

INFORMES

TÉCNICOS

Comportamiento
de vigas
peraltadas
diseñadas con
el modelo
de puntales
y tensores

Claudia M. Uribe
Sergio M. Alcocer

COORDINACIÓN
DE
INVESTIGACIÓN

Área de Ingeniería Estructural
y Geotecnia



SECRETARÍA DE GOBERNACIÓN

Lic. Santiago Creel Miranda
Secretario de Gobernación

Lic. María del Carmen Segura Rangel
Coordinadora General de Protección Civil

CENTRO NACIONAL DE PREVENCIÓN DE DESASTRES

M. en I. Roberto Quaas Weppen
Director General

Dr. Sergio M. Alcocer Martínez de Castro
Coordinador de Investigación

M. en I. Enrique Guevara Ortiz
Coordinador de Instrumentación

M. en I. Tomás Alberto Sánchez Pérez
Coordinador de Difusión

Lic. Gloria Luz Ortiz Espejel
Coordinadora de Capacitación

Profra. Carmen Pimentel Amador
Secretaria Técnica

1ª edición, diciembre 2001
CI/IEG-10122001

©SECRETARÍA DE GOBERNACIÓN
Abraham González Núm. 48,
Col. Juárez, Deleg. Cuauhtémoc,
C.P. 06699, México, D.F.

©CENTRO NACIONAL DE PREVENCIÓN DE DESASTRES
Av. Delfín Madrigal Núm. 665,
Col. Pedregal de Santo Domingo,
Deleg. Coyoacán, C.P.04360, México, D.F.
Teléfonos:
(55) 54 24 61 00
(55) 56 06 98 37
Fax: (55) 56 06 16 08
e-mail: editor@cenapred.unam.mx
www.cenapred.unam.mx

© Autores: Claudia M. Uribe y Sergio M. Alcocer.

Edición: Leonardo E. Flores y Claudia M. Uribe
Portada: D.G. Demetrio Vázquez y Susana González
Responsable de la Publicación: M. en I. Tomás Alberto Sánchez Pérez

ISBN: 970-628-607-1

Derechos reservados conforme a la ley
IMPRESO EN MÉXICO. *PRINTED IN MEXICO*

Distribución Nacional e Internacional: Centro Nacional de Prevención de Desastres

EL CONTENIDO DE ESTE DOCUMENTO ES EXCLUSIVA RESPONSABILIDAD DE LOS AUTORES

COMPORTAMIENTO DE VIGAS PERALTADAS DISEÑADAS
CON EL MODELO DE PUNTALES Y TENSORES

ESTUDIO REALIZADO CON LA PARTICIPACIÓN DEL INSTITUTO
DE INGENIERÍA DE LA UNAM

AUTORES

Claudia M. Uribe

Sergio M. Alcocer

Coordinación de Investigación
Área de Ingeniería Estructural y Geotecnia

Diciembre, 2001

COMPORTAMIENTO DE VIGAS PERALTADAS DISEÑADAS CON EL MODELO DE PUNTALES Y TENSORES

RESUMEN

En este trabajo se estudia el comportamiento experimental de cuatro vigas peraltadas diseñadas con el modelo de puntales y tensores. A diferencia de investigaciones realizadas en otros países, se considera el efecto de las cargas cíclicas en las capacidades resistentes y de deformación. Se analizan los mecanismos de transferencia de las fuerzas cortantes en las vigas y la aplicabilidad del modelo de puntales y tensores en el diseño sísmico.

ABSTRACT

The experimental behavior of four deep beams designed with the strut-and-tie model is studied. Differently from research programs carried out in other countries, the effect of cyclic loads on the load-carrying capacity and on the deformability of the specimens is considered. The transfer mechanisms of shear force and the adequacy of using strut-and-tie models for seismic design are analyzed.

CONTENIDO

RESUMEN	III
ABSTRACT	III
CONTENIDO	V
LISTA DE FIGURAS	XI
LISTA DE TABLAS	XV
INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO 1 ANTECEDENTES	3
1.1 ALCANCE	3
1.2 INTRODUCCIÓN.....	3
1.3 FILOSOFÍAS DE DISEÑO.....	3
1.3.1 Diseño por esfuerzos permisibles.....	4
1.3.2 Diseño por resistencia última	4
1.3.3 Diseño por estados límite.....	4
1.4 EL PROBLEMA DEL CORTANTE	5
1.4.1 Mecanismos de resistencia a cortante.....	5
1.4.2 Parámetros que afectan la capacidad a cortante	7
1.5 CRITERIOS PARA DISEÑO POR CORTANTE.....	7
1.5.1 Reglamento ACI 318	9
1.5.2 Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal	10
1.5.3 Analogía clásica de la armadura	11
1.5.4 Analogía moderna de la armadura	13
1.5.5 Modelo de la armadura con fricción en las grietas.....	14
1.5.6 Modelo de la armadura suavizada con ángulo fijo.....	15
1.5.7 Teoría de los campos de compresión (TCC).....	16
1.5.8 Teoría de los campos de compresión modificada (TCCM)	19
1.5.9 Modelo de la armadura suavizada con ángulo variable (MPT-AV)	20
1.5.10 Elementos sin refuerzo transversal.....	20
1.5.11 Cortante por fricción	21
1.5.12 Códigos europeos	23
CAPÍTULO 2 EL MODELO DE PUNTALES Y TENSORES.....	25
2.1 ALCANCE	25
2.2 INTRODUCCIÓN.....	25
2.3 PRINCIPIOS BÁSICOS.....	25
2.4 REGIONES B Y D.....	26
2.5 ELEMENTOS DEL MODELO DE PUNTALES Y TENSORES.....	29
2.5.1 Puntales.....	29
2.5.2 Nudos	30
2.5.3 Tensores.....	30
2.6 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO	30
2.6.1 Diseño de regiones B	31

2.6.2	Diseño de regiones D	31
2.7	LÍMITES DE RESISTENCIA EFECTIVA	33
2.7.1	Resistencia a compresión de puntales	33
2.7.2	Resistencia de zonas nodales	36
2.7.3	Resistencia de tensores	37
2.8	CONSIDERACIONES DE LOS REGLAMENTOS DE DISEÑO	37
2.8.1	Apéndice X-ACI	37
2.8.1.1	Detallado del refuerzo	37
2.8.1.2	Predimensionamiento	38
2.8.1.3	Selección del modelo de puntales y tensores	38
2.8.1.4	Anclaje del refuerzo	39
2.8.2	Recomendaciones FIP 1996	40
2.8.2.1	Detallado del refuerzo	40
2.8.2.2	Predimensionamiento	40
2.8.2.3	Selección del modelo de puntales y tensores	41
2.8.2.4	Anclaje del refuerzo	42
2.8.3	Comparación entre los límites de resistencia efectiva del Apéndice X-ACI y las Recomendaciones FIP 1996	42
2.9	COMPORTAMIENTO DE VIGAS PERALTADAS DISEÑADAS CON EL MODELO DE PUNTALES Y TENSORES	44
2.9.1	Universidad de Texas en Austin, 1991	45
2.9.2	Universidad de Texas en Austin, 1999	46
2.9.3	Universidades de Purdue y Michigan, 1999-2000	48
2.10	RESUMEN	50
CAPÍTULO 3 PROGRAMA EXPERIMENTAL		51
3.1	INTRODUCCIÓN	51
3.2	DESCRIPCIÓN DE LOS ESPECÍMENES	51
3.2.1	Diseño y detallado	52
3.2.1.1	Criterios de diseño (Recomendaciones FIP 1996)	53
3.2.1.2	Criterios de detallado (ACI 318-99)	54
3.2.1.3	Cargas y resistencia de diseño	54
3.2.2	Materiales	54
3.2.3	Armados	57
3.3	CONSTRUCCIÓN	59
3.4	DISPOSITIVO DE CARGA	62
3.5	HISTORIA DE DESPLAZAMIENTO	65
3.6	INSTRUMENTACIÓN	66
3.7	CAPTURA DE DATOS	70
CAPÍTULO 4 MODELO MT		71
4.1	INTRODUCCIÓN	71
4.2	DEFINICIÓN DE PARÁMETROS	71
4.2.1	Deflexión y rotación	71
4.2.2	Consideraciones sobre el análisis de deformímetros	75
4.3	COMPORTAMIENTO GENERAL	75
4.3.1	Evolución del daño	76
4.3.2	Comportamiento carga-deflexión	79
4.4	ANÁLISIS DE LA INSTRUMENTACIÓN EXTERNA	80
4.4.1	Comportamiento del puntal principal	80
4.4.2	Evolución de la deformada	81
4.4.3	Deformaciones en el alma	82
4.4.4	Deformaciones en zonas nodales	83
4.4.5	Anchura de grietas	84
4.5	COMPORTAMIENTO DETALLADO	85
4.5.1	Refuerzo longitudinal	86
4.5.2	Refuerzo transversal	88
4.6	MECANISMO DE FALLA	92
4.7	RESUMEN	93
4.7.1	Estado final de daño	93

