	5.089	2 ϕ 18
B y D	26	25/60	4.58	Sup	10.968	15.2681	6 ϕ 18
				Inf	5.179	7.6341	3 ϕ 18
	27	25/60	4.58	Sup	14.357	15.2681	6 ϕ 18
				Inf	6.715	7.6341	3 ϕ 18
	28	25/60	4.58	Sup	14.357	15.2681	6 ϕ 18
				Inf	6.715	7.6341	3 ϕ 18
29	25/60	4.58	Sup	10.968	15.2681	6 ϕ 18	
			Inf	5.179	7.6341	3 ϕ 18	
C	30	25/60	4.58	Sup	11.851	12.724	5 ϕ 18
				Inf	5.567	7.634	3 ϕ 18
	31	25/60	4.58	Sup	10.786	12.724	5 ϕ 18
				Inf	5.099	7.634	3 ϕ 18
	32	25/60	4.58	Sup	9.859	12.724	5 ϕ 18
				Inf	4.686	7.634	3 ϕ 18
	33	25/60	4.58	Sup	10.786	12.724	5 ϕ 18
				Inf	5.099	7.634	3 ϕ 18
34	25/60	4.58	Sup	11.851	12.724	5 ϕ 18	
			Inf	5.567	7.634	3 ϕ 18	

Tabla 8.4 Armadura a flexión en vigas de Estructura IV (Niveles 4-15).

Eje	Viga	Sección [cm/cm]	As min [cm ²]	Posición Armadura	As Requerida [cm ²]	As Suministrada [cm ²]	Armadura
1 y 6	01	30/65	6.00	Sup	9.784	11.404	3 ϕ 22
				Inf	5.926	7.6027	2 ϕ 22
	02	30/65	6.00	Sup	10.449	11.404	3 ϕ 22
				Inf	5.926	7.6027	2 ϕ 22
	03	30/65	6.00	Sup	10.449	11.404	3 ϕ 22
				Inf	5.926	7.6027	2 ϕ 22
	04	30/65	6.00	Sup	9.784	11.404	3 ϕ 22
				Inf	5.926	7.6027	2 ϕ 22
2 y 5	05	30/65	6.00	Sup	20.778	22.808	6 ϕ 22
				Inf	9.833	11.404	3 ϕ 22
	06	30/65	6.00	Sup	20.778	22.808	6 ϕ 22
				Inf	9.833	11.404	3 ϕ 22
3 y 4	07	30/65	6.00	Sup	11.942	19.0066	5 ϕ 22
				Inf	5.926	11.404	3 ϕ 22
	08	30/65	6.00	Sup	16.564	19.0066	5 ϕ 22
				Inf	7.861	11.404	3 ϕ 22
	09	30/65	6.00	Sup	16.564	19.0066	5 ϕ 22
				Inf	7.861	11.404	3 ϕ 22
	10	30/65	6.00	Sup	11.943	19.0066	5 ϕ 22
				Inf	5.926	11.404	3 ϕ 22
A y E	21	30/65	6.00	Sup	11.09	14.7262	3 ϕ 25
				Inf	7.653	11.404	3 ϕ 22
	22	30/65	6.00	Sup	13.634	14.7262	3 ϕ 25
				Inf	9.221	11.404	3 ϕ 22
	23	30/65	6.00	Sup	10.844	14.7262	3 ϕ 25
				Inf	7.347	11.404	3 ϕ 22
	24	30/65	6.00	Sup	13.634	14.7262	3 ϕ 25
				Inf	9.221	11.404	3 ϕ 22
	25	30/65	6.00	Sup	10.09	14.7262	3 ϕ 25
				Inf	7.653	11.404	3 ϕ 22
B y D	26	30/65	6.00	Sup	14.153	19.0066	5 ϕ 22
				Inf	7.527	11.404	3 ϕ 22
	27	30/65	6.00	Sup	19.697	24.5437	5 ϕ 25
				Inf	12.945	14.7262	3 ϕ 25
	28	30/65	6.00	Sup	19.697	24.5437	5 ϕ 25
				Inf	12.945	14.7262	3 ϕ 25
	29	30/65	6.00	Sup	14.153	19.0066	5 ϕ 22
				Inf	7.527	11.404	3 ϕ 22

C	30	30/65	6.00	Sup	14.775	15.2681	6 ϕ 22
				Inf	7.378	11.404	3 ϕ 22
	31	30/65	6.00	Sup	14.093	15.2681	6 ϕ 22
				Inf	7.755	11.404	3 ϕ 22
	32	30/65	6.00	Sup	11.971	15.2681	6 ϕ 22
				Inf	5.926	11.404	3 ϕ 22
	33	30/65	6.00	Sup	14.093	15.2681	6 ϕ 22
				Inf	7.755	11.404	3 ϕ 22
34	30/65	6.00	Sup	14.775	15.2681	6 ϕ 22	
			Inf	7.378	11.404	3 ϕ 22	

En los pisos inferiores (1 al 3) los esfuerzos producidos son considerablemente menores que en los pisos superiores, sólo en los ejes centrales, por lo que se considera que la armadura también debe ser menor, ya que si se coloca la misma cantidad de refuerzo longitudinal que se requiere en los pisos superiores, esto podría ocasionar una falla frágil en la estructura. Esto se aplica en las estructuras de 15, 20 y 25 pisos.

Tabla 8.5 Armadura a flexión en vigas de Estructura IV (Niveles 1 - 3).

Eje	Viga	Sección [cm/cm]	As min [cm ²]	Posición Armadura	As Requerida [cm ²]	As Suministrada [cm ²]	Armadura
2 y 5	05	30/65	6.00	Sup	12.733	14.7262	3 ϕ 25
				Inf	6.123	7.6027	2 ϕ 22
	06	30/65	6.00	Sup	12.733	14.7262	3 ϕ 25
				Inf	6.123	7.6027	2 ϕ 22
B y D	26	30/65	6.00	Sup	10.979	14.7262	3 ϕ 25
				Inf	5.926	11.404	3 ϕ 22
	27	30/65	6.00	Sup	14.224	14.7262	3 ϕ 25
				Inf	7.872	11.404	3 ϕ 22
	28	30/65	6.00	Sup	14.224	14.7262	3 ϕ 25
				Inf	7.872	11.404	3 ϕ 22
	29	30/65	6.00	Sup	10.979	14.7262	3 ϕ 25
				Inf	5.926	11.404	3 ϕ 22

Tabla 8.6 Armadura a flexión en vigas de Estructura V (Niveles 4 – 15).

Eje	Viga	Sección [cm/cm]	As min [cm ²]	Posición Armadura	As Requerida [cm ²]	As Suministrada [cm ²]	Armadura
1 y 6	01	30/65	6.00	Sup	11.177	14.7262	3 ϕ 25
				Inf	6.457	9.8175	2 ϕ 25
	02	30/65	6.00	Sup	12.585	14.7262	3 ϕ 25
				Inf	8.269	9.8175	2 ϕ 25
	03	30/65	6.00	Sup	12.585	14.7262	3 ϕ 25
				Inf	8.269	9.8175	2 ϕ 25
	04	30/65	6.00	Sup	11.177	14.7262	3 ϕ 25
				Inf	6.457	9.8175	2 ϕ 25
2 y 5	05	30/65	6.00	Sup	22.89	24.5427	5 ϕ 25
				Inf	13.143	14.7262	3 ϕ 25
	06	30/65	6.00	Sup	22.89	24.5427	5 ϕ 25
				Inf	13.143	14.7262	3 ϕ 25
3 y 4	07	30/65	6.00	Sup	12.34	19.0066	5 ϕ 22
				Inf	5.982	11.404	3 ϕ 22
	08	30/65	6.00	Sup	18.154	19.0066	5 ϕ 22
				Inf	9.038	11.404	3 ϕ 22
	09	30/65	6.00	Sup	18.154	19.0066	5 ϕ 22
				Inf	9.038	11.404	3 ϕ 22
	10	30/65	6.00	Sup	12.34	19.0066	5 ϕ 22
				Inf	5.982	11.404	3 ϕ 22
A y E	21	30/65	6.00	Sup	13.092	19.0066	5 ϕ 22
				Inf	9.604	14.7262	3 ϕ 25
	22	30/65	6.00	Sup	15.479	19.0066	5 ϕ 22
				Inf	11.736	14.7262	3 ϕ 25
	23	30/65	6.00	Sup	12.797	19.0066	5 ϕ 22
				Inf	9.685	14.7262	3 ϕ 25
	24	30/65	6.00	Sup	15.479	19.0066	5 ϕ 22
				Inf	11.736	14.7262	3 ϕ 25
	25	30/65	6.00	Sup	13.092	19.0066	5 ϕ 22
				Inf	9.604	14.7262	3 ϕ 25
B y D	26	30/65	6.00	Sup	15.22	19.0066	5 ϕ 22
				Inf	9.483	11.404	3 ϕ 22
	27	30/65	6.00	Sup	22.66	24.5427	5 ϕ 25
				Inf	16.565	19.0066	5 ϕ 22
	28	30/65	6.00	Sup	22.66	24.5427	5 ϕ 25
				Inf	16.565	19.0066	5 ϕ 22
	29	30/65	6.00	Sup	15.22	19.0066	5 ϕ 22
				Inf	9.483	11.404	3 ϕ 22

C	30	30/65	6.00	Sup	16.724	19.0066	5 ϕ 22
				Inf	9.894	11.404	3 ϕ 22
	31	30/65	6.00	Sup	16.472	19.0066	5 ϕ 22
				Inf	10.764	11.404	3 ϕ 22
	32	30/65	6.00	Sup	13.53	19.0066	5 ϕ 22
				Inf	8.125	11.404	3 ϕ 22
	33	30/65	6.00	Sup	16.472	19.0066	5 ϕ 22
				Inf	10.764	11.404	3 ϕ 22
	34	30/65	6.00	Sup	16.724	19.0066	5 ϕ 22
				Inf	9.894	11.404	3 ϕ 22

Tabla 8.7 Armadura a flexión en vigas de Estructura V (Niveles 1 – 3).

Eje	Viga	Sección [cm/cm]	As min [cm ²]	Posición Armadura	As Requerida [cm ²]	As Suministrada [cm ²]	Armadura
2 y 5	05	30/65	6.00	Sup	12.391	14.7262	3 ϕ 25
				Inf	6.006	7.6027	2 ϕ 22
	06	30/65	6.00	Sup	12.391	14.7262	3 ϕ 25
				Inf	6.006	7.6027	2 ϕ 22
B y D	26	30/65	6.00	Sup	11.182	11.404	3 ϕ 22
				Inf	5.926	7.6027	2 ϕ 22
	27	30/65	6.00	Sup	14.892	19.0066	5 ϕ 22
				Inf	9.261	11.404	3 ϕ 22
	28	30/65	6.00	Sup	14.892	19.0066	5 ϕ 22
				Inf	9.261	11.404	3 ϕ 22
	29	30/65	6.00	Sup	11.182	11.404	3 ϕ 22
				Inf	5.926	7.6027	2 ϕ 22

Tabla 8.8 Armadura a flexión en vigas de Estructura VI (Niveles 4 – 15).