4.7.2	Deflexión y resistencia.....	94
4.7.3	Comportamiento del refuerzo.....	94
CAPÍTULO 5 MODELO MR		97
5.1	INTRODUCCIÓN.....	97
5.2	COMPORTAMIENTO GENERAL	97
5.2.1	Evolución del daño	98
5.2.2	Comportamiento carga-deflexión.....	101
5.3	ANÁLISIS DE LA INSTRUMENTACIÓN EXTERNA	102
5.3.1	Comportamiento del puntal principal	102
5.3.2	Evolución de la deformada.....	103
5.3.3	Deformaciones en el alma	104
5.3.4	Deformaciones en zonas nodales	105
5.3.5	Anchura de grietas	106
5.4	COMPORTAMIENTO DETALLADO	107
5.4.1	Refuerzo longitudinal	108
5.4.2	Refuerzo transversal.....	110
5.5	MECANISMO DE FALLA	114
5.6	RESUMEN	115
5.6.1	Estado final de daño.....	115
5.6.2	Deflexión y resistencia.....	115
5.6.3	Comportamiento del refuerzo	115
CAPÍTULO 6 MODELO CT		119
6.1	INTRODUCCIÓN.....	119
6.2	DEFINICIÓN DE PARÁMETROS	119
6.2.1	Curva histerética	119
6.2.2	Consideraciones sobre el análisis de deformímetros.....	119
6.3	COMPORTAMIENTO GENERAL	120
6.3.1	Evolución del daño	121
6.3.2	Comportamiento carga-deflexión.....	125
6.4	ANÁLISIS DE LA INSTRUMENTACIÓN EXTERNA	127
6.4.1	Comportamiento del puntal principal	127
6.4.2	Evolución de la deformada.....	128
6.4.3	Deformaciones en el alma	129
6.4.4	Deformaciones en zonas nodales	130
6.4.5	Anchura de grietas	131
6.5	COMPORTAMIENTO DETALLADO	133
6.5.1	Refuerzo longitudinal	134
6.5.2	Refuerzo transversal.....	136
6.6	MECANISMO DE FALLA	140
6.7	RESUMEN	141
6.7.1	Estado final de daño.....	141
6.7.2	Deflexión y resistencia.....	141
6.7.3	Comportamiento del refuerzo	142
CAPÍTULO 7 MODELO CR.....		145
7.1	INTRODUCCIÓN.....	145
7.2	COMPORTAMIENTO GENERAL	145
7.2.1	Evolución del daño	146
7.2.2	Comportamiento carga-deflexión.....	149
7.3	ANÁLISIS DE LA INSTRUMENTACIÓN EXTERNA	150
7.3.1	Comportamiento del puntal principal	150
7.3.2	Evolución de la deformada.....	152
7.3.3	Deformaciones en el alma	152
7.3.4	Deformaciones en zonas nodales	153
7.3.5	Anchura de grietas	154
7.4	COMPORTAMIENTO DETALLADO	155
7.4.1	Refuerzo longitudinal	156

7.4.2	Refuerzo transversal.....	158
7.5	MECANISMO DE FALLA	162
7.6	RESUMEN	162
7.6.1	Estado final de daño.....	163
7.6.2	Deflexión y resistencia.....	163
7.6.3	Comportamiento del refuerzo.....	163
CAPÍTULO 8 ANÁLISIS DE RESULTADOS.....		165
8.1	INTRODUCCIÓN.....	165
8.2	RESISTENCIA.....	165
8.2.1	Agrietamiento.....	165
8.2.2	Envolventes de respuesta.....	167
8.3	RIGIDEZ.....	171
8.3.1	Rigidez elástica.....	171
8.3.2	Degradación de rigidez	173
8.3.2.1	Rigidez secante.....	173
8.3.2.2	Rigidez equivalente	174
8.3.2.3	Rigidez de ciclo.....	174
8.4	DISIPACIÓN DE ENERGÍA.....	176
8.4.1	Energía de deformación.....	176
8.4.2	Energía disipada	177
8.5	DEFORMABILIDAD	178
8.5.1	Capacidad de deformación	178
8.5.2	Componentes de la deflexión.....	180
8.6	MECANISMO DE FALLA	182
8.7	MODELO DE PUNTALES Y TENSORES	183
8.7.1	Contribución del acero.....	184
8.7.2	Contribución del concreto	194
8.7.3	Zonas nodales.....	200
8.8	APLICACIÓN DEL MODELO DE PUNTALES Y TENSORES EN EL DISEÑO SÍSMICO.....	202
CAPÍTULO 9 RESUMEN, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		205
9.1	INTRODUCCIÓN.....	205
9.2	RESUMEN	205
9.3	CONCLUSIONES	205
9.4	RECOMENDACIONES	209
9.4.1	Alcance.....	209
9.4.2	Diseño	209
9.5	ESTUDIOS FUTUROS.....	210
APÉNDICE A PROPIEDADES DE LOS MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN		213
A.1	INTRODUCCIÓN.....	213
A.2	CONCRETO.....	213
A.3	ACERO	217
APÉNDICE B NOTACIÓN.....		221
B.1	INTRODUCCIÓN.....	221
B.2	NOTACIÓN	221
APÉNDICE C EJEMPLO DE DISEÑO		227
C.1	INTRODUCCIÓN.....	227
C.2	PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	227
C.3	DETALLADO DEL REFUERZO	227
C.3.1	Recubrimiento.....	227
C.3.2	Distancias horizontal y vertical libres entre barras.....	228
C.4	RESISTENCIAS DE DISEÑO (FIP)	228
C.4.1	Resistencia de diseño a compresión	228
C.4.2	Resistencia de puntales.....	228

C.4.3	Resistencia de nudos y anclajes	229
C.4.4	Resistencia de tensores.....	229
C.5	DISEÑO POR FLEXIÓN.....	230
C.5.1	Diseño para momento positivo	230
C.5.2	Diseño para momento negativo.....	231
C.6	DISEÑO POR CORTE (FIP 1996).....	232
C.6.1	Carga concentrada cerca de un apoyo.....	232
C.6.2	Verificación de resistencia de puntales.....	234
C.6.3	Revisión de zonas nodales	235
C.6.4	Modelo final.....	235
C.6.5	Acero requerido en tensores	235
C.6.6	Refuerzo transversal mínimo	237
C.7	REQUISITOS ADICIONALES.....	237
C.7.1	Refuerzo transversal en zona de anclaje.....	237
C.7.2	Refuerzo adicional en las caras	237
C.8	ANCLAJE DEL REFUERZO (ACI318-99)	238
C.8.1	Longitud de desarrollo de ganchos estándar en tensión.....	238
C.8.2	Longitud de anclaje de barras rectas en tensión	239
C.8.3	Longitud de ganchos	240
C.9	CONFIGURACIÓN DEL REFUERZO	240
REFERENCIAS		243
AGRADECIMIENTOS		247

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 –	Mecanismos de transferencia de cortante (adaptada de Reineck, 1991a).....	6
Figura 1.2 –	Estado biaxial de esfuerzos en un elemento diferencial.....	9
Figura 1.3 –	Diagrama de cuerpo libre de una sección de concreto reforzado.....	12
Figura 1.4 –	Efecto del agrietamiento en la distribución de momentos flexionantes en vigas.....	13
Figura 1.5 –	Elemento membrana de concreto reforzado sujeto a estado plano de esfuerzos (Hsu, 1999a).....	15
Figura 1.6 –	Leyes constitutivas para el concreto y el acero (Hsu, 1999a).....	15
Figura 1.7 –	Teoría de los campos de compresión (Mitchell y Collins, 1974).....	16
Figura 1.8 –	Teoría de los campos de compresión modificada (Vecchio y Collins, 1986).....	19
Figura 1.9 –	Modos de falla para elementos sujetos a cortante puro (adaptada de Pang y Hsu, 1995)....	20
Figura 1.10 –	Hipótesis de la teoría de cortante por fricción (ASCE, 1998).....	22
Figura 1.11 –	Resistencia cortante calculada en función de θ y $p_v = A_v/b s$	24
Figura 2.1 –	Elementos modelados con puntales y tensores.....	26
Figura 2.2 –	Regiones de discontinuidad, regiones D.....	26
Figura 2.3 –	Transición de una viga esbelta a peraltada.....	27
Figura 2.4 –	Características y modelado de una región D (adaptada de Barton y otros, 1991).....	28
Figura 2.5 –	Aplicabilidad de métodos de análisis por seccionesl vs. MPT para series de vigas probadas por Kani (adaptada de Collins y Mitchell, 1991).....	28
Figura 2.6 –	Modelo de puntales y tensores y armadura 3D (Adebar y otros, 1990).....	29
Figura 2.7 –	Formas básicas de puntales (Schlaich y otros, 1987).....	29
Figura 2.8 –	Comparación MPT y armadura de acero para un nudo CTT (Barton y otros, 1991).....	30
Figura 2.9 –	Diseño de una región B (ASCE-ACI 445, 1998).....	31
Figura 2.10 –	Alternativas de modelo y refuerzo en una región D (Barton y otros, 1991).....	32
Figura 2.11 –	Esfuerzo máximo del concreto como función de la deformación principal de tensión.....	33
Figura 2.12 –	Anclaje de barras con ganchos o dobleces (Fédération, 1998).....	39
Figura 2.13 –	Resistencia de un puntal de compresión prismático (Fédération, 1998).....	40
Figura 2.14 –	Modelo de puntales y tensores propuesto para diseño de vigas peraltadas (Recomendaciones FIP 1996).....	41
Figura 2.15 –	Viga peraltada ensayada en la Universidad de Texas (Jirsa y otros, 1999).....	47
Figura 2.16 –	Detalles de refuerzo de las vigas de la primera etapa ensayadas en la Universidad de Purdue (Ramírez y otros, 1999).....	48
Figura 2.17 –	Comportamiento general de los especímenes ensayados en la Universidad de Purdue (Ramírez y otros, 1999).....	49
Figura 2.18 –	Detalles de refuerzo de las vigas de la segunda etapa en la Universidad de Purdue (Ramírez y otros, 1999).....	50
Figura 3.1 –	Geometría y dimensiones de los especímenes.....	52
Figura 3.2 –	Modelo de puntales y tensores empleado.....	54
Figura 3.3 –	Curva esfuerzo-deformación representativa de cilindros de concreto.....	56
Figura 3.4 –	Curvas esfuerzo-deformación representativas del acero empleado.....	57
Figura 3.5 –	Armado de los especímenes.....	58
Figura 3.6 –	Etapas de la instrumentación del acero de refuerzo.....	60
Figura 3.7 –	Armado del refuerzo.....	60
Figura 3.8 –	Etapas de la construcción de especímenes.....	61
Figura 3.9 –	Modelo MT terminado.....	62
Figura 3.10 –	Vista lateral de los marcos de carga.....	63
Figura 3.11 –	Perspectiva del marco de carga tipo 2 para acciones cíclicas.....	64
Figura 3.12 –	Detalle de apoyo en el marco de carga para permitir rotaciones y desplazamientos.....	65
Figura 3.13 –	Marcos de carga tipo 2 y tipo 3 durante la prueba del modelo CT.....	65
Figura 3.14 –	Historias de desplazamiento.....	66
Figura 3.15 –	Instrumentación externa.....	67
Figura 3.16 –	Detalle de instrumentación externa.....	68
Figura 3.17 –	Modelo instrumentado antes de la prueba.....	68
Figura 3.18 –	Instrumentación interna.....	69
Figura 3.19 –	Equipo de adquisición de datos.....	70

Figura 4.1 –	Deflexión y rotación debidas a la deformación de una viga simplemente apoyada.....	72
Figura 4.2 –	Distorsiones por cortante en el alma de una viga de concreto reforzado	74
Figura 4.3 –	Evolución del agrietamiento durante el ensaye (modelo MT)	76
Figura 4.4 –	Modelo MT durante la prueba.....	77
Figura 4.5 –	Detalle del daño en puntal Oeste (modelo MT)	77
Figura 4.6 –	Detalle de daño en el refuerzo del lado Oeste (modelo MT).....	78
Figura 4.7 –	Condición final de daño (modelo MT)	78
Figura 4.8 –	Curva fuerza cortante–deflexión (modelo MT).....	79
Figura 4.9 –	Deformaciones en los puntales de compresión (modelo MT)	80
Figura 4.10 –	Orientación del puntal de compresión (modelo MT).....	81
Figura 4.11 –	Deformada (modelo MT)	82
Figura 4.12 –	Deformaciones en el alma (modelo MT).....	82
Figura 4.13 –	Deformaciones en zonas nodales (modelo MT).....	83
Figura 4.14 –	Anchura de grietas (modelo MT)	84
Figura 4.15 –	Curva carga – deflexión y secuencia de fluencias (modelo MT)	86
Figura 4.16 –	Deformaciones en el refuerzo longitudinal (modelo MT)	87
Figura 4.17 –	Plegamiento del refuerzo horizontal cerca del apoyo (modelo MT)	88
Figura 4.18 –	Deformaciones en el refuerzo transversal (modelo MT).....	89
Figura 4.19 –	Distribución de deformaciones en el refuerzo (modelo MT)	90
Figura 4.20 –	Distribución de esfuerzos en el refuerzo (modelo MT)	91
Figura 4.21 –	Modo de falla (modelo MT).....	92
Figura 4.22 –	Agrietamiento final y refuerzo transversal (modelo MT)	93
Figura 4.23 –	Secuencia de fluencia del refuerzo (modelo MT).....	95
Figura 5.1 –	Detalle de extremos inferiores (modelo MR)	97
Figura 5.2 –	Evolución del agrietamiento durante el ensaye (modelo MR).....	98
Figura 5.3 –	Modelo MR durante la prueba	99
Figura 5.4 –	Detalle de zonas nodales en $P = 150 \text{ t}$ (Modelo MR).....	99
Figura 5.5 –	Estado de daño en la carga máxima (modelo MR)	100
Figura 5.6 –	Reforzamiento de extremo Este (modelo MR).....	100
Figura 5.7 –	Condición final de daño (modelo MR)	101
Figura 5.8 –	Curva fuerza cortante–deflexión (modelo MR)	102
Figura 5.9 –	Deformaciones en los puntales de compresión (modelo MR).....	103
Figura 5.10 –	Orientación del puntal de compresión (modelo MR)	103
Figura 5.11 –	Deformada (modelo MR).....	104
Figura 5.12 –	Deformaciones en el alma (modelo MR)	105
Figura 5.13 –	Deformaciones en zonas nodales (modelo MR)	105
Figura 5.14 –	Anchura de grietas (modelo MR)	106
Figura 5.15 –	Curva carga – deflexión y secuencia de fluencias (modelo MR).....	107
Figura 5.16 –	Deformaciones en el refuerzo longitudinal (modelo MR).....	109
Figura 5.17 –	Deformaciones en el refuerzo transversal (modelo MR)	110
Figura 5.18 –	Distribución de deformaciones en el refuerzo (modelo MR)	112
Figura 5.19 –	Distribución de esfuerzos en el refuerzo (modelo MR).....	113
Figura 5.20 –	Agrietamiento final y refuerzo transversal (modelo MR).....	114
Figura 5.21 –	Fluencias en el refuerzo –vista en planta– (modelo MR).....	116
Figura 5.22 –	Secuencia de fluencia del refuerzo (modelo MR)	116
Figura 6.1 –	Curva esfuerzo–deformación idealizada para el comportamiento del acero de refuerzo grado 42 ante carga cíclica.....	120
Figura 6.2 –	Evolución del agrietamiento durante el ensaye (modelo CT).....	122
Figura 6.3 –	Modelo CT durante la prueba.....	123
Figura 6.4 –	Detalle del daño en puntal Este (modelo CT)	124
Figura 6.5 –	Condición final de daño (modelo CT)	124
Figura 6.6 –	Posible deterioro del mecanismo de adherencia cerca de los apoyos (modelo CT)	125
Figura 6.7 –	Curva fuerza cortante–deflexión (modelo CT)	126
Figura 6.8 –	Deformaciones en los puntales de compresión (modelo CT)	127
Figura 6.9 –	Orientación del puntal de compresión (modelo CT)	128
Figura 6.10 –	Deformada (modelo CT).....	129
Figura 6.11 –	Deformaciones en el alma (modelo CT)	129
Figura 6.12 –	Detalle de zonas nodales en $\Delta = +27.1 \text{ mm}$ (Modelo CT)	130
Figura 6.13 –	Deformaciones en zonas nodales (modelo CT).....	131
Figura 6.14 –	Anchura de grietas (modelo CT)	132

Figura 6.15 –	Curva carga – deflexión y secuencia de fluencias (modelo CT)	134
Figura 6.16 –	Deformaciones en el refuerzo longitudinal (modelo CT).....	135
Figura 6.17 –	Deformaciones en el refuerzo transversal (modelo CT)	136
Figura 6.18 –	Agrietamiento en la dirección negativa por reorientación del puntal de compresión (modelo CT).....	137
Figura 6.19 –	Distribución de deformaciones en el refuerzo para momento positivo (modelo CT)	138
Figura 6.20 –	Distribución de deformaciones en el refuerzo para momento negativo (modelo CT)	139
Figura 6.21 –	Agrietamiento final y refuerzo transversal (modelo CT).....	141
Figura 6.22 –	Fluencias en el refuerzo –vista en planta– (modelo CT)	142
Figura 6.23 –	Secuencia de fluencia del refuerzo (modelo CT)	143
Figura 7.1 –	Evolución del agrietamiento durante el ensaye (modelo CR)	146
Figura 7.2 –	Modelo CR durante la prueba.....	147
Figura 7.3 –	Detalle del daño en puntal Este (modelo CR).....	148
Figura 7.4 –	Estado de daño en ciclo 12 (modelo CR)	148
Figura 7.5 –	Condición final de daño (modelo CR)	149
Figura 7.6 –	Curva fuerza cortante–deflexión (modelo CR).....	150
Figura 7.7 –	Deformaciones en los puntales de compresión (modelo CR)	151
Figura 7.8 –	Orientación del puntal de compresión (modelo CR).....	151
Figura 7.9 –	Deformada (modelo CR)	152
Figura 7.10 –	Deformaciones en el alma (modelo CR).....	153
Figura 7.11 –	Detalle de zonas nodales en $\Delta = +17.0$ mm (Modelo CR)	153
Figura 7.12 –	Deformaciones en zonas nodales (modelo CR).....	154
Figura 7.13 –	Anchura de grietas (modelo CR)	155
Figura 7.14 –	Curva carga – deflexión y secuencia de fluencias (modelo CR)	156
Figura 7.15 –	Deformaciones en el refuerzo longitudinal (modelo CR)	157
Figura 7.16 –	Plegamiento del refuerzo longitudinal cerca del apoyo del lado Este (modelo CR)	158
Figura 7.17 –	Deformaciones en el refuerzo transversal (modelo CR).....	158
Figura 7.18 –	Agrietamiento en la dirección negativa por reorientación del puntal de compresión (modelo CR)	159
Figura 7.19 –	Distribución de deformaciones en el refuerzo para momento positivo (modelo CR)	160
Figura 7.20 –	Distribución de deformaciones en el refuerzo para momento negativo (modelo CR).....	161
Figura 7.21 –	Agrietamiento final y refuerzo transversal (modelo CR)	162
Figura 7.22 –	Fluencias en el refuerzo –vista en planta– (modelo CR)	163
Figura 7.23 –	Secuencia de fluencia del refuerzo (modelo CR)	164
Figura 8.1 –	Estado final de daño de los modelos	166
Figura 8.2 –	Primer agrietamiento inclinado	166
Figura 8.3 –	Envoltentes de respuesta	167
Figura 8.4 –	Envoltentes de respuesta para semiciclos positivos	168
Figura 8.5 –	Cargas y deflexiones asociadas a la primera fluencia y a la resistencia	171
Figura 8.6 –	Envoltentes de respuesta en repetición de ciclos positivos	171
Figura 8.7 –	Cálculo de rigideces.....	173
Figura 8.8 –	Degradación de rigidez secante	174
Figura 8.9 –	Degradación de rigidez de los especímenes ensayados.....	175
Figura 8.10 –	Definición y cálculo de la energía de deformación y de la energía disipada.....	176
Figura 8.11 –	Evolución de la energía de deformación	177
Figura 8.12 –	Disipación de energía de los especímenes ensayados ante carga cíclica	177
Figura 8.13 –	Deformadas de las vigas.....	178
Figura 8.14 –	Capacidad de deformación y rotación media de los modelos en la dirección positiva	179
Figura 8.15 –	Deflexiones por cortante en los especímenes ensayados.....	181
Figura 8.16 –	Componentes de la deflexión en los especímenes ensayados.....	182
Figura 8.17 –	Modo de falla de los especímenes ensayados	183
Figura 8.18 –	Parámetros del modelo de puntales y tensores.....	184
Figura 8.19 –	Envoltentes de respuesta en el refuerzo longitudinal y transversal	186
Figura 8.20 –	Porción de la carga aplicada tomada por el refuerzo transversal (F_1).....	187
Figura 8.21 –	Fuerzas desarrolladas en el refuerzo transversal en el lado de falla.....	188
Figura 8.22 –	Deformaciones en el refuerzo transversal de los especímenes ensayados al alcanzar su resistencia	189
Figura 8.23 –	Evolución de la eficiencia del refuerzo transversal de los especímenes ensayados.....	190
Figura 8.24 –	Posición del centroide del tensor principal en los especímenes ensayados.....	192
Figura 8.25 –	Contribución del refuerzo transversal en la zona de anclaje del lado Oeste.....	193