Eje	Viga	Sección [cm/cm]	As min [cm ²]	Posición Armadura	As Requerida [cm ²]	As Suministrada [cm ²]	Armadura
1 y 6	01	30/70	6.50	Sup	12.185	14.7262	3 ϕ 25
				Inf	7.704	9.8175	2 ϕ 25
	02	30/70	6.50	Sup	15.008	18.4726	3 ϕ 28
				Inf	10.912	12.315	2 ϕ 28
	03	30/70	6.50	Sup	15.008	18.4726	3 ϕ 28
				Inf	10.912	12.315	2 ϕ 28
	04	30/70	6.50	Sup	12.185	14.7262	3 ϕ 25

				Inf	7.704	9.8175	2 ϕ 25
2 y 5	05	30/70	6.50	Sup	26.798	30.7876	5 ϕ 28
				Inf	17.78	18.4726	3 ϕ 28
	06	30/70	6.50	Sup	26.798	30.7876	5 ϕ 28
				Inf	17.78	18.4726	3 ϕ 28
3 y 4	07	30/70	6.50	Sup	12.471	14.7262	3 ϕ 25
				Inf	6.428	9.8175	2 ϕ 25
	08	30/70	6.50	Sup	20.922	24.5427	5 ϕ 25
				Inf	12.529	14.7262	3 ϕ 25
	09	30/70	6.50	Sup	20.922	24.5427	5 ϕ 25
				Inf	12.529	14.7262	3 ϕ 25
10	30/70	6.50	Sup	12.471	14.7262	3 ϕ 25	
			Inf	6.428	9.8175	2 ϕ 25	
A y E	21	30/70	6.50	Sup	15.001	18.4726	3 ϕ 28
				Inf	11.925	12.315	2 ϕ 28
	22	30/70	6.50	Sup	18.705	24.5427	5 ϕ 25
				Inf	15.041	18.4726	3 ϕ 28
	23	30/70	6.50	Sup	14.951	18.4726	3 ϕ 28
				Inf	12.189	12.315	2 ϕ 28
	24	30/70	6.50	Sup	18.705	24.5427	5 ϕ 25
				Inf	15.041	18.4726	3 ϕ 28
	25	30/70	6.50	Sup	15.001	18.4726	3 ϕ 28
				Inf	11.925	12.315	2 ϕ 28
B y D	26	30/70	6.50	Sup	17.138	18.4726	3 ϕ 28
				Inf	12.046	12.315	2 ϕ 28
	27	30/70	6.50	Sup	27.209	30.7876	5 ϕ 28
				Inf	21.36	24.5427	5 ϕ 25
	28	30/70	6.50	Sup	27.209	30.7876	5 ϕ 28
				Inf	21.36	24.5427	5 ϕ 25
29	30/70	6.50	Sup	17.138	18.4726	3 ϕ 28	
			Inf	12.046	12.315	2 ϕ 28	
C	30	30/70	6.50	Sup	18.521	24.5427	5 ϕ 25
				Inf	12.277	14.7262	3 ϕ 25
	31	30/70	6.50	Sup	19.364	24.5427	5 ϕ 25
				Inf	14.128	14.7262	3 ϕ 25
	32	30/70	6.50	Sup	15.385	18.4726	3 ϕ 28
				Inf	10.622	12.315	2 ϕ 28
	33	30/70	6.50	Sup	19.364	24.5427	5 ϕ 25
				Inf	14.128	14.7262	3 ϕ 25
34	30/70	6.50	Sup	18.521	24.5427	5 ϕ 25	
			Inf	12.277	14.7262	3 ϕ 25	

Tabla 8.9 Armadura a flexión en vigas de Estructura VI (Niveles 1 - 3).

Eje	Viga	Sección [cm/cm]	As min [cm ²]	Posición Armadura	As Requerida [cm ²]	As Suministrada [cm ²]	Armadura
2 y 5	05	30/70	6.50	Sup	12.995	14.7262	3 ϕ 25
				Inf	6.428	9.8175	2 ϕ 25
	06	30/70	6.50	Sup	12.995	14.7262	3 ϕ 25
				Inf	6.428	9.8175	2 ϕ 25
B y D	26	30/70	6.50	Sup	12.464	18.4726	3 ϕ 28
				Inf	7.772	12.315	2 ϕ 28
	27	30/70	6.50	Sup	17.11	18.4726	3 ϕ 28
				Inf	12.004	12.315	2 ϕ 28
	28	30/70	6.50	Sup	17.11	18.4726	3 ϕ 28
				Inf	12.004	12.315	2 ϕ 28
	29	30/70	6.50	Sup	12.464	18.4726	3 ϕ 28
				Inf	7.772	12.315	2 ϕ 28

8.1.2 Diseño al corte

A continuación se detallan los momentos probables, el corte por capacidad y el corte gravitacional de las vigas para cada una de las estructuras analizadas, se incluye el corte máximo de diseño, que fue calculado según la sección 5.1.1.3.

Tabla 8.10 Esfuerzo de diseño de cortes en vigas, Estructura I.

Eje	Viga	Sección [cm/cm]	As min [cm ²]	Posición Armadura	A _s real [cm ²]	M _{pr1} [T-m]	M _{pr2} [T-m]	V _{cap} [T]	V _{grav} [T]	V _{edh} [T]	ϕV_n [T]
1 y 6	01	25/60	4.58	Sup	5.089	13.856	13.856	4.62	6.93	11.5	33.9
				Inf	5.089	13.856	13.856	4.62	6.93	11.5	33.9
	02	25/60	4.58	Sup	5.089	13.856	13.856	4.62	6.93	11.5	33.9
				Inf	5.089	13.856	13.856	4.62	6.93	11.5	33.9
	03	25/60	4.58	Sup	5.089	13.856	13.856	4.62	6.93	11.5	33.9
				Inf	5.089	13.856	13.856	4.62	6.93	11.5	33.9
04	25/60	4.58	Sup	5.089	13.856	13.856	4.62	6.93	11.5	33.9	
			Inf	5.089	13.856	13.856	4.62	6.93	11.5	33.9	
2 y 5	05	25/60	4.58	Sup	12.7235	31.490	31.490	10.50	13.08	23.6	33.9
				Inf	7.634	20.154	20.154	6.72	13.08	19.8	33.9
	06	25/60	4.58	Sup	12.7235	31.490	31.490	10.50	13.08	23.6	33.9
				Inf	7.634	20.154	20.154	6.72	13.08	19.8	33.9
3 y 4	07	25/60	4.58	Sup	12.7235	31.490	31.490	10.50	12.94	23.4	33.9

	08	25/60	4.58	Inf	7.634	20.154	20.154	6.72	12.94	19.7	33.9	
				Sup	12.7235	31.490	31.490	10.50	12.94	23.4	33.9	
	09	25/60	4.58	Inf	7.634	20.154	20.154	6.72	12.94	19.7	33.9	
				Sup	12.7235	31.490	31.490	10.50	12.94	23.4	33.9	
	10	25/60	4.58	Inf	7.634	20.154	20.154	6.72	12.94	19.7	33.9	
				Sup	12.7235	31.490	31.490	10.50	12.94	23.4	33.9	
A y E	21	25/60	4.58	Sup	7.634	20.154	20.154	7.33	6.47	13.8	33.9	
				Inf	5.089	13.856	13.856	5.04	6.47	11.5	33.9	
	22	25/60	4.58	Sup	7.634	20.154	20.154	7.33	6.47	13.8	33.9	
				Inf	5.089	13.856	13.856	5.04	6.47	11.5	33.9	
	23	25/60	4.58	Sup	5.089	13.855	13.855	5.04	6.47	11.5	33.9	
				Inf	5.089	13.856	13.856	5.04	6.47	11.5	33.9	
	24	25/60	4.58	Sup	7.634	20.154	20.154	7.33	6.47	13.8	33.9	
				Inf	5.089	13.856	13.856	5.04	6.47	11.5	33.9	
	25	25/60	4.58	Sup	7.634	20.154	20.154	7.33	6.47	13.8	33.9	
				Inf	5.089	13.856	13.856	5.04	6.47	11.5	33.9	
	B y D	26	25/60	4.58	Sup	12.7235	31.490	31.490	11.45	11.21	22.7	33.9
					Inf	7.634	20.154	20.154	7.33	11.21	18.5	33.9
27		25/60	4.58	Sup	12.7235	31.490	31.490	11.45	11.21	22.7	33.9	
				Inf	7.634	20.154	20.154	7.33	11.21	18.5	33.9	
28		25/60	4.58	Sup	12.7235	31.490	31.490	11.45	11.21	22.7	33.9	
				Inf	7.634	20.154	20.154	7.33	11.21	18.5	33.9	
29	25/60	4.58	Sup	12.7235	31.490	31.490	11.45	11.21	22.7	33.9		
			Inf	7.634	20.154	20.154	7.33	11.21	18.5	33.9		
C	30	25/60	4.58	Sup	12.7235	31.490	31.490	11.45	10.46	21.9	33.9	
				Inf	7.634	20.154	20.154	7.33	10.46	17.8	33.9	
	31	25/60	4.58	Sup	12.7235	31.490	31.490	11.45	10.46	21.9	33.9	
				Inf	7.634	20.154	20.154	7.33	10.46	17.8	33.9	
	32	25/60	4.58	Sup	12.7235	31.490	31.490	11.45	10.46	21.9	33.9	
				Inf	7.634	20.154	20.154	7.33	10.46	17.8	33.9	
	33	25/60	4.58	Sup	12.7235	31.490	31.490	11.45	10.46	21.9	33.9	
				Inf	7.634	20.154	20.154	7.33	10.46	17.8	33.9	
34	25/60	4.58	Sup	12.7235	31.490	31.490	11.45	10.46	21.9	33.9		
			Inf	7.634	20.154	20.154	7.33	10.46	17.8	33.9		

Tabla 8.11 Esfuerzo de diseño de cortes en vigas, Estructura II.

Eje	Viga	Sección [cm/cm]	As min [cm ²]	Posición Armadura	A _s real [cm ²]	M _{pr1} [T-m]	M _{pr2} [T-m]	V _{cap} [T]	V _{grav} [T]	V _{e,dis} [T]	φV _n [T]
1 y 6	01	25/60	4.58	Sup	7.634	20.15	20.154	6.83	6.75	13.6	33.9
				Inf	5.089	13.856	13.856	4.70	6.75	11.4	33.9
	02	25/60	4.58	Sup	7.634	20.154	20.154	6.83	6.75	13.6	33.9
				Inf	5.089	13.856	13.856	4.70	6.75	11.4	33.9
	03	25/60	4.58	Sup	7.634	20.154	20.154	6.83	6.75	13.6	33.9
				Inf	5.089	13.856	13.856	4.70	6.75	11.4	33.9
	04	25/60	4.58	Sup	7.634	20.154	20.154	6.83	6.75	13.6	33.9
				Inf	5.089	13.856	13.856	4.70	6.75	11.4	33.9
2 y 5	05	25/60	4.58	Sup	15.2681	36.528	36.528	12.38	13.57	26.0	33.9
				Inf	7.6341	20.154	20.154	6.83	13.57	20.4	33.9
	06	25/60	4.58	Sup	15.2681	36.528	36.528	12.38	13.57	26.0	33.9
				Inf	7.6341	20.154	20.154	6.83	13.57	20.4	33.9
3 y 4	07	25/60	4.58	Sup	12.724	31.490	31.490	10.67	13.61	24.3	33.9
				Inf	7.634	20.154	20.154	6.83	13.61	20.4	33.9
	08	25/60	4.58	Sup	12.724	31.490	31.490	10.67	13.61	24.3	33.9
				Inf	7.634	20.154	20.154	6.83	13.61	20.4	33.9
	09	25/60	4.58	Sup	12.724	31.490	31.490	10.67	13.61	24.3	33.9
				Inf	7.634	20.154	20.154	6.83	13.61	20.4	33.9
	10	25/60	4.58	Sup	12.724	31.490	31.490	10.67	13.61	24.3	33.9
				Inf	7.634	20.154	20.154	6.83	13.61	20.4	33.9
A y E	21	25/60	4.58	Sup	12.724	31.490	31.490	11.66	6.41	18.1	33.9
				Inf	5.089	13.856	13.856	5.13	6.41	11.5	33.9
	22	25/60	4.58	Sup	12.724	31.490	31.490	11.66	6.41	18.1	33.9
				Inf	5.089	13.856	13.856	5.13	6.41	11.5	33.9
	23	25/60	4.58	Sup	12.724	31.490	31.490	11.66	6.41	18.1	33.9
				Inf	5.089	13.856	13.856	5.13	6.41	11.5	33.9
	24	25/60	4.58	Sup	12.724	31.490	31.490	11.66	6.41	18.1	33.9
				Inf	5.089	13.856	13.856	5.13	6.41	11.5	33.9
	25	25/60	4.58	Sup	12.724	31.490	31.490	11.66	6.41	18.1	33.9
				Inf	5.089	13.856	13.856	5.13	6.41	11.5	33.9
B y D	26	25/60	4.58	Sup	12.7235	31.490	31.490	11.66	11.21	22.9	33.9
				Inf	7.6341	20.154	20.154	7.46	11.21	18.7	33.9
	27	25/60	4.58	Sup	12.7235	31.490	31.490	11.66	11.21	22.9	33.9
				Inf	7.6341	20.154	20.154	7.46	11.21	18.7	33.9
	28	25/60	4.58	Sup	12.7235	31.490	31.490	11.66	11.21	22.9	33.9
				Inf	7.6341	20.154	20.154	7.46	11.21	18.7	33.9
	29	25/60	4.58	Sup	12.7235	31.490	31.490	11.66	11.21	22.9	33.9
				Inf	7.6341	20.154	20.154	7.46	11.21	18.7	33.9
C	30	25/60	4.58	Sup	12.724	31.490	31.490	11.66	11.32	23.0	33.9
				Inf	5.089	13.856	13.856	5.13	11.32	16.5	33.9

31	25/60	4.58	Sup	12.724	31.490	31.490	11.66	11.32	23.0	33.9
			Inf	5.089	13.856	13.856	5.13	11.32	16.5	33.9
32	25/60	4.58	Sup	12.724	31.490	31.490	11.66	11.32	23.0	33.9
			Inf	5.089	13.856	13.856	5.13	11.32	16.5	33.9
33	25/60	4.58	Sup	12.724	31.490	31.490	11.66	11.32	23.0	33.9
			Inf	5.089	13.856	13.856	5.13	11.32	16.5	33.9
34	25/60	4.58	Sup	12.724	31.490	31.490	11.66	11.32	23.0	33.9
			Inf	5.089	13.856	13.856	5.13	11.32	16.5	33.9

Tabla 8.12 Esfuerzo de diseño de cortes en vigas, Estructura III.