Figura 8.26 –	Cortante tomado por el concreto en los modelos ensayados (F_2).....	195
Figura 8.27 –	Reorientación del puntal principal de compresión en el modelo CR	196
Figura 8.28 –	Rigidez del puntal principal en los modelos ensayados	198
Figura 8.29 –	Fuerzas axiales en los puntales de compresión secundarios.....	199
Figura 8.30 –	Inclinación de los puntales secundarios	200
Figura 8.31 –	Agrietamiento en zona de reacción del puntal principal	201
Figura A.1 –	Prueba de revenimiento y muestreo del concreto.....	213
Figura A.2 –	Ensayo de compresión de un cilindro de concreto.....	214
Figura A.3 –	Evolución de la resistencia a compresión.....	215
Figura A.4 –	Pruebas de tensión y flexión.....	216
Figura A.5 –	Prueba de tensión en barras	218
Figura A.6 –	Curvas de comportamiento típicas del acero.....	218
Figura C.1 –	Geometría y dimensiones de los especímenes	227
Figura C.2 –	Viga simplemente apoyada –momento positivo –.....	230
Figura C.3 –	Viga simplemente apoyada –momento negativo –.....	231
Figura C.4 –	Modelo de puntales y tensores propuesto para diseño de vigas peraltadas (Recomendaciones FIP 1996)	232
Figura C.5 –	Armaduras consideradas para el diseño	233
Figura C.6 –	Modelo de puntales y tensores final.....	235
Figura C.7 –	Secciones críticas para desarrollo de longitudes de anclaje	239
Figura C.8 –	Configuración del refuerzo	241

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1 – Resistencia máxima de puntales (ASCE, 1998).....	34
Tabla 2.2 – Factor de resistencia a compresión efectiva del concreto en puntales –Apéndice X, ACI–.....	35
Tabla 2.3 – Factor de resistencia a compresión efectiva del concreto en puntales –FIP–	36
Tabla 2.4 – Factor de resistencia a compresión efectiva del concreto en zonas nodales –Apéndice X, ACI–. 36	
Tabla 2.5 – Resistencia a compresión efectiva del concreto en zonas nodales –FIP–	37
Tabla 2.6 – Diámetros mínimos para doblado de barras (Fédération, 1998).....	40
Tabla 2.7 – Factor total de resistencia efectiva	44
Tabla 2.8 – Tipos de anclajes empleados en los ensayos de la Universidad de Texas (Jirsa y otros, 1999)...	47
Tabla 2.9 – Especímenes en serie de nudos CCT ensayados en la Universidad de Texas (Jirsa y otros, 1999)	48
Tabla 2.10 – Características generales de las vigas ensayadas en la Universidad de Purdue (Ramírez y otros, 1999).....	49
Tabla 3.1 – Características de los especímenes ensayados.....	52
Tabla 3.2 – Factores de resistencia efectiva a compresión del concreto empleados en el diseño	53
Tabla 3.3 – Resistencias predichas a partir de propiedades medidas de materiales	54
Tabla 3.4 – Características del concreto fresco utilizado en los especímenes	55
Tabla 3.5 – Resistencia a compresión y módulo de elasticidad medios del concreto empleado	55
Tabla 3.6 – Resistencia a tensión y módulo de ruptura del concreto empleado	56
Tabla 3.7 – Propiedades mecánicas promedio del acero de refuerzo	57
Tabla 3.8 – Características del refuerzo de los especímenes	59
Tabla 4.1 – Anchura de grietas (modelo MT)	85
Tabla 5.1 – Anchura de grietas (modelo MR).....	106
Tabla 6.1 – Anchura de grietas en la dirección positiva (modelo CT)	131
Tabla 6.2 – Anchura de grietas en la dirección negativa (modelo CT).....	132
Tabla 7.1 – Anchura de grietas en la dirección positiva (modelo CR).....	154
Tabla 7.2 – Anchura de grietas en la dirección negativa (modelo CR).....	154
Tabla 8.1 – Valores máximos de carga y desplazamiento	169
Tabla 8.2 – Comparación de resistencias predichas y resistencias medidas.....	169
Tabla 8.3 – Características de la respuesta de los especímenes ensayados.....	170
Tabla 8.4 – Rigidez elástica de los especímenes ensayados.....	172
Tabla 8.5 – Rotaciones medias	180
Tabla 8.6 – Primeras fluencias en el refuerzo longitudinal	185
Tabla 8.7 – Eficiencia del refuerzo transversal	191
Tabla 8.8 – Cortante tomado por el refuerzo transversal	191
Tabla 8.9 – Orientación de los puntales principales de compresión en los especímenes ensayados.....	196
Tabla 8.10 – Esfuerzos de compresión en los puntales principales de los especímenes ensayados.....	197
Tabla 8.11 – Factor total de resistencia efectiva.....	198
Tabla 8.12 – Rigidez de los puntales principales de los modelos ensayados.....	199
Tabla 8.13 – Evaluación de los parámetros del modelo de puntales y tensores.....	202
Tabla A.1 – Resultados de ensayos de compresión en cilindros de concreto para la mezcla 1	215
Tabla A.2 – Resultados de ensayos de compresión en cilindros de concreto para la mezcla 2	216
Tabla A.3 – Resultados de ensayos de compresión diametral en cilindros de concreto	217
Tabla A.4 – Resultados de ensayos de flexión en vigas de concreto	217
Tabla A.5 – Resultados de ensayos de tensión en barras de acero	219
Tabla A.6 – Modo de falla de probetas de acero de refuerzo	220
Tabla C.1 – Factor de resistencia a compresión efectiva del concreto en puntales –FIP–.....	229
Tabla C.2 – Resistencia a compresión efectiva del concreto en zonas nodales –FIP–.....	229
Tabla C.3 – Resistencias efectivas empleadas en el diseño.....	230
Tabla C.4 – Verificación de resistencia de puntales	234
Tabla C.5 – Acero requerido en tensores.....	236
Tabla C.6 – Refuerzo adicional en las caras (FIP).....	238

INTRODUCCIÓN

La metodología de diseño por capacidad se ha extendido en el mundo dados su robustez y su fundamento racional y busca proveer a la estructura de características tales que aseguren un adecuado desempeño ante fuerzas sísmicas. Esto, en términos de daño, de disipación de energía y de ductilidad, significa que se desarrollen articulaciones plásticas en ciertos elementos y que se presente una secuencia aceptable en el modo de falla de la estructura. En esta metodología se eligen ciertos mecanismos de disipación de energía y elementos estructurales con suficiente capacidad de resistencia y de deformación para garantizar que ocurra, realmente, el mecanismo previsto. En general, se buscan modos de falla dúctiles.

Desde este punto de vista, la solución del problema de cortante y la adecuada transmisión de este tipo de fuerzas, resultan de gran importancia en el diseño de concreto estructural ya que inherentemente pueden producir modos de falla frágiles. Para el diseño por corte se han planteado numerosas teorías basadas, tanto en los principios de la mecánica de materiales, como en formulaciones empíricas que son resultado directo de la experiencia y la investigación experimental. En general, todas ellas tienen como fundamento común la analogía plástica de la armadura planteada hace más de un siglo.

El modelo de puntales y tensores es una generalización de la analogía de la armadura que permite representar el flujo de esfuerzos en un elemento. El método resulta particularmente útil en el diseño de regiones locales o regiones de discontinuidad. Ha sido usado durante años para predecir y analizar el comportamiento del concreto reforzado; sin embargo, existe muy poca evidencia experimental del desempeño de elementos diseñados con base en él y su aplicación se ha limitado prácticamente al análisis bajo condiciones estáticas de carga. Con objeto de proporcionar resultados experimentales que puedan ser usados para verificar su aplicabilidad en el diseño sísmico y analizar las posibles ventajas de su uso, se consideró conveniente realizar ensayos de laboratorio, bajo cargas cíclicas, a elementos de concreto reforzado diseñados mediante el modelo de puntales y tensores. Los ensayos se llevaron a cabo en el Centro Nacional de Prevención de Desastres.

Dado que las vigas de gran peralte constituyen un caso especial de regiones de discontinuidad, se enfoca la atención en el desempeño de este tipo de elementos y en el estudio del efecto de la degradación de las propiedades del concreto en la resistencia, en la capacidad de deformación inelástica y en el comportamiento general ante cargas cíclicas reversibles. Se compara el comportamiento de especímenes sujetos a acciones monótonas y a acciones cíclicas alternadas.

Los modelos, ensayados en el Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED, fueron cuatro vigas de concreto con relación claro de cortante a peralte igual a 1.2, construidas a escala natural con diferentes condiciones de detallado en las zonas de anclaje. Específicamente, se estudia el efecto en el comportamiento de la cuantía de refuerzo transversal en las zonas nodales y de la longitud de anclaje. En el diseño se supuso que la capacidad última de las vigas peraltadas (resistencia y deformación), dependería principalmente de la resistencia y rigidez axial de la diagonal principal del puntal de compresión y de un adecuado detallado de las zonas de carga y soporte (detailed y anclaje del refuerzo).

Los objetivos de esta investigación fueron los siguientes:

1. Determinar el efecto de las cargas cíclicas reversibles en el desempeño de vigas peraltadas diseñadas con modelos de puntales y tensores.
2. Identificar los mecanismos de transferencia de fuerzas de corte en vigas de gran peralte y compararlos con las expresiones teóricas.
3. Estudiar la aplicabilidad del modelo de puntales y tensores en el diseño sísmico.

Este documento se ha dividido en siete capítulos y un apéndice. En el capítulo 1 se hace una revisión bibliográfica de los conceptos involucrados en el modelo y de los principales parámetros relacionados con el diseño a corte.

En el capítulo 2 se presentan, de manera resumida, las bases del modelo de puntales y tensores, así como de algunos programas experimentales que han involucrado el estudio de vigas peraltadas de concreto diseñadas empleando dicho modelo.

En el capítulo 3 se presentan algunas de las consideraciones hechas en el diseño de los especímenes y se hace una descripción de los modelos ensayados y de los materiales empleados en su construcción. Se incluyen los detalles del refuerzo y el proceso constructivo adoptado. Se describen igualmente, el dispositivo e historia de carga, la instrumentación y el sistema de captura de datos.

En los capítulos 4 a 7 se explica el comportamiento global de cada uno de los modelos. Se incluyen las curvas de comportamiento, así como la descripción de los modos de falla y de la evolución de los patrones de agrietamiento a lo largo del ensaye. Se interpreta también su comportamiento, analizando las lecturas de los deformímetros colocados en el refuerzo longitudinal y transversal de las vigas.

En el octavo capítulo se hace un análisis de los resultados. Se evalúan la resistencia y rigidez de los especímenes, se presentan las envolventes de respuesta, se estudian los mecanismos de falla y se discuten los sistemas de flujos de fuerzas presentados y los parámetros involucrados. Los resultados medidos se comparan con los modelos teóricos.

En el capítulo 9 se presentan las conclusiones y recomendaciones producto de este trabajo y se proponen nuevas líneas de investigación relacionadas con el empleo del modelo de puntales y tensores en el diseño sísmico.

En los apéndices se incluye información relativa a las pruebas de los materiales empleados en la construcción de los modelos, efectuadas para determinar sus propiedades mecánicas; se resume la notación empleada en este trabajo y se presenta, a manera de ejemplo, el proceso de diseño de las vigas.

CAPÍTULO 1

ANTECEDENTES

1.1 ALCANCE

En este capítulo se resalta la importancia del problema de cortante en el diseño estructural; se describen los principales mecanismos de resistencia a cortante y los parámetros que pueden afectarlos. Así mismo, se sintetizan las actuales teorías para diseño por cortante y se revisan los enfoques de algunos reglamentos de diseño.

Con el fin de facilitar la comprensión de los conceptos y la comparación entre las diferentes teorías, se emplea una nomenclatura unificada para las variables utilizadas por los diferentes autores.

1.2 INTRODUCCIÓN

Los elementos de concreto están sujetos a complejos estados de esfuerzos y deformaciones, que son resultado de diferentes combinaciones de cargas y acciones. El conocimiento de los mecanismos resistentes a cortante es, en particular, de gran importancia cuando se trata de evitar comportamientos frágiles en las estructuras.

En el análisis de problemas de cortante pueden emplearse diferentes métodos según el nivel de refinamiento requerido. Actualmente, ciertos elementos estructurales son diseñados con reglas derivadas de la experiencia o a partir de relaciones empíricas; sin embargo, se hace necesario un método de diseño unificado para todos los tipos de estructuras y sus elementos, que se base en modelos físicos reales.

Dentro de ellos, la analogía de la armadura, por ejemplo, se ha usado para identificar los flujos de fuerzas internas en el concreto reforzado por más de un siglo. El modelo de puntales y tensores, así como la aplicación de la teoría de los campos de esfuerzos son también algunas de las herramientas útiles en el análisis de problemas de cortante. En términos generales, la analogía de la armadura se preocupa por establecer flujos de fuerzas, mientras que el modelo de puntales y tensores hace representaciones discretas de un campo de esfuerzos a partir de las fuerzas aplicadas y de las condiciones de apoyo, buscando limitar los niveles de esfuerzo, tanto de puntales como de zonas nodales.

1.3 FILOSOFÍAS DE DISEÑO

Aunque varios de los primeros estudios sobre los miembros de concreto reforzado se basaron en teorías de resistencia máxima, por ejemplo la teoría a la flexión de Thullie de 1897 y la teoría de la distribución parabólica de esfuerzos de Ritter de 1899, a principios de siglo se aceptó en forma general la teoría de la línea recta (elástica) de Coignet y Tedesco ya que proporcionaba formulaciones matemáticas sencillas, resultados satisfactorios bajo cargas de servicio y márgenes adecuados de seguridad contra el colapso. En consecuencia, la teoría elástica fue la base del diseño del concreto reforzado durante muchos años. En años recientes, sin embargo, se ha retomado el interés en las teorías de resistencia última, dando como resultado un ajuste gradual a las teorías de diseño por esfuerzos de trabajo. Así, a mediados de la década de 1950, el método de la resistencia última se aceptó como una alternativa de diseño en los códigos del Instituto Americano del Concreto (ACI) y del Reino Unido, respectivamente (Park y Paulay, 1997).

1.3.1 Diseño por esfuerzos permisibles

El diseño por esfuerzos permisibles o esfuerzos de trabajo (teoría elástica) está basado en los principios de Bernoulli y en la Ley de Hooke. Este método supone una variación lineal de la relación esfuerzo-deformación. Los miembros se diseñan con base en esa suposición para asegurar que, bajo las cargas de servicio, los esfuerzos del acero y del concreto no excedan los esfuerzos permisibles de trabajo. Los esfuerzos permisibles se establecen como fracción de la resistencia última o de la resistencia de cedencia de los materiales. Los elementos mecánicos en las estructuras estáticamente indeterminadas se calculan suponiendo comportamiento elástico lineal. El método elástico es, en ocasiones, muy conservador.

1.3.2 Diseño por resistencia última

En el diseño por resistencia última (teoría inelástica) las secciones de los miembros de las estructuras se diseñan tomando en cuenta las deformaciones inelásticas y la redistribución de las acciones que pueden ocurrir al tener relaciones no lineales entre las fuerzas y las deformaciones en los miembros bajo cargas elevadas.

El diseño por resistencia última utiliza las reservas de resistencia que resultan de una distribución más eficiente de los esfuerzos permitidos por las deformaciones inelásticas. Además, permite al diseñador evaluar la ductilidad de la estructura en el intervalo inelástico, lo que es importante cuando se considera la redistribución posible de los momentos de flexión en el diseño por cargas de gravedad y acciones sísmicas.

1.3.3 Diseño por estados límite

El enfoque de diseño para el concreto reforzado debe idealmente combinar las mejores características de los diseños por resistencia última y por esfuerzos de trabajo, ya que, si solamente se proporcionan las secciones por los requerimientos de resistencia última, hay el peligro de que aunque el factor de carga sea adecuado, el agrietamiento y las deflexiones bajo cargas de servicio, sean excesivos. Es así como resulta el concepto de estados límite, es decir, condiciones máximas aceptadas para una estructura bajo diferentes criterios. Los estados límite más importantes son: estado límite de servicio, estado límite de daño y estado límite de falla.

El estado límite de servicio se refiere a la ocurrencia de deformaciones, agrietamientos o vibraciones que afectan el correcto funcionamiento de la construcción pero que no perjudican su capacidad para soportar cargas. Para garantizar un diseño satisfactorio, se deben comprobar las anchuras de las grietas y las deflexiones bajo cargas de servicio para asegurar que se encuentren dentro de los valores límites razonables. Esta verificación requiere utilizar la teoría elástica.

El estado límite de daño considera que se presenten agrietamiento prematuro, deformaciones excesivas o daño en elementos no estructurales y deformaciones inelásticas permanentes. Esta condición está relacionada con cargas cercanas a la carga de diseño.

El estado límite de falla es la condición máxima de daño en la estructura que corresponde al agotamiento en la capacidad de carga de la misma o de cualquiera de sus componentes o a la ocurrencia de daños de magnitud tal que afectan significativamente la resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.

Los códigos de construcción de 1953 y 1963 del ACI permitían utilizar indistintamente los métodos de resistencia máxima y esfuerzos de trabajo. En 1971, se hizo énfasis en el diseño con base en la resistencia máxima, con comprobaciones por servicio. Sin embargo, se permitía el empleo de otro método de diseño en el que se utilizaban el esfuerzo de trabajo para diseñar vigas en flexión y las ecuaciones de resistencia máxima incrementadas por un factor para diseñar miembros sometidos a otro tipo de acciones. Los métodos de diseño al límite para concreto estructural fueron relegados hasta los años cincuenta cuando retomó fuerza la teoría de la plasticidad.