Eje	Viga	Sección [cm/cm]	As min [cm ²]	Posición Armadura	A _s real [cm ²]	M _{pr1} [T-m]	M _{pr2} [T-m]	V _{cap} [T]	V _{grav} [T]	V _{e dis} [T]	φV _n [T]
1 y 6	01	25/60	4.58	Sup	12.724	31.490	31.490	10.95	6.55	17.5	33.9
				Inf	5.089	13.856	13.856	4.82	6.55	11.4	33.9
	02	25/60	4.58	Sup	12.724	31.490	31.490	10.95	6.55	17.5	33.9
				Inf	5.089	13.856	13.856	4.82	6.55	11.4	33.9
	03	25/60	4.58	Sup	12.724	31.490	31.490	10.95	6.55	17.5	33.9
				Inf	5.089	13.856	13.856	4.82	6.55	11.4	33.9
	04	25/60	4.58	Sup	12.724	31.490	31.490	10.95	6.55	17.5	33.9
				Inf	5.089	13.856	13.856	4.82	6.55	11.4	33.9
2 y 5	05	25/60	4.58	Sup	19.007	43.167	43.167	15.01	13.67	28.7	33.9
				Inf	7.634	20.154	20.154	7.01	13.67	20.7	33.9
	06	25/60	4.58	Sup	19.007	43.167	43.167	15.01	13.67	28.7	33.9
				Inf	7.634	20.154	20.154	7.01	13.67	20.7	33.9
3 y 4	07	25/60	4.58	Sup	15.268	36.528	36.528	12.71	13.78	26.5	33.9
				Inf	7.634	20.154	20.154	7.01	13.78	20.8	33.9
	08	25/60	4.58	Sup	15.268	36.528	36.528	12.71	13.78	26.5	33.9
				Inf	7.634	20.154	20.154	7.01	13.78	20.8	33.9
	09	25/60	4.58	Sup	15.268	36.528	36.528	12.71	13.78	26.5	33.9
				Inf	7.634	20.154	20.154	7.01	13.78	20.8	33.9
	10	25/60	4.58	Sup	15.268	36.528	36.528	12.71	13.78	26.5	33.9
				Inf	7.634	20.154	20.154	7.01	13.78	20.8	33.9
A y E	21	25/60	4.58	Sup	12.724	31.490	31.490	12.00	5.69	17.7	33.9
				Inf	5.089	13.856	13.856	5.28	5.69	11.0	33.9
	22	25/60	4.58	Sup	12.724	31.490	31.490	12.00	5.69	17.7	33.9
				Inf	5.089	13.856	13.856	5.28	5.69	11.0	33.9
	23	25/60	4.58	Sup	12.724	31.490	31.490	12.00	5.69	17.7	33.9
				Inf	5.089	13.856	13.856	5.28	5.69	11.0	33.9
	24	25/60	4.58	Sup	12.724	31.490	31.490	12.00	5.69	17.7	33.9
				Inf	5.089	13.856	13.856	5.28	5.69	11.0	33.9
	25	25/60	4.58	Sup	12.724	31.490	31.490	12.00	5.69	17.7	33.9

B y D	26	25/60	4.58	Inf	5.089	13.856	13.856	5.28	5.69	11.0	33.9	
				Sup	15.2681	36.528	36.528	13.92	11.13	25.0	33.9	
	27	25/60	4.58	Inf	7.6341	20.154	20.154	7.68	11.13	18.8	33.9	
				Sup	15.2681	36.528	36.528	13.92	11.13	25.0	33.9	
	28	25/60	4.58	Inf	7.6341	20.154	20.154	7.68	11.13	18.8	33.9	
				Sup	15.2681	36.528	36.528	13.92	11.13	25.0	33.9	
	29	25/60	4.58	Inf	7.6341	20.154	20.154	7.68	11.13	18.8	33.9	
				Sup	15.2681	36.528	36.528	13.92	11.13	25.0	33.9	
	C	30	25/60	4.58	Inf	7.634	20.154	20.154	7.68	10.37	18.0	33.9
					Sup	12.724	31.490	31.490	12.00	10.37	22.4	33.9
		31	25/60	4.58	Inf	7.634	20.154	20.154	7.68	10.37	18.0	33.9
					Sup	12.724	31.490	31.490	12.00	10.37	22.4	33.9
32		25/60	4.58	Inf	7.634	20.154	20.154	7.68	10.37	18.0	33.9	
				Sup	12.724	31.490	31.490	12.00	10.37	22.4	33.9	
33		25/60	4.58	Inf	7.634	20.154	20.154	7.68	10.37	18.0	33.9	
				Sup	12.724	31.490	31.490	12.00	10.37	22.4	33.9	
34		25/60	4.58	Inf	7.634	20.154	20.154	7.68	10.37	18.0	33.9	
				Sup	12.724	31.490	31.490	12.00	10.37	22.4	33.9	

Tabla 8.13 Esfuerzo de diseño de cortes en vigas, Estructura IV.

Eje	Viga	Sección [cm/cm]	As min [cm ²]	Posición Armadura	A _s real [cm ²]	M _{pr1} [T-m]	M _{pr2} [T-m]	V _{cap} [T]	V _{grav} [T]	V _{e dis} [T]	φV _n [T]
1 y 6	01	30/65	6.00	Sup	11.404	28.712	28.712	10.07	7.45	17.52	49.2
				Inf	7.6027	20.079	20.079	7.05	7.45	14.50	49.2
	02	30/65	6.00	Sup	11.404	28.712	28.712	10.07	7.45	17.52	49.2
				Inf	7.6027	20.079	20.079	7.05	7.45	14.50	49.2
	03	30/65	6.00	Sup	11.404	28.712	28.712	10.07	7.45	17.52	49.2
				Inf	7.6027	20.079	20.079	7.05	7.45	14.50	49.2
	04	30/65	6.00	Sup	11.404	28.712	28.712	10.07	7.45	17.52	49.2
				Inf	7.6027	20.079	20.079	7.05	7.45	14.50	49.2
2 y 5	05	30/65	6.00	Sup	22.808	48.990	48.990	17.19	16.04	33.23	49.2
				Inf	11.404	28.712	28.712	10.07	16.04	26.11	49.2
	06	30/65	6.00	Sup	22.808	48.990	48.990	17.19	16.04	33.23	49.2
				Inf	11.404	28.712	28.712	10.07	16.04	26.11	49.2
3 y 4	07	30/65	6.00	Sup	19.0066	43.167	43.167	15.15	15.84	30.99	49.2
				Inf	11.404	28.712	28.712	10.07	15.84	25.91	49.2
	08	30/65	6.00	Sup	19.0066	43.167	43.167	15.15	15.84	30.99	49.2
				Inf	11.404	28.712	28.712	10.07	15.84	25.91	49.2
	09	30/65	6.00	Sup	19.0066	43.167	43.167	15.15	15.84	30.99	49.2
				Inf	11.404	28.712	28.712	10.07	15.84	25.91	49.2

	10	30/65	6.00	Sup	19.0066	43.167	43.167	15.15	15.84	30.99	49.2	
				Inf	11.404	28.712	28.712	10.07	15.84	25.91	49.2	
A y E	21	30/65	6.00	Sup	14.7262	35.490	35.490	13.65	7.74	21.39	49.2	
				Inf	11.404	28.712	28.712	11.04	7.74	18.78	49.2	
	22	30/65	6.00	Sup	14.7262	35.490	35.490	13.65	7.74	21.39	49.2	
				Inf	11.404	28.712	28.712	11.04	7.74	18.78	49.2	
	23	30/65	6.00	Sup	14.7262	35.490	35.490	13.65	7.74	21.39	49.2	
				Inf	11.404	28.712	28.712	11.04	7.74	18.78	49.2	
	24	30/65	6.00	Sup	14.7262	35.490	35.490	13.65	7.74	21.39	49.2	
				Inf	11.404	28.712	28.712	11.04	7.74	18.78	49.2	
	25	30/65	6.00	Sup	14.7262	35.490	35.490	13.65	7.74	21.39	49.2	
				Inf	11.404	28.712	28.712	11.04	7.74	18.78	49.2	
	B y D	26	30/65	6.00	Sup	19.0066	43.167	43.167	16.60	12.42	29.02	49.2
					Inf	11.404	28.712	28.712	11.04	12.42	23.46	49.2
27		30/65	6.00	Sup	24.5437	51.336	51.336	19.74	12.42	32.16	49.2	
				Inf	14.7262	35.490	35.490	13.65	12.42	26.07	49.2	
28		30/65	6.00	Sup	24.5437	51.336	51.336	19.74	12.42	32.16	49.2	
				Inf	14.7262	35.490	35.490	13.65	12.42	26.07	49.2	
29		30/65	6.00	Sup	19.0066	43.167	43.167	16.60	12.42	29.02	49.2	
				Inf	11.404	28.712	28.712	11.04	12.42	23.46	49.2	
C		30	30/65	6.00	Sup	15.2681	36.528	36.528	14.05	10.9	24.95	49.2
					Inf	11.404	28.712	28.712	11.04	10.9	21.94	49.2
		31	30/65	6.00	Sup	15.2681	36.528	36.528	14.05	10.9	24.95	49.2
					Inf	11.404	28.712	28.712	11.04	10.9	21.94	49.2
	32	30/65	6.00	Sup	15.2681	36.528	36.528	14.05	10.9	24.95	49.2	
				Inf	11.404	28.712	28.712	11.04	10.9	21.94	49.2	
	33	30/65	6.00	Sup	15.2681	36.528	36.528	14.05	10.9	24.95	49.2	
				Inf	11.404	28.712	28.712	11.04	10.9	21.94	49.2	
	34	30/65	6.00	Sup	15.2681	36.528	36.528	14.05	10.9	24.95	49.2	
				Inf	11.404	28.712	28.712	11.04	10.9	21.94	49.2	

Tabla 8.14 Esfuerzo de diseño de cortes en vigas, Estructura V.