En 1964, el Comité Europeo del Concreto presentó el concepto de diseño por estados límite, proponiendo que la estructura se diseñara con referencia a varios estados límite. Los estados límite considerados son: resistencia bajo carga máxima, así como deflexiones y anchuras de grietas bajo cargas de servicio. Como consecuencia de este enfoque, la teoría de la resistencia última se emplea como base para dimensionar las secciones, mientras que la teoría elástica para asegurar condiciones de servicio adecuadas.

De igual manera, las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (Departamento, 1996) del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (Departamento, 1993), establecen que el dimensionamiento y el detallado deben hacerse de acuerdo con los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio. Para el primero de ellos se emplea la teoría de la resistencia última y, para el segundo, se recomienda usar las hipótesis de la teoría elástica.

Los métodos de análisis al límite tratan de aplicar la teoría de la plasticidad al concreto estructural estudiando diferentes mecanismos de falla. Estos métodos basan el diseño en los teoremas del Límite Inferior, del Límite Superior y de Solución Única. Proporcionan una base apropiada para determinar la resistencia de diseño ya que, a menudo, las expresiones empleadas para el cálculo de la carga última reflejan la influencia de los parámetros involucrados y la geometría del problema, dando al diseñador una idea clara del comportamiento y de los posibles mecanismos de colapso de la estructura en consideración.

1.4 EL PROBLEMA DEL CORTANTE

La filosofía actual de diseño sismorresistente establece que una estructura debe ser dimensionada y detallada de manera que, ante el máximo sismo esperado, desarrolle articulaciones plásticas en ciertos elementos. En todos los casos, la región de la articulación plástica, que incluye parte del elemento adyacente a la articulación misma, debe diseñarse de manera que resista el corte asociado a la plastificación por flexión (Alcocer, 1998) y el nivel de deformación esperado.

Es así como la gran mayoría de los elementos estructurales se ve sometida a esfuerzos cortantes significativos. Las fuerzas cortantes generalmente actúan en combinación con flexión, carga axial y, en algunos casos, torsión. La transmisión de este tipo de fuerzas, el desarrollo de mecanismos adecuados para soportarlas y el establecimiento de criterios de detallado adecuados, constituyen un importante reto para el diseñador. La transmisión de cortante en elementos de concreto reforzado se apoya principalmente en las resistencias a tensión y a compresión del concreto; por esto, las fuerzas de cortante provocan, en general, fallas de tipo frágil, indeseables en el diseño sísmico e inconsistentes con la metodología de diseño por capacidad. Por consiguiente, el adecuado diseño a cortante, es un factor determinante en el comportamiento dúctil de la estructura.

1.4.1 Mecanismos de resistencia a cortante

Identificados inicialmente por el Comité 426 ASCE-ACI (ASCE, 1973) y estudiados más tarde por Reineck (1991a), se han propuesto los siguientes mecanismos de transferencia de cortante (fig. 1.1):

- Esfuerzo cortante en el concreto no agrietado de la zona de compresión por flexión. La integración de los esfuerzos de corte en la zona de compresión da como resultado una componente de cortante que a menudo es la considerada cuando se habla de la contribución del concreto. Sin embargo, esta contribución se ve afectada considerablemente por la degradación del concreto por cargas de sismo. Cuando se emplean modelos de puntales y tensores, esta contribución es considerada como compresión en la cuerda superior de la armadura.
- Acción de dovola de las barras de refuerzo longitudinal. Es la resistencia del refuerzo longitudinal a la fuerza cortante en una entrecara agrietada y está dada por flexión local en las barras, cortante directo y torcedura. Depende de la magnitud de los desplazamientos a lo largo del plano de cortante y de la resistencia a tensión del recubrimiento de concreto que la soporta y puede ser significativa en elementos con altas cuantías de refuerzo.

1.4.2 Parámetros que afectan la capacidad a cortante

Los factores que afectan en mayor escala la contribución del concreto a la capacidad a cortante de un elemento de concreto reforzado, son:

- Relaciones claro de cortante a peralte (a/d). Para bajas relaciones a/d (menores que 2.5), el esfuerzo promedio de corte a la falla es progresivamente mayor que en vigas esbeltas debido a que se facilita la formación de un puntal de compresión directamente del punto de aplicación de carga al apoyo. En estos casos los elementos deben ser diseñados preferiblemente mediante un modelo de puntales y tensores.
- Cuantía de refuerzo longitudinal. A menor cantidad de refuerzo longitudinal, el elemento puede fallar a más bajos esfuerzos de corte. Esta reducción puede ser explicada por el incremento en la anchura de las grietas que resulta en una disminución de la transferencia de cortante en la entrecara y mayores grietas por flexión que reducen tanto el tamaño de la zona a compresión como la acción de dovela.
- Fuerza axial. La tensión axial disminuye la resistencia a cortante de elementos sin refuerzo transversal, mientras que la compresión la incrementa.
- Efecto de tamaño. Se refiere a que, a mayor tamaño, se presentan mayores anchuras de grieta y menor habilidad para transmitir corte a través de la entrecara agrietada (Collins, 1997). Adicionalmente, de acuerdo con la teoría de la mecánica de la fractura, cuando la falla está controlada por tensión, el esfuerzo nominal a la falla disminuye con el aumento en el tamaño del elemento ya que la carga de falla aumenta a una tasa menor que la superficie de falla disponible y la energía de fractura permanece constante (Alcocer, 1998).
- Condiciones de carga. La contribución del concreto a la resistencia a corte, depende en gran medida de la ductilidad de desplazamiento del elemento y de las condiciones de carga. Así, para cargas biaxiales, se obtienen degradaciones más severas de dicha contribución que para cargas uniaxiales. A partir de resultados experimentales en vigas y columnas sometidas a cargas uniaxiales y biaxiales, Aschheim, Moehle, Priestley y otros, demostraron que, la contribución del concreto se degrada con el incremento en la ductilidad de desplazamiento a partir de valores de uno y es muy baja para altos niveles de ductilidad (Aschheim y otros, 1997). Adicionalmente, cuando se forman puntales de compresión, su ángulo de inclinación es función de la magnitud de la rotación en la articulación plástica, ya que cambia gradualmente desde la zona de la articulación hasta fuera de ella. Así mismo, las cargas cíclicas inducen esfuerzos de tensión y compresión alternados en el concreto que aceleran la degradación del material y disminuyen su resistencia a cortante.

1.5 CRITERIOS PARA DISEÑO POR CORTANTE

Tradicionalmente, el diseño de elementos de concreto reforzado se ha realizado por secciones, es decir, tratando de manera independiente cada sección para la combinación más crítica de flexión, cortante y carga axial, sin tener en cuenta la interacción cortante-flexión o tratándose de manera empírica. Sin embargo, este método no funciona en regiones con discontinuidades geométricas o con cargas concentradas (regiones D) ya que es estrictamente aplicable en regiones en las cuales se cumplen las hipótesis de Bernoulli (regiones B), independientemente de si las cargas por sismo controlan o no el diseño.

Actualmente, la mayoría de los métodos de diseño son semiempíricos basados en la suma de las contribuciones del concreto y del acero (estribos). La contribución del concreto se calcula con base en expresiones obtenidas a partir de resultados experimentales; y la del acero, está fundamentada en un modelo sencillo de armadura plástica. Este enfoque ha resultado satisfactorio en la mayoría de las situaciones de diseño pero presenta deficiencias, especialmente en los casos de regiones D y de elementos peraltados. Esto se debe a que, entre otros motivos, no considera los posibles mecanismos de falla y las condiciones de degradación de las propiedades del concreto y del anclaje, proporcionando soluciones inseguras (Alcocer, 1998). La existencia de varios métodos de diseño obedece a la importancia relativa que diversos investigadores han otorgado a los diferentes mecanismos de transferencia de cortante.

La más simple de las aproximaciones es la analogía de la armadura propuesta por Ritter y Morsch a principios de siglo, que establece que después de que una viga se agrieta, como resultado de los estados de tensión diagonal, puede idealizarse como una armadura con cuerdas paralelas y diagonales de compresión

inclinadas a 45°. Este modelo de la armadura fue el punto de partida de la mayoría de las investigaciones teóricas y experimentales sobre concreto estructural sometido a cortante y ha sido adoptado por muchos códigos como la base de sus recomendaciones de diseño para cortante y torsión. A partir de entonces muchas fórmulas empíricas se han presentado con el fin de calcular los esfuerzos de corte en el concreto (contribución del concreto); sin embargo, existen numerosas diferencias entre ellas por causa, entre otros factores, de la dispersión en los resultados de las pruebas empleadas debido a los diferentes tipos de ensayos considerados, de la deficiente representación de ciertos parámetros en los experimentos, de los modos de falla presentados y de la influencia de la resistencia a tensión del concreto, a veces no evaluada, en los especímenes. Estos factores limitan la validez de las fórmulas empíricas e incrementan la necesidad de métodos más racionales y relaciones justificadas teóricamente.

Históricamente, el diseño por corte ha incluido la contribución del concreto, V_c , para considerar el agrietamiento, pero limitada de tal manera que se tratan de prevenir fallas por aplastamiento antes de la fluencia de los estribos. Se han desarrollado ecuaciones empíricas que establecen límites para la contribución del concreto, considerando los efectos de refuerzo en el alma, condiciones de anclaje del refuerzo, resistencia del concreto a tensión, cuantía de refuerzo longitudinal, relación a/d , peralte y fuerza axial o nivel de presfuerzo y, en algunos casos, tamaño máximo del agregado. Un ejemplo de ellas es la empleada para diseño de estructuras de concreto en el Japón, antes de la incorporación en el reglamento AIJ de 1990 de los métodos de diseño que consideran acción de arco y mecanismo de armadura.

El modelo de la armadura tradicional considera que los puntales de compresión son paralelos a la dirección del agrietamiento y que no se transfieren esfuerzos a través de las grietas. Este modelo es muy conservador si se compara con resultados experimentales. Es por eso que teorías más recientes determinan la contribución del concreto, V_c , considerando esfuerzos de tensión transversales a los puntales de concreto, y esfuerzos de corte transferidos a través de las grietas inclinadas por trabazón del agregado o fricción. Estos esfuerzos transversales resultan en variación del ángulo del esfuerzo principal de compresión con respecto al ángulo de inclinación del agrietamiento y en el desarrollo de una componente vertical a lo largo de la grieta, que contribuye a la resistencia a corte del elemento. El *método estándar de la armadura, sin contribución del concreto*, permite suponer una menor inclinación de las diagonales de compresión, dentro de ciertos límites sugeridos con base en la teoría de la plasticidad y considerando la existencia de trabazón del agregado en las grietas y de fuerzas de dovola. La *analogía de la armadura modificada* (Ramírez y Breen, 1991) permite utilizar ángulos de inclinación diferentes a 45° y sostiene que la contribución del concreto disminuye con el nivel de esfuerzo cortante. El *modelo de la armadura con fricción en las grietas* (Reineck, 1991) supone que las fuerzas se transfieren por fricción a través de las grietas y que la resistencia a cortante (V_n) está dada por la suma de las componentes verticales de las fuerzas tangenciales de fricción en la grieta (T_f) y la fuerza normal (N_f), la contribución del acero de refuerzo (V_s) y la componente vertical de la fuerza de presfuerzo (V_p). Desprecia el mecanismo de dovola en el refuerzo longitudinal y supone que las cuerdas son paralelas al eje del elemento. Para elementos sin presfuerzo, V_n tiene la misma forma que el ACI 318-99 (American, 1999) o EC2 (Eurocode no. 2, 1991) pero el término V_c deja de ser empírico para ofrecer una explicación física del componente del cortante transferido a través de las grietas.

Hsu ha propuesto dos métodos diferentes de armaduras suavizadas. El primero considera la reorientación de las grietas conforme el incremento de la carga, desde la grieta inicial hasta la falla (*modelo de la armadura suavizada con ángulo variable*). El segundo, supone que el puntal de concreto permanece paralelo a las grietas iniciales cuya inclinación depende de la dirección de los esfuerzos de compresión justo antes del agrietamiento. Esta dirección cambia después del agrietamiento. Schlaich y otros (1987) extendieron la analogía de la armadura para vigas con diagonales uniformemente inclinadas a todas las regiones de una estructura estableciendo el modelo de puntales y tensores (MPT) e introdujeron el concepto de regiones B y D. Este enfoque es de particular importancia en regiones en las que la distribución de deformaciones es significativamente no lineal a lo largo del peralte.

Los métodos que determinan el ángulo de inclinación de los puntales considerando las deformaciones en el refuerzo transversal, el refuerzo longitudinal y el concreto reforzado diagonalmente, se conocen como aproximaciones de los campos de compresión. Kupfer (1964) y Baumann (1972) presentaron un método suponiendo comportamiento elástico lineal del concreto agrietado y del refuerzo. Collins y Mitchell (1980) desarrollaron la *teoría de los campos de compresión* (TCC) para miembros sometidos a torsión y cortante, que

supone que después del agrietamiento no hay esfuerzos de tensión en el concreto. En 1986, Vecchio y Collins plantearon la *teoría de los campos de compresión modificada* (TCCM) que considera la influencia de los esfuerzos de tensión en el concreto agrietado y establece un límite para el esfuerzo principal de tensión en el concreto para tener en cuenta la posibilidad de una falla del mecanismo de trabazón del agregado, responsable de transmitir los esfuerzos de corte en la interfaz a través de la superficie agrietada. Estos modelos han sido calibrados con base en resultados experimentales de paneles sujetos a cortante puro y a estados planos de esfuerzos (fig. 1.2) y aunque consideran condiciones de equilibrio, compatibilidad y modelos de comportamiento de materiales, son aplicables únicamente a regiones B, ya que en las regiones D pueden presentarse estados más complejos de esfuerzos, no considerados en el desarrollo de estas teorías. En contraposición, el MPT, permite elaborar modelos 3D y realizar análisis más detallados en zonas de discontinuidad.

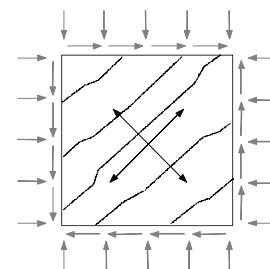


Figura 1.2 – Estado biaxial de esfuerzos en un elemento diferencial

En la última década se han desarrollado también, de manera paralela a la teoría de los campos de compresión y al modelo de puntales y tensores, la teoría de cortante por fricción (Loov y Patnaik, 1994) y teorías que usan leyes constitutivas para fricción y para la determinación de las deformaciones en el alma de vigas sometidas a corte, considerando la formación de grietas, el ancho y el espaciamiento de las mismas, entre otros factores (Reineck, 1991a; Belarbi y Hsu 1991, 1994, 1995; Pang y Hsu 1995; Hsu 1993; entre otros).

Los anteriores enfoques del diseño por cortante y la evolución de las diferentes teorías empleadas han sido, sin embargo, limitados al análisis ante cargas monótonas en miembros cargados por flexión en una dirección, tanto en regiones B como D y no influyen efectos de interacción corte-torsión. En particular, en el caso del modelo de puntales y tensores, de gran utilidad para el estudio de regiones D, no se ha evaluado su empleo en el diseño de elementos sometidos a acciones cíclicas reversibles.

1.5.1 Reglamento ACI 318

El diseño por corte en Estados Unidos ha incluido, históricamente, de manera adicional a la contribución del refuerzo por cortante, V_s , calculado con base en un modelo de la armadura con elementos paralelos a 45° , una contribución del concreto, V_c . En 1923 las especificaciones del ACI establecían un esfuerzo cortante permisible de $0.025 f'_c$ pero no mayor que 0.41 MPa y de $0.03 f'_c$ y menor que 0.62 MPa para vigas sin refuerzo en el alma o con refuerzo longitudinal sin anclaje mecánico y para vigas conectadas con placas o con ganchos a 180° , respectivamente.

El refuerzo en el alma se diseñaba con

$$A_v f_v = V' s \sin(\gamma / z) \quad (1.1)$$

donde

- A_v es el área de refuerzo por corte en una distancia s ;
- f_v es el esfuerzo permisible de tensión en el refuerzo por corte;
- z es el brazo de palanca del refuerzo por flexión;
- V' es la diferencia entre el cortante total y el cortante resistido por el concreto ($0.02 f'_c b z$ ó $0.03 f'_c b z$);
- b es el ancho del alma;
- s es el espaciamiento del refuerzo por corte medido perpendicular a su dirección; y
- γ es el ángulo de inclinación del refuerzo transversal con respecto al eje de la viga.

El valor límite para el esfuerzo cortante permisible, ante cargas de servicio era $0.06 f'_c$ (sin exceder 1.24 MPa) y $0.12 f'_c$ (sin exceder 2.48 MPa) para vigas sin y con anclaje del refuerzo longitudinal, respectivamente. Esto con el fin de prevenir fallas por agrietamiento diagonal antes de la fluencia de los estribos.

Esta disposición constituyó la base para los sucesivos reglamentos del ACI, además estuvo vigente entre 1921 y 1951, período en el cual se reemplazó la diferenciación entre barras con y sin anclaje por el requerimiento de que todas las barras simples debían tener ganchos y las barras corrugadas debían satisfacer lo establecido por la norma ASTM A 305. Por lo tanto, el esfuerzo máximo permisible en el concreto fue $0.03 f'_c$ y el esfuerzo cortante máximo fue $0.12 f'_c$.

El ACI318-51, basado en esfuerzos permisibles, especificaba que el refuerzo en el alma debía proporcionarse cuando el esfuerzo por corte ante cargas de servicio excediera $0.03 f'_c$ y que el área de acero debía diseñarse de manera tal que soportara la diferencia entre el cortante actuante y el resistido por el concreto. Este cálculo se basaba aún en la analogía de la armadura a 45° .

En 1955, la falla por corte de unas vigas en una bodega de la base Wilkins de la fuerza área en Shelby, Ohio, hizo que se cuestionaran los requisitos de diseño existentes e hizo retomar las recomendaciones de Talbot (1909) quien, basado en resultados experimentales, había afirmado que el valor del esfuerzo de corte a la falla dependía de la cantidad de refuerzo longitudinal, de la longitud relativa de la viga y de otros factores que afectan la rigidez de las vigas: relaciones de esbeltez, calidad y resistencia del concreto, entre otros.

Más recientemente, se desarrollaron varios procedimientos de diseño con el fin de economizar en el refuerzo transversal. Uno de ellos ha sido adicionar la contribución del concreto a la capacidad obtenida por el refuerzo por corte, asumiendo una armadura a 45° ; tal es el caso del ACI318-99.

El ACI318-99 está basado en la analogía de la armadura con puntales con inclinación constante de 45° , complementados con una contribución del concreto obtenida experimentalmente. La contribución del refuerzo por corte V_s , para el caso de estribos verticales puede derivarse de las consideraciones teóricas de equilibrio en modelos de la armadura a 45° , con espaciamiento constante de estribos, s , y peralte efectivo, d .

Actualmente, el Comité 445 del ACI, *Cortante y torsión*, elabora un apéndice que introduce el diseño por cortante empleando el modelo de puntales y tensores (American, 2000).