Eje	Viga	Sección [cm/cm]	As min [cm ²]	Posición Armadura	A _s real [cm ²]	M _{pr1} [T-m]	M _{pr2} [T-m]	V _{cap} [T]	V _{grav} [T]	V _{e dis} [T]	φV _n [T]
1 y 6	01	30/65	6.00	Sup	14.7262	35.490	35.490	12.91	8.37	21.28	53.9
				Inf	9.8175	25.223	25.223	9.17	8.37	17.54	53.9
	02	30/65	6.00	Sup	14.7262	35.490	35.490	12.91	8.37	21.28	53.9
				Inf	9.8175	25.223	25.223	9.17	8.37	17.54	53.9
	03	30/65	6.00	Sup	14.7262	35.490	35.490	12.91	8.37	21.28	53.9
				Inf	9.8175	25.223	25.223	9.17	8.37	17.54	53.9
	04	30/65	6.00	Sup	14.7262	35.490	35.490	12.91	8.37	21.28	53.9
				Inf	9.8175	25.223	25.223	9.17	8.37	17.54	53.9

2 y 5	05	30/65	6.00	Sup	24.5427	51.335	51.335	18.67	15.86	34.53	53.9
				Inf	14.7262	35.490	35.490	12.91	15.86	28.77	53.9
	06	30/65	6.00	Sup	24.5427	51.335	51.335	18.67	15.86	34.53	53.9
				Inf	14.7262	35.490	35.490	12.91	15.86	28.77	53.9
3 y 4	07	30/65	6.00	Sup	19.0066	43.167	43.167	15.70	15.75	31.45	53.9
				Inf	11.404	28.712	28.712	10.44	15.75	26.19	53.9
	08	30/65	6.00	Sup	19.0066	43.167	43.167	15.70	15.75	31.45	53.9
				Inf	11.404	28.712	28.712	10.44	15.75	26.19	53.9
	09	30/65	6.00	Sup	19.0066	43.167	43.167	15.70	15.75	31.45	53.9
				Inf	11.404	28.712	28.712	10.44	15.75	26.19	53.9
10	30/65	6.00	Sup	19.0066	43.167	43.167	15.70	15.75	31.45	53.9	
			Inf	11.404	28.712	28.712	10.44	15.75	26.19	53.9	
A y E	21	30/65	6.00	Sup	19.0066	43.167	43.167	17.27	7.28	24.55	53.9
				Inf	14.7262	35.490	35.490	14.20	7.28	21.48	53.9
	22	30/65	6.00	Sup	19.0066	43.167	43.167	17.27	7.28	24.55	53.9
				Inf	14.7262	35.490	35.490	14.20	7.28	21.48	53.9
	23	30/65	6.00	Sup	19.0066	43.167	43.167	17.27	7.28	24.55	53.9
				Inf	14.7262	35.490	35.490	14.20	7.28	21.48	53.9
	24	30/65	6.00	Sup	19.0066	43.167	43.167	17.27	7.28	24.55	53.9
				Inf	14.7262	35.490	35.490	14.20	7.28	21.48	53.9
	25	30/65	6.00	Sup	19.0066	43.167	43.167	17.27	7.28	24.55	53.9
				Inf	14.7262	35.490	35.490	14.20	7.28	21.48	53.9
B y D	26	30/65	6.00	Sup	19.0066	43.167	43.167	17.27	11.16	28.43	53.9
				Inf	11.404	28.712	28.712	11.48	11.16	22.64	53.9
	27	30/65	6.00	Sup	24.5427	51.335	51.335	20.53	11.16	31.69	53.9
				Inf	19.0066	43.167	43.167	17.27	11.16	28.43	53.9
	28	30/65	6.00	Sup	24.5427	51.335	51.335	20.53	11.16	31.69	53.9
				Inf	19.0066	43.167	43.167	17.27	11.16	28.43	53.9
29	30/65	6.00	Sup	19.0066	43.167	43.167	17.27	11.16	28.43	53.9	
			Inf	11.404	28.712	28.712	11.48	11.16	22.64	53.9	
C	30	30/65	6.00	Sup	19.0066	43.167	43.167	17.27	13.21	30.48	53.9
				Inf	11.404	28.712	28.712	11.48	13.21	24.69	53.9
	31	30/65	6.00	Sup	19.0066	43.167	43.167	17.27	13.21	30.48	53.9
				Inf	11.404	28.712	28.712	11.48	13.21	24.69	53.9
	32	30/65	6.00	Sup	19.0066	43.167	43.167	17.27	13.21	30.48	53.9
				Inf	11.404	28.712	28.712	11.48	13.21	24.69	53.9
	33	30/65	6.00	Sup	19.0066	43.167	43.167	17.27	13.21	30.48	53.9
				Inf	11.404	28.712	28.712	11.48	13.21	24.69	53.9
	34	30/65	6.00	Sup	19.0066	43.167	43.167	17.27	13.21	30.48	53.9
				Inf	11.404	28.712	28.712	11.48	13.21	24.69	53.9

Tabla 8.15 Esfuerzo de diseño de cortes en vigas, Estructura VI.

Eje	Viga	Sección [cm/cm]	As min [cm ²]	Posición Armadura	A _s real [cm ²]	M _{pr1} [T-m]	M _{pr2} [T-m]	V _{cap} [T]	V _{grs} [T]	V _{e.dis} [T]	φV _n [T]	
1 y 6	01	30/70	6.50	Sup	14.7262	35.490	35.490	13.14	9.02	22.16	58.1	
				Inf	9.8175	25.223	25.223	9.34	9.02	18.36	58.1	
	02	30/70	6.50	Sup	18.4726	42.275	42.275	15.66	9.02	24.68	58.1	
				Inf	12.315	30.642	30.642	11.35	9.02	20.37	58.1	
	03	30/70	6.50	Sup	18.4726	42.275	42.275	15.66	9.02	24.68	58.1	
				Inf	12.315	30.642	30.642	11.35	9.02	20.37	58.1	
	04	30/70	6.50	Sup	14.7262	35.490	35.490	13.14	9.02	22.16	58.1	
				Inf	9.8175	25.223	25.223	9.34	9.02	18.36	58.1	
2 y 5	05	30/70	6.50	Sup	30.7876	58.163	58.163	21.54	17.52	39.06	58.1	
				Inf	18.4726	42.275	42.275	15.66	17.52	33.18	58.1	
	06	30/70	6.50	Sup	30.7876	58.163	58.163	21.54	17.52	39.06	58.1	
				Inf	18.4726	42.275	42.275	15.66	17.52	33.18	58.1	
3 y 4	07	30/70	6.50	Sup	14.7262	35.490	35.490	13.14	17.02	30.16	58.1	
				Inf	9.8175	25.223	25.223	9.34	17.02	26.36	58.1	
	08	30/70	6.50	Sup	24.5427	51.335	51.335	19.01	17.02	36.03	58.1	
				Inf	14.7262	35.490	35.490	13.14	17.02	30.16	58.1	
	09	30/70	6.50	Sup	24.5427	51.335	51.335	19.01	17.02	36.03	58.1	
				Inf	14.7262	35.490	35.490	13.14	17.02	30.16	58.1	
	10	30/70	6.50	Sup	14.7262	35.490	35.490	13.14	17.02	30.16	58.1	
				Inf	9.8175	25.223	25.223	9.34	17.02	26.36	58.1	
A y E	21	30/70	6.50	Sup	18.4726	42.275	42.275	17.25	8.06	25.31	58.1	
				Inf	12.315	30.642	30.642	12.51	8.06	20.57	58.1	
	22	30/70	6.50	Sup	24.5427	51.335	51.335	20.95	8.06	29.01	58.1	
				Inf	18.4726	42.275	42.275	17.25	8.06	25.31	58.1	
	23	30/70	6.50	Sup	18.4726	42.275	42.275	17.25	8.06	25.31	58.1	
				Inf	12.315	30.642	30.642	12.51	8.06	20.57	58.1	
	24	30/70	6.50	Sup	24.5427	51.335	51.335	20.95	8.06	29.01	58.1	
				Inf	18.4726	42.275	42.275	17.25	8.06	25.31	58.1	
	25	30/70	6.50	Sup	18.4726	42.275	42.275	17.25	8.06	25.31	58.1	
				Inf	12.315	30.642	30.642	12.51	8.06	20.57	58.1	
B y D	26	30/70	6.50	Sup	18.4726	42.275	42.275	17.25	12.04	29.29	58.1	
				Inf	12.315	30.642	30.642	12.51	12.04	24.55	58.1	
	27	30/70	6.50	Sup	30.7876	58.163	58.163	23.74	12.04	35.78	58.1	
				Inf	24.5427	51.335	51.335	20.95	12.04	32.99	58.1	
	28	30/70	6.50	Sup	30.7876	58.163	58.163	23.74	12.04	35.78	58.1	
				Inf	24.5427	51.335	51.335	20.95	12.04	32.99	58.1	
	29	30/70	6.50	Sup	18.4726	42.275	42.275	17.25	12.04	29.29	58.1	
				Inf	12.315	30.642	30.642	12.51	12.04	24.55	58.1	
	C	30	30/70	6.50	Sup	24.5427	51.335	51.335	20.95	13.93	34.88	58.1
					Inf	14.7262	35.490	35.490	14.49	13.93	28.42	58.1

31	30/70	6.50	Sup	24.5427	51.335	51.335	20.95	13.93	34.88	58.1
			Inf	14.7262	35.490	35.490	14.49	13.93	28.42	58.1
32	30/70	6.50	Sup	18.4726	42.275	42.275	17.25	13.93	31.18	58.1
			Inf	12.315	30.642	30.642	12.51	13.93	26.44	58.1
33	30/70	6.50	Sup	24.5427	51.335	51.335	20.95	13.93	34.88	58.1
			Inf	14.7262	35.490	35.490	14.49	13.93	28.42	58.1
34	30/70	6.50	Sup	24.5427	51.335	51.335	20.95	13.93	34.88	58.1
			Inf	14.7262	35.490	35.490	14.49	13.93	28.42	58.1

En las Tablas 8.16 a 8.21 se detallan los momentos probables y el corte máximo de diseño, para cada una de las columnas de las estructuras analizadas que fue calculado de acuerdo a las disposiciones de la sección 5.1.1.3.

Tabla 8.16 Esfuerzo de diseño de cortes en vigas, Estructura I.

Eje	Columna	Sección [cm/cm]	Viga concurrente	$M_{pr\ viga}$ [T-m]	$M_{pr\ col}$ [T-m]	$M_{pr\ col\ base}$ [T-m]	$V_e\ dis$ [T]	ϕV_n [T]
1	01	50/50	01	13.86	6.93	33.4	18.33	70.57
			-	-				
	02	50/50	01	13.86	13.86	38.04	23.59	70.57
			02	13.86				
03	50/50	02	13.86	13.86	39.5	24.25	70.57	
		03	13.86					
2	06	50/50	05	31.49	31.49	38.5	31.81	70.57
			06	31.49				
3	07	50/50	07	31.49	15.745	37.8	24.34	70.57
			-	-				
	08	50/50	08	31.49	31.49	38.2	31.68	70.57
			09	31.49				
A	01	50/50	25	20.15	10.075	33.4	19.76	70.57
			-	-				
	07	50/50	23	13.86	17.005	37.8	24.91	70.57
24	20.15							
B	02	50/50	29	31.49	15.745	38.04	24.45	70.57
			-	-				
C	03	50/50	34	31.49	15.745	39.5	25.11	70.57
			-	-				
	06	50/50	33	31.49	31.49	38.5	31.81	70.57
			34	31.49				
	08	50/50	32	31.49	31.49	38.2	31.68	70.57
			33	31.49				

Tabla 8.17 Esfuerzo de diseño de cortes en vigas, Estructura II.

Eje	Columna	Sección [cm/cm]	Viga concurrente	$M_{pr\ viga}$ [T-m]	$M_{pr\ col}$ [T-m]	$M_{pr\ col\ base}$ [T-m]	$V_{e\ dis}$ [T]	ϕV_n [T]
1	01	60/60	01	20.15	10.075	60.1	31.90	101.62
			-	-				
	02	60/60	01	20.15	20.15	70.8	41.34	101.62
			02	20.15				
	03	60/60	02	20.15	20.15	72.3	42.02	101.62
			03	20.15				
2	06	60/60	05	36.53	36.53	70.2	48.51	101.62
			06	36.53				
3	07	60/60	07	31.49	15.745	69.2	38.61	101.62
			-	-				
	08	60/60	08	31.49	31.49	65.3	44.00	101.62
			09	31.49				
A	01	60/60	25	31.49	15.745	60.1	34.48	101.62
			-	-				
B	02	60/60	23	31.49	31.49	69.2	45.77	101.62
			24	31.49				
C	03	60/60	29	31.49	15.745	70.8	39.34	101.62
			-	-				
C	03	60/60	34	31.49	15.745	72.3	40.02	101.62
			-	-				
	06	60/60	33	31.49	31.49	70.2	46.22	101.62
			34	31.49				
	08	60/60	32	31.49	31.49	65.3	44.00	101.62
			33	31.49				

Tabla 8.18 Esfuerzo de diseño de cortes en vigas, Estructura III.

Eje	Columna	Sección [cm/cm]	Viga concurrente	$M_{pr\ viga}$ [T-m]	$M_{pr\ col}$ [T-m]	$M_{pr\ col\ base}$ [T-m]	$V_{e\ dis}$ [T]	ϕV_n [T]
1	01	75/75	01	31.49	15.745	129.3	65.93	158.79
			-	-				
	02	75/75	01	31.49	31.49	140.2	78.04	158.79
			02	31.49				
	03	75/75	02	31.49	31.49	146.5	80.90	158.79
			03	31.49				
2	06	75/75	05	43.17	43.17	135.3	81.12	158.79
			06	43.17				
3	07	75/75	07	36.53	18.265	140.8	72.30	158.79
			-	-				
	08	75/75	08	36.53	36.53	134.8	77.88	158.79
			09	36.53				
A	01	75/75	25	31.49	15.745	129.3	65.93	158.79

			-	-				
	07	75/75	23	31.49	25.82	140.8	75.74	158.79
			24	20.15				
B	02	75/75	29	36.53	18.265	140.2	72.03	158.79
			-	-				
C	03	75/75	34	31.49	15.745	146.5	73.75	158.79
			-	-				
	06	75/75	33	31.49	31.49	135.3	75.81	158.79
			34	31.49				
	08	75/75	32	31.49	31.49	134.8	75.59	158.79
			33	31.49				

Tabla 8.19 Esfuerzo de diseño de cortes en vigas, Estructura IV.

Eje	Columna	Sección [cm/cm]	Viga concurrente	$M_{pr\ viga}$ [T-m]	$M_{pr\ col}$ [T-m]	$M_{pr\ col\ base}$ [T-m]	$V_{e\ dis}$ [T]	ϕV_n [T]
1	01	80/80	01	31.7	15.85	170.8	84.84	201.99
			-	-				
	02	80/80	01	31.7	31.7	187.7	99.73	201.99
			02	31.7				
	03	80/80	02	31.7	31.7	195.6	103.32	201.99
			03	31.7				
2	06	80/80	05	39.36	39.36	205.4	111.25	201.99
			06	39.36				
3	07	80/80	07	48.16	24.08	187.3	96.08	201.99
			-	-				
	08	80/80	08	48.16	48.16	190.7	108.57	201.99
			09	48.16				
A	01	80/80	25	39.36	19.68	170.8	86.58	201.99
			-	-				
	07	80/80	23	39.36	39.36	187.3	103.03	201.99
			24	39.36				
B	02	80/80	29	39.36	19.68	187.7	94.26	201.99
			-	-				
C	03	80/80	34	40.54	20.27	195.6	98.12	201.99
			-	-				
	06	80/80	33	40.54	40.54	205.4	111.79	201.99
			34	40.54				
	08	80/80	32	40.54	40.54	190.7	105.11	201.99
			33	40.54				

Tabla 8.20 Esfuerzo de diseño de cortes en vigas, Estructura V.

Eje	Columna	Sección [cm/cm]	Viga concurrente	$M_{pr\ viga}$ [T-m]	$M_{pr\ col}$ [T-m]	$M_{pr\ col\ base}$ [T-m]	$V_{e\ dia}$ [T]	ϕV_n [T]
1	01	100/100	01	39.36	19.68	354.3	169.99	345.73
			-	-				
	02	100/100	01	39.36	39.36	371.7	186.85	345.73
			02	39.36				
	03	100/100	02	39.36	39.36	390.4	195.35	345.73
			03	39.36				
2	06	100/100	05	39.36	39.36	405.2	202.07	345.73
			06	39.36				
3	07	100/100	07	48.16	24.08	373.2	180.58	345.73
			-	-				
	08	100/100	08	48.16	48.16	406.1	206.48	345.73
			09	48.16				
A	01	100/100	25	48.16	24.08	354.3	171.99	345.73
			-	-				
	07	100/100	23	48.16	48.16	373.2	191.53	345.73
			24	48.16				
B	02	100/100	29	22.07	11.035	371.7	173.97	345.73
			-	-				
C	03	100/100	34	48.16	24.08	390.4	188.40	345.73
			-	-				
	06	100/100	33	48.16	48.16	405.2	206.07	345.73
			34	48.16				
	08	100/100	32	48.16	48.16	406.1	206.48	345.73
			33	48.16				

Tabla 8.21 Esfuerzo de diseño de cortes en vigas, Estructura VI.

Eje	Columna	Sección [cm/cm]	Viga concurrente	$M_{pr\ viga}$ [T-m]	$M_{pr\ col}$ [T-m]	$M_{pr\ col\ base}$ [T-m]	$V_{e\ dia}$ [T]	ϕV_n [T]
1	01	110/110	01	43.22	21.61	483.4	229.55	418.34
			-	-				
	02	110/110	01	43.22	43.22	502.4	248.01	418.34
			02	43.22				
	03	110/110	02	43.22	43.22	520.1	256.05	418.34
			03	43.22				
2	06	110/110	05	35.49	35.475	541.3	262.17	418.34
			06	35.46				
3	07	110/110	07	43.22	21.61	504.7	239.23	418.34
			-	-				
	08	110/110	08	64.22	64.22	538.7	274.05	418.34
			09	64.22				
A	01	110/110	25	51.97	25.985	483.4	231.54	418.34

	07	110/110	-	-	58.095	504.7	255.82	418.34
			23	51.97				
B	02	110/110	24	64.22	25.965	502.4	240.17	418.34
			29	51.93				
C	03	110/110	-	-	32.11	520.1	251.00	418.34
			34	64.22				
	06	110/110	33	64.22	64.22	541.3	275.24	418.34
			34	64.22				
	08	110/110	32	64.22	64.22	538.7	274.05	418.34
			33	64.22				

8.1.3 Columna fuerte – Viga débil

En las Tablas 8.22 a 8.17 se detalla la verificación del criterio de columna fuerte-viga débil, de acuerdo a la sección 5.1.2.

Tabla 8.22 Verificación Columna fuerte – Viga débil, Estructura I.

Eje	Columna	ΣMnc [T-m]	Dirección de análisis	ΣMnb [T-m]	$\Sigma Mnc/\Sigma Mnb$
1	01	22.5	H	10.095	2.229
			AH	10.096	2.229
	02	38.5	H	20.191	1.907
			AH	20.191	1.907
	03	39.4	H	20.191	1.951
			AH	20.191	1.951
2	06	59.9	H	23.419	2.558
			AH	14.781	4.052
3	07	36.4	H	23.419	1.554
			AH	14.780	2.463
	08	58.9	H	23.419	2.515
			AH	14.780	3.985
A	01	22.5	H	14.779	1.522
			AH	10.096	2.229
	07	36.4	H	29.559	1.231
			AH	20.190	1.803
B	02	38.5	H	23.419	1.644
			AH	14.779	2.605
C	03	39.4	H	23.419	1.682
			AH	14.779	2.666
	06	59.9	H	46.839	1.279
			AH	29.562	2.026
	08	58.9	H	46.839	1.258
			AH	29.559	1.993

Tabla 8.23 Verificación Columna fuerte – Viga débil, Estructura II.

Eje	Columna	ΣM_{nc} [T-m]	Dirección de análisis	ΣM_{nb} [T-m]	$\Sigma M_{nc}/\Sigma M_{nb}$
1	01	40.7	H	14.779	2.754
			AH	10.095	4.032
	02	56.8	H	29.559	1.922
			AH	20.191	2.813
	03	57.2	H	29.559	1.935
			AH	20.191	2.833
2	06	60.5	H	27.378	2.210
			AH	14.780	4.094
3	07	56.3	H	23.419	2.404
			AH	14.780	3.809
	08	61.2	H	23.419	2.613
			AH	14.780	4.141
A	01	40.7	H	14.779	2.754
			AH	10.095	4.032
	07	56.3	H	46.839	1.202
			AH	29.559	1.905
B	02	56.8	H	23.419	2.425
			AH	14.780	3.843
C	03	57.2	H	23.420	2.442
			AH	10.095	5.666
	06	60.5	H	46.840	1.292
			AH	20.190	2.997
	08	61.2	H	46.840	1.307
			AH	20.190	3.031

Tabla 8.24 Verificación Columna fuerte – Viga débil, Estructura III.

Eje	Columna	ΣM_{nc} [T-m]	Dirección de análisis	ΣM_{nb} [T-m]	$\Sigma M_{nc}/\Sigma M_{nb}$
1	01	85.7	H	23.420	3.659
			AH	10.096	8.489
	02	87.9	H	46.840	1.877
			AH	20.191	4.353
	03	88.2	H	46.840	1.883
			H	20.191	4.368
2	06	93.1	AH	32.752	2.843
			H	14.780	6.299
3	07	87.6	AH	27.378	3.200
			H	14.780	5.927
	08	92.9	H	27.378	3.393
			AH	14.780	6.286
A	01	85.7	H	23.420	3.659
			AH	10.096	8.489
	07	87.6	H	46.840	1.870

			H	20.190	4.339
B	02	87.9	AH	27.375	3.211
			H	14.780	5.947
			AH	23.420	3.766
C	03	88.2	H	14.779	5.968
			H	46.840	1.988
	06	93.1	AH	29.559	3.150
			H	46.840	1.983
	08	92.9	AH	29.559	3.143

Tabla 8.25 Verificación Columna fuerte – Viga débil, Estructura IV.

Eje	Columna	ΣM_{nc} [T-m]	Dirección de análisis	ΣM_{nb} [T-m]	$\Sigma M_{nc}/\Sigma M_{nb}$
1	01	102.7	H	25.316	4.057
			AH	17.522	5.861
	02	107.2	H	50.632	2.117
			AH	35.044	3.059
	03	107.7	H	50.632	2.127
			H	35.044	3.073
2	06	111.4	AH	44.833	2.485
			H	25.316	4.400
3	07	106.9	AH	38.972	2.743
			H	25.316	4.223
	08	112.1	H	38.972	2.876
			AH	25.316	4.428
A	01	102.7	H	31.600	3.250
			AH	25.316	4.057
	07	106.9	H	63.201	1.691
			H	50.632	2.111
B	02	107.2	AH	38.972	2.751
			H	25.316	4.234
C	03	107.7	AH	32.579	3.306
			H	25.316	4.254
	06	111.4	H	65.158	1.710
			AH	50.632	2.200
	08	112.1	H	65.158	1.720
			AH	50.632	2.214

Tabla 8.26 Verificación Columna fuerte – Viga débil, Estructura V.

Eje	Columna	ΣM_{nc} [T-m]	Dirección de análisis	ΣM_{nb} [T-m]	$\Sigma M_{nc}/\Sigma M_{nb}$
1	01	199.9	H	31.600	6.326
			AH	22.141	9.028
	02	203.2	H	63.201	3.215
			AH	44.283	4.589
	03	201.1	H	63.201	3.182
			H	44.283	4.541
2	06	209.7	AH	47.294	4.434
			H	31.600	6.636
3	07	203.4	AH	38.972	5.219
			H	25.316	8.034
	08	210.5	H	38.972	5.401
			AH	25.316	8.315
A	01	199.9	H	38.972	5.129
			AH	31.600	6.326
	07	203.4	H	77.944	2.610
			H	63.201	3.218
B	02	203.2	AH	38.972	5.214
			H	25.316	8.027
C	03	201.1	AH	38.972	5.160
			H	25.316	7.944
	06	209.7	H	77.944	2.690
			AH	50.632	4.142
	08	210.5	H	77.944	2.701
			AH	50.632	4.157

Tabla 8.27 Verificación Columna fuerte – Viga débil, Estructura VI.

Eje	Columna	ΣM_{nc} [T-m]	Dirección de análisis	ΣM_{nb} [T-m]	$\Sigma M_{nc}/\Sigma M_{nb}$
1	01	266.3	H	55.630	4.787
			AH	38.978	6.832
	02	270.2	H	134.133	2.014
			AH	95.374	2.833
	03	272.4	H	114.290	2.383
			H	81.265	3.352
2	06	277.3	AH	82.562	3.359
			H	57.145	4.853
3	07	279.8	AH	47.401	5.903
			H	33.212	8.425
	08	278.9	H	70.941	3.931
			AH	47.401	5.884
A	01	266.3	H	57.145	4.660
			AH	40.633	6.554

	07	279.8	H	141.882	1.972
			H	114.290	2.448
B	02	270.2	AH	57.145	4.728
			H	40.633	6.650
C	03	272.4	AH	70.941	3.840
			H	47.401	5.747
	06	277.3	H	141.882	1.954
			AH	94.801	2.925
08	278.9	H	114.290	2.440	
		AH	81.265	3.432	

8.2 Anexo II

En este capítulo se muestran los diagramas de interacción de los elementos verticales, evaluados para la cantidad de acero especificada en los ejes de análisis X e Y, correspondientes a cada una de las estructuras estudiadas, siguiendo los criterios de diseño especificados en la sección 5.1.2.

8.2.1 Columnas

Los diagramas de interacción de las columnas se realizaron con la cuantía mínima requerida, 1 % del área de la sección.

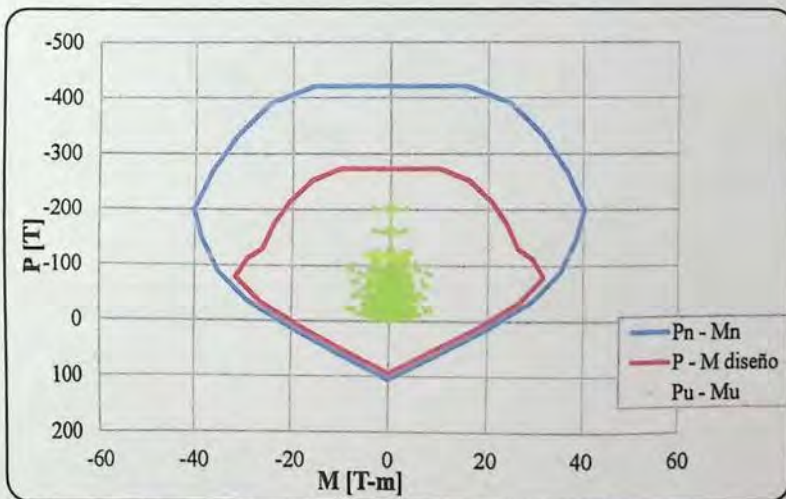


Figura 8.13 Diagrama de interacción columna $\rho = 1\%$ Estructura I, dirección X e Y.

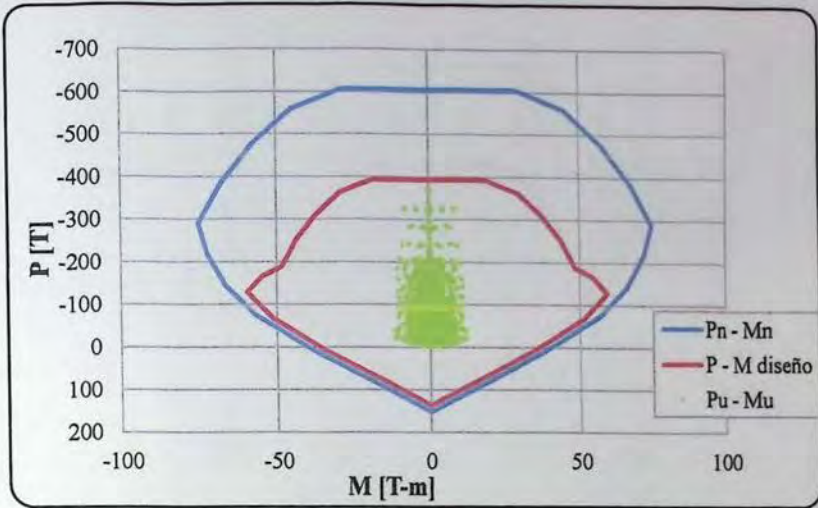


Figura 8.14 Diagrama de interacción columna $\rho = 1\%$ Estructura II, dirección X e Y.

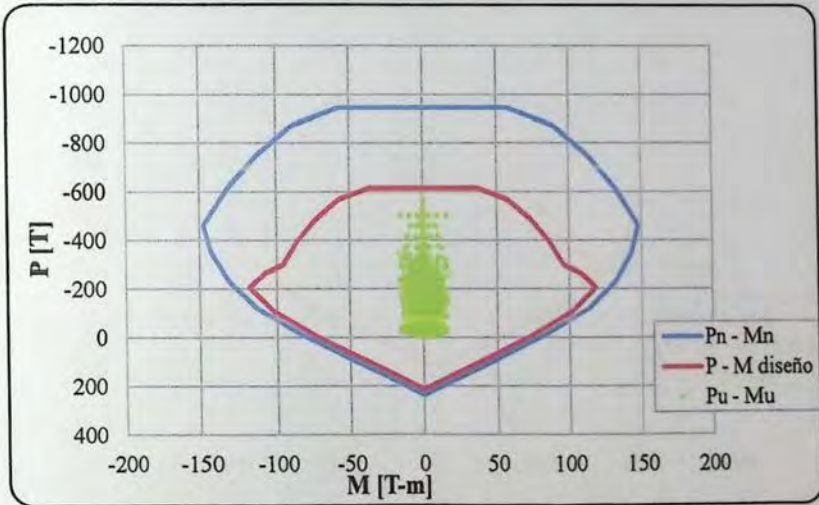


Figura 8.15 Diagrama de interacción columna $\rho = 1\%$ Estructura III, dirección X e Y.

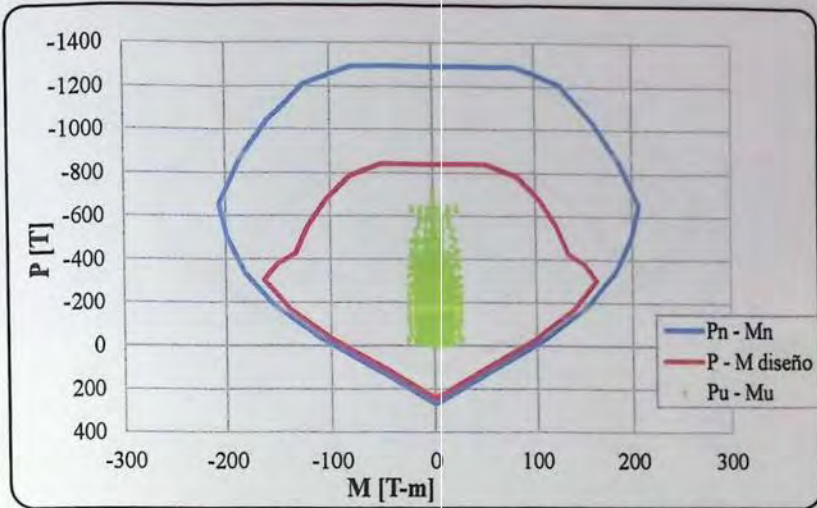


Figura 8.16 Diagrama de interacción columna $\rho = 1\%$ Estructura IV, dirección X e Y.

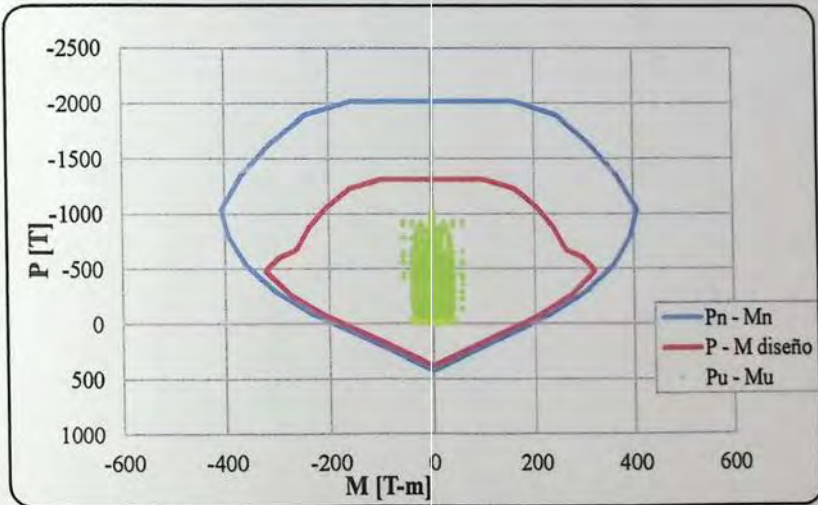


Figura 8.17 Diagrama de interacción columna $\rho = 1\%$ Estructura V, dirección X e Y.

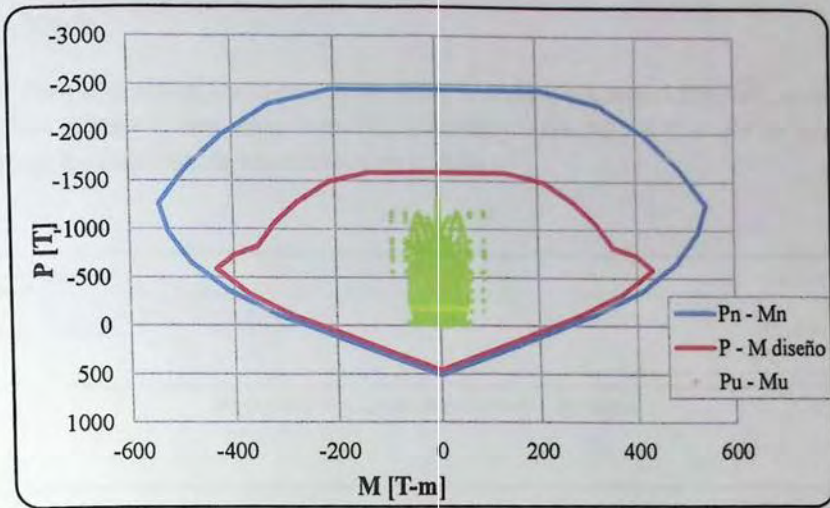


Figura 8.18 Diagrama de interacción columna $\rho = 1\%$ Estructura VI, dirección X e Y.

8.2.2 Muros

Para el diseño de los muros se considera la sección transversal completa, como estos elementos también se encuentran sometidos a flexión y carga axial, al igual que las columnas, se utilizan los diagramas de interacción para su diseño.

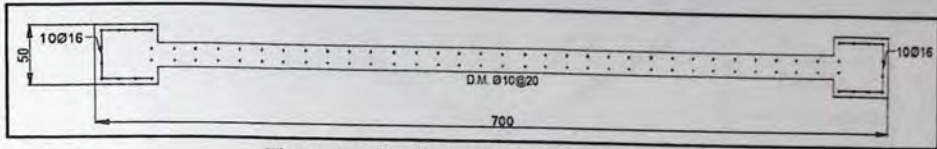


Figura 8.19 Sección transversal muro 1, Estructura I.

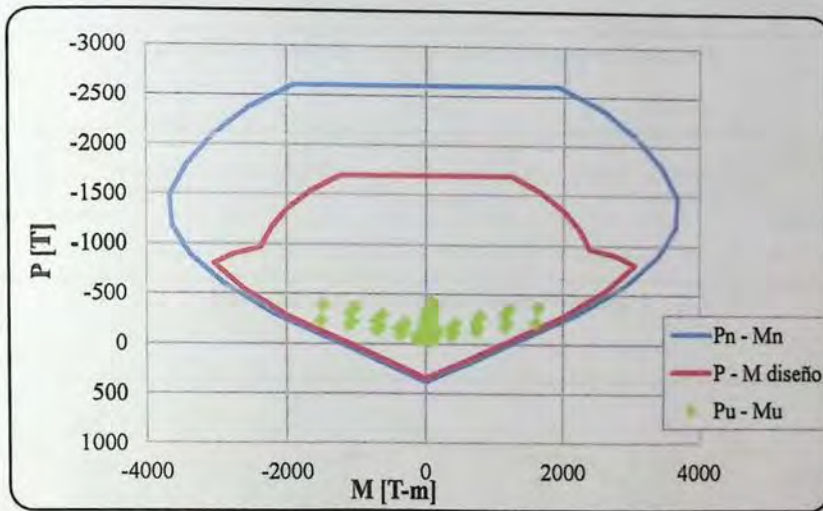


Figura 8.20 Diagrama de interacción muro 1 Estructura I, dirección X.

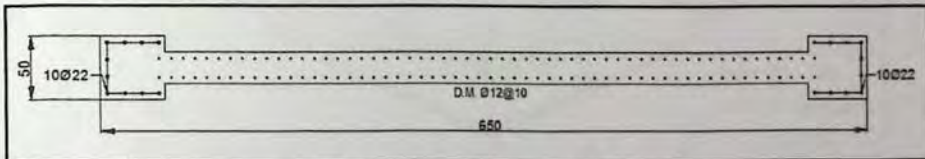


Figura 8.21 Sección transversal muro 2, Estructura I.

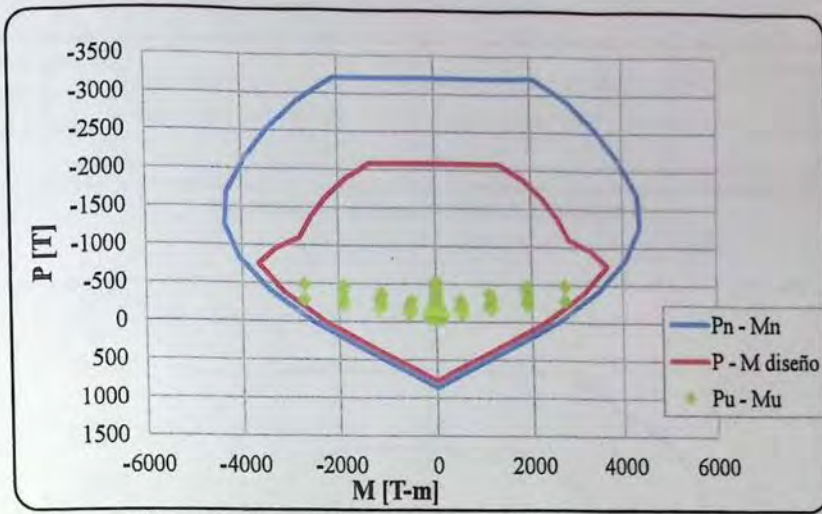


Figura 8.22 Diagrama de interacción muro 2 Estructura I, dirección Y.

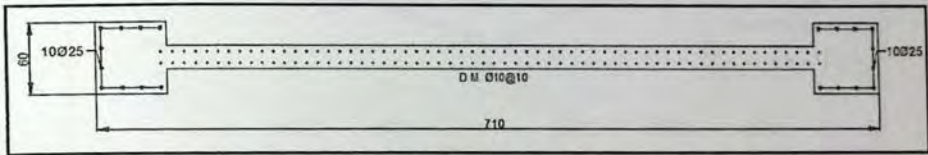


Figura 8.23 Sección transversal muro 1, Estructura II.

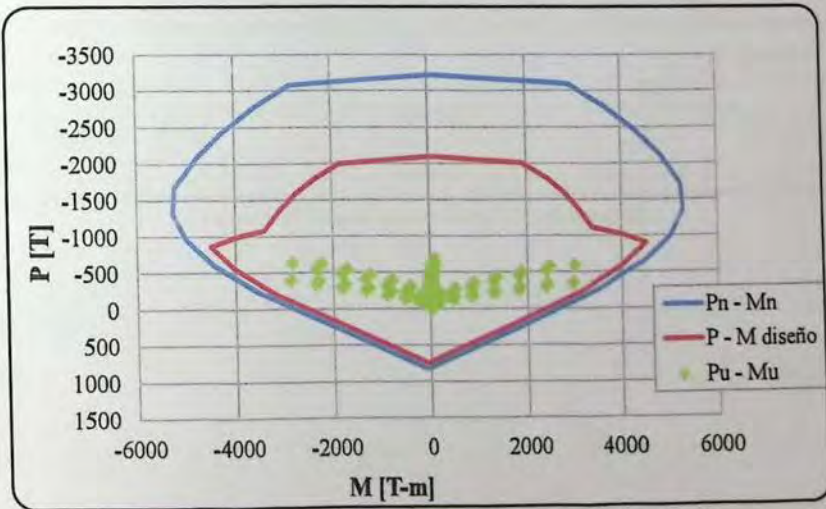


Figura 8.24 Diagrama de interacción muro 1 Estructura II, dirección X.

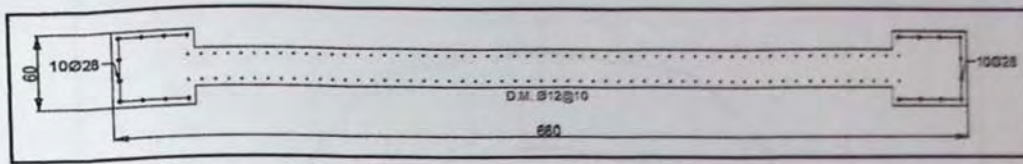


Figura 8.25 Sección transversal muro 2, Estructura II.

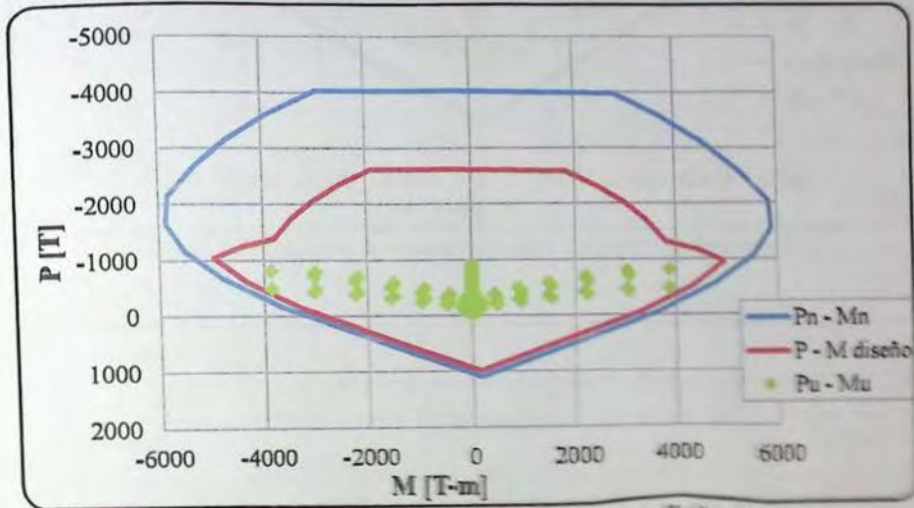


Figura 8.26 Diagrama de interacción muro 2 Estructura II, dirección Y.



Figura 8.27 Sección transversal muro 1, Estructura II.

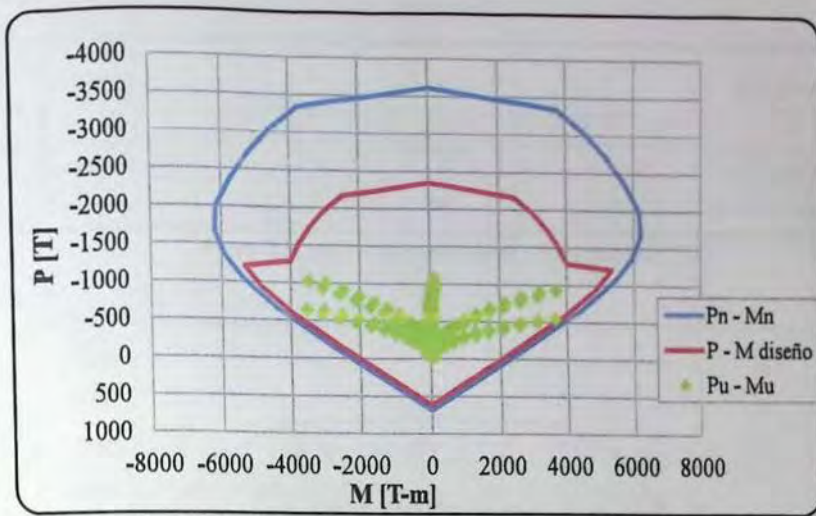


Figura 8.28 Diagrama de interacción muro 1 Estructura III, dirección X.

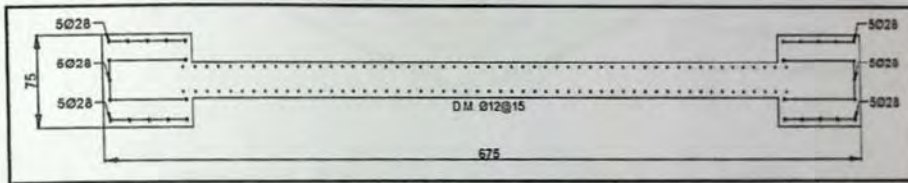


Figura 8.29 Sección transversal muro 2, Estructura III.

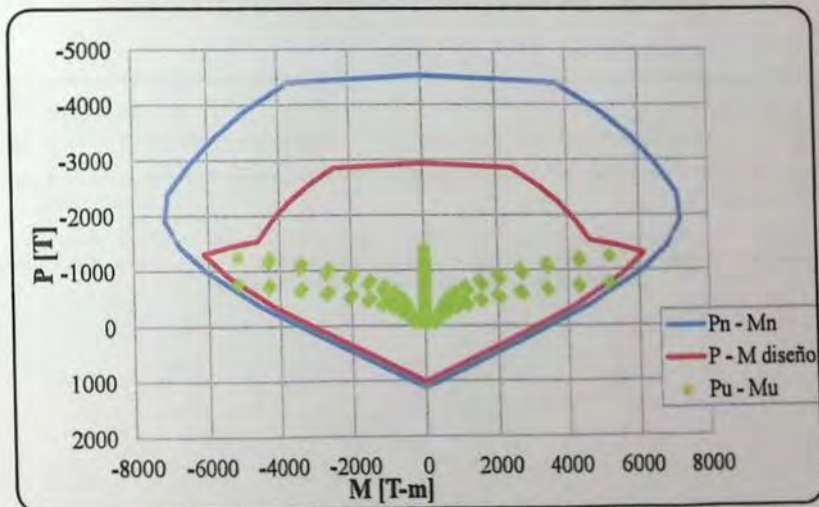


Figura 8.30 Diagrama de interacción muro 2 Estructura III, dirección Y.

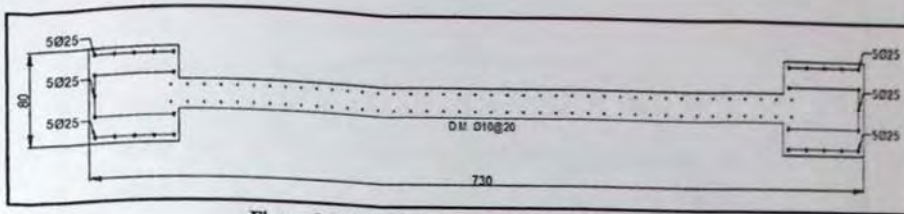


Figura 8.31 Sección transversal muro 1, Estructura IV.

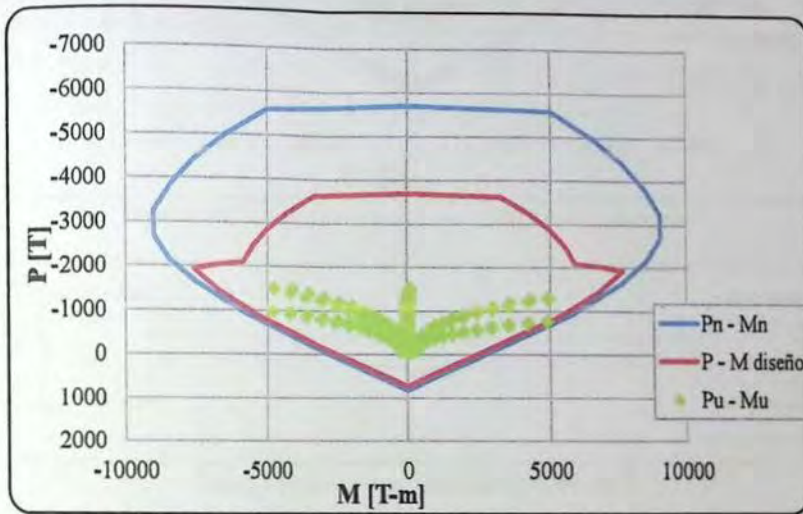


Figura 8.32 Diagrama de interacción muro 1 Estructura IV, dirección X.

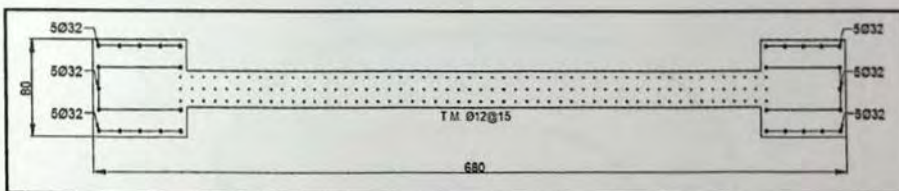


Figura 8.33 Sección transversal muro 2, Estructura IV.

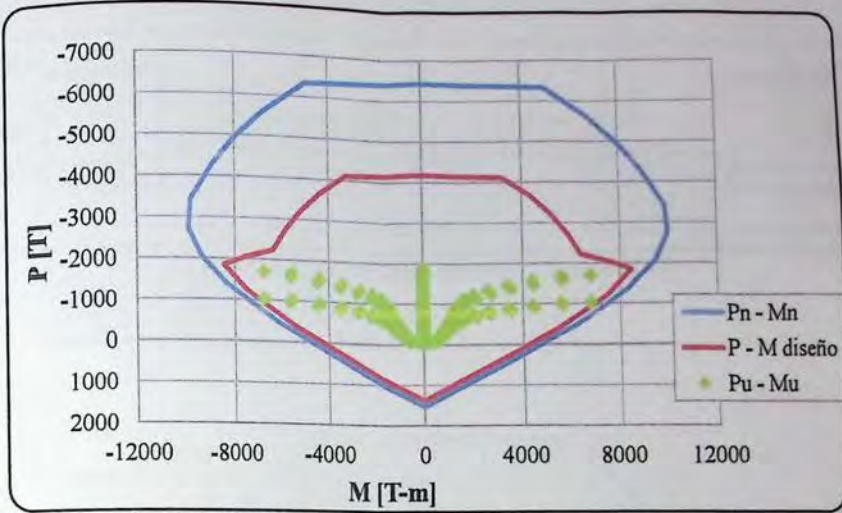


Figura 8.34 Diagrama de interacción muro 2 Estructura IV, dirección Y.

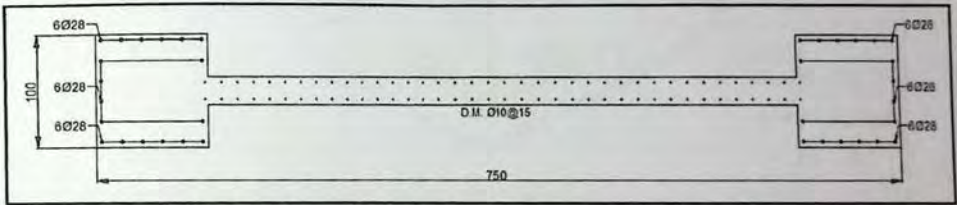


Figura 8.35 Sección transversal muro 1, Estructura V.

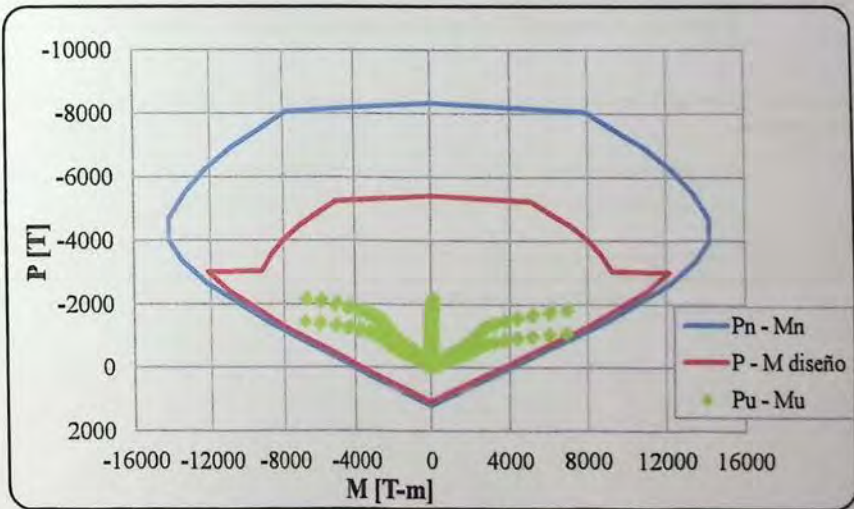


Figura 8.36 Diagrama de interacción muro 1 Estructura V, dirección X.

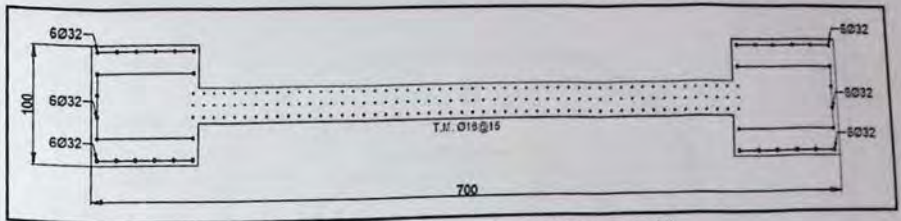


Figura 8.37 Sección transversal muro 2, Estructura V.

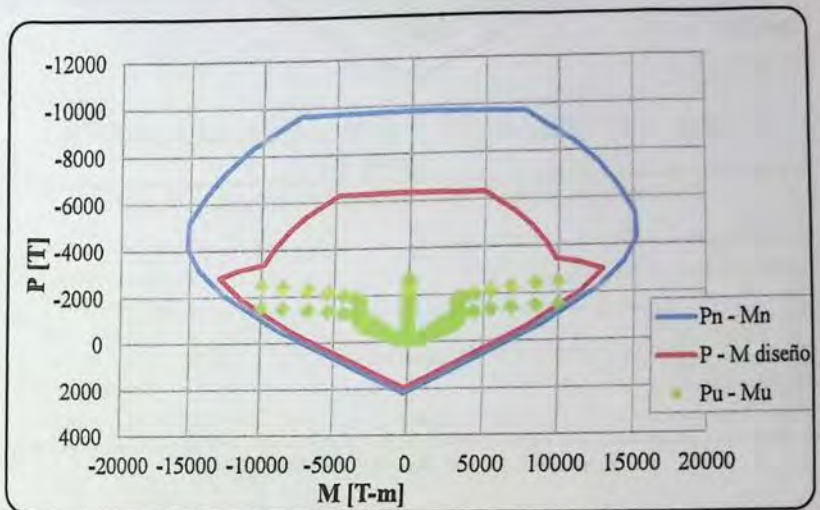


Figura 8.38 Diagrama de interacción muro 2 Estructura V, dirección Y.

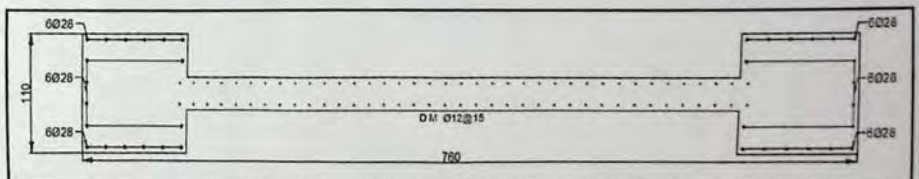


Figura 8.39 Sección transversal muro 1, Estructura VI.

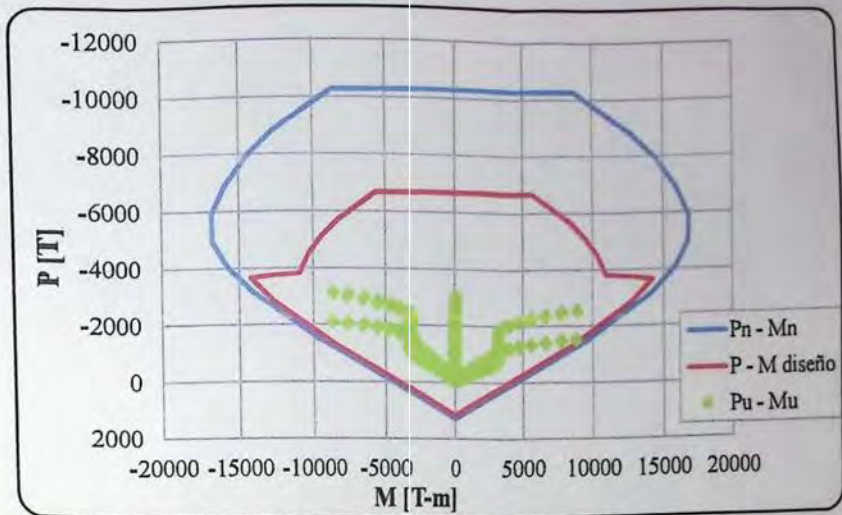


Figura 8.40 Diagrama de interacción muro 1 Estructura VI, dirección X.

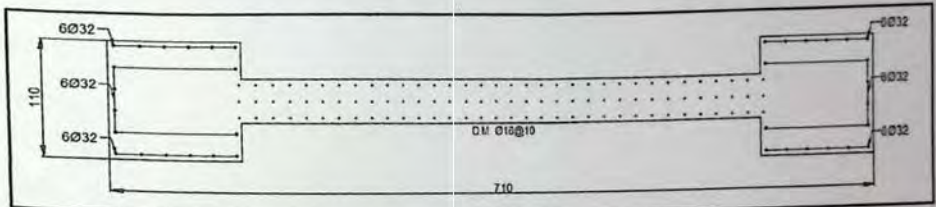


Figura 8.41 Sección transversal muro 2, Estructura VI.

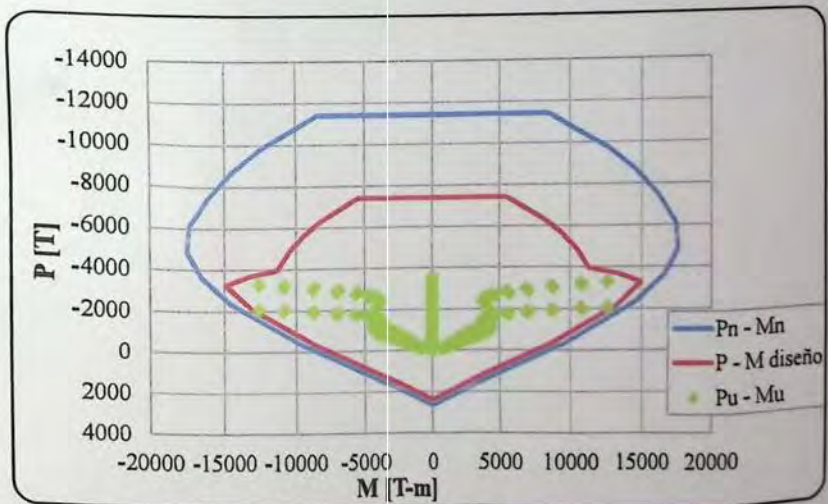


Figura 8.42 Diagrama de interacción muro 2 Estructura VI, dirección Y.