1.5.2 Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal

Las NTCC del RCDF (Departamento, 1996), están también fundamentadas en la analogía clásica de la armadura y consideran que la capacidad a cortante de un elemento de concreto reforzado, sin presfuerzo, está dada por la suma de la contribución del concreto y la contribución del refuerzo transversal.

La contribución del concreto, V_c , en vigas con relación claro a peralte total, L_1/h , mayor que cinco, se calcula como

$$\text{si } \rho_v > 0.01 \quad V_c = F_R b d (0.2 + 30\rho_v) \sqrt{f'_c} \quad [\text{kg/cm}^2] \quad (1.2)$$

$$\text{si } \rho_v \geq 0.01 \quad V_c = 0.5 F_R b d \sqrt{f'_c} \quad [\text{kg/cm}^2] \quad (1.3)$$

Si L_1/h es menor que cuatro y las cargas y reacciones comprimen directamente las caras superior e inferior de la viga, la contribución del concreto se obtiene multiplicando la expresión 1.3 por

$$1.0 < \left(3.5 - 2.5 \frac{M}{Vd} \right) < 3.0 \quad (1.4)$$

Si las cargas o reacciones no comprimen directamente la viga, se aplica la ecuación 1.3, sin modificar el resultado. Para relaciones L_1/h comprendidas entre cuatro y cinco, la contribución del concreto varía linealmente entre los valores dados por las ecs. 1.2 y 1.3.

donde

- d es el peralte efectivo de la sección;
- f_c^* es la resistencia nominal del concreto a compresión, calculada como $0.8f_c'$;
- F_R es el factor de reducción de resistencia; igual a 0.8 para cortante y torsión;
- M es el momento flexionante actuante en la sección;
- V es la fuerza cortante actuante en la sección; y
- ρ_x es la cuantía de refuerzo longitudinal; calculada como A_s/bd .

Para el caso particular de vigas peraltadas, cuya dimensión transversal, paralela a la fuerza cortante, es mayor a 700 mm o la relación h/b es mayor que seis, las NTCC proponen una reducción del 30 por ciento en la contribución del concreto, por cada una de las dos condiciones anteriores que no se cumpla. Actualmente, se revisan estas disposiciones (Comité, 2000) y se propone que para $h > 700$ mm, la reducción se calcule con base en la expresión

$$0.8 < (1 - 0.0004(h - 700)) < 1.0 \quad [\text{mm}] \quad (1.5)$$

Adicionalmente, se propone reemplazar las ecs. 1.2 y 1.3 por

$$\text{si } \rho_v > 0.015 \quad V_c = F_R b d (0.2 + 20\rho_v) \sqrt{f_c^*} \quad [\text{kg/cm}^2] \quad (1.6a)$$

$$\left(V_c = F_R b d (0.2 + 20\rho_v) \frac{1}{3} \sqrt{f_c^*} \right) \quad (1.6b)$$

$$\text{si } \rho_v \geq 0.015 \quad V_c = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad [\text{kg/cm}^2] \quad (1.7a)$$

$$\left(V_c = 0.15 F_R b d \sqrt{f_c^*} \right) \quad (1.7b)$$

La contribución del acero se calcula, considerando estribos, con un área transversal A_s , separación s y peralte efectivo de la sección, d , como

$$V_s = \frac{A_s f_y d}{s} \quad (1.8)$$

1.5.3 Analogía clásica de la armadura

Desde principios del siglo, modelos de la armadura se han usado para identificar los flujos de fuerzas internas en el concreto reforzado y como herramientas conceptuales para el análisis y diseño de vigas de concreto reforzado. En 1892 se introdujo el método de Hennebique para calcular las fuerzas en los estribos. En 1899, Ritter presentó una explicación del método de la armadura y argumentó que los estribos tienen como función principal, contrarrestar los esfuerzos de tensión en el concreto, más que actuar como montantes a tensión. Así mismo, postuló que después de que una viga se agrieta como resultado de los estados de tensión diagonal, puede idealizarse como una armadura con cuerdas paralelas y diagonales de compresión inclinadas a 45° con respecto al eje longitudinal de la viga. Withey, en 1907, introdujo el modelo de la armadura en la

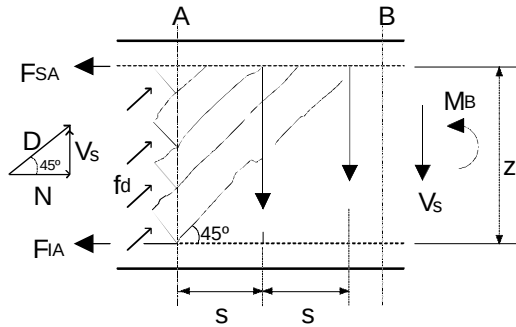


Figura 1.3 – Diagrama de cuerpo libre de una sección de concreto reforzado

literatura norteamericana y afirmó que proporciona resultados conservadores si se compara con evidencia experimental. En 1909, Talbot confirmó la teoría de Withey (ASCE, 1998).

Mörsch, en las primeras dos décadas del siglo, presentó el modelo clásico de la armadura, con puntales orientados a 45°. Realizó pruebas en vigas sujetas a flexión para verificar el modelo y concluyó que aunque fue prácticamente imposible determinar la inclinación de las grietas, el modelo a 45° se ajustaba conservadoramente bien. Introdujo el uso de la analogía de la armadura para torsión despreciando la contribución del acero de refuerzo.

Así, la analogía de la armadura, basada principalmente en el trabajo de Ritter y Mörsch, considera el equilibrio interno de una sección sometida a cortante y se asemeja a una armadura, en la que la cuerda superior resiste la compresión, la cuerda inferior toma la tensión, los estribos están a tensión y las diagonales (puntales de concreto) toman la compresión y corren paralelas a las grietas diagonales, generalmente a 45° respecto del eje de la viga (fig. 1.3).

Al resolver el diagrama de cuerpo libre de la sección mostrado en la fig. 1.3, se obtienen las siguientes expresiones:

$$F_{sa} = -\frac{M_a}{z} + \frac{V}{2} \cot 45 \quad (1.9)$$

$$F_{ia} = \frac{M_a}{z} + \frac{V}{2} \cot 45 \quad (1.10)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y \cdot z \cdot \cot 45}{s} \quad (1.11)$$

$$f_d = \frac{V}{z \cdot b \cdot \sin 45 \cos 45} \quad (1.12)$$

donde

- F_{sa} es el esfuerzo en la cuerda superior;
- F_{ia} es el esfuerzo en la cuerda inferior;
- V_s es el cortante en los estribos, en este caso, igual al cortante total, V ; y
- f_d es el esfuerzo a compresión en las diagonales (puntales).

Con base en la ecuación 1.11, se obtiene una expresión de la contribución al cortante por los estribos similar a la propuesta por el ACI y por las NTCC

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (1.13)$$

Las ecuaciones 1.9 y 1.10 difieren de la práctica tradicional, que no considera la interacción de cortante y momento. Este desplazamiento en el diagrama de momentos debido al cortante se considera implícitamente en el ACI318-99 y en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCC) del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (Departamento,

1996), en los requisitos de corte y doblado de varillas (fig. 1.4). La ecuación 1.12 no se incluye directamente en los reglamentos pero se considera indirectamente para proteger al alma del aplastamiento.

Las principales ventajas de este método son que es simple y racional y que toma en cuenta la mayoría de los mecanismos de falla; esto es: aplastamiento del concreto, fluencia de los estribos y fluencia del refuerzo longitudinal. Las desventajas son que

supone que el mecanismo de la armadura se ha formado completamente y, realmente, hasta que esto sucede, parte de la resistencia puede venir del mismo concreto; y que considera que los puntales de compresión son paralelos a la dirección del agrietamiento y que no se transfieren esfuerzos a través de las grietas, resultando muy conservador si se compara con resultados experimentales. Es por eso por lo que teorías más recientes consideran uno o ambos de los siguientes mecanismos: esfuerzos de tensión en el concreto transversales a los puntales y esfuerzos de corte transferidos a través de las grietas inclinadas por trabazón del agregado o fricción. Estos mecanismos constituyen la contribución del concreto, V_c , y resultan en una variación del ángulo del esfuerzo principal de compresión con respecto al ángulo de inclinación del agrietamiento y la presencia de una componente vertical a lo largo de la grieta, que contribuye a la resistencia a corte del elemento. Estas teorías suponen que no hay transferencia de esfuerzos de tensión a través de las grietas. Considerar una contribución del concreto para la resistencia a corte, en los reglamentos de diseño, permite realizar diseños más económicos de vigas.

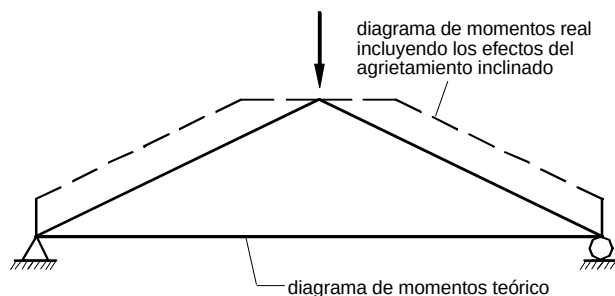


Figura 1.4 – Efecto del agrietamiento en la distribución de momentos flexionantes en vigas

1.5.4 Analogía moderna de la armadura

La resistencia nominal a corte de vigas de concreto con refuerzo transversal está, generalmente, dada por $V_n = V_c + V_s$ donde V_c representa una contribución adicional del concreto que es función del nivel de esfuerzo cortante y V_s es la resistencia proporcionada por el acero o estribos –CEB-FIP (Comité, 1990); EC2 (Eurocode no. 2, 1991); Ramírez y Breen (1991)–. V_s representa la capacidad resistente de la armadura en corte derivada del equilibrio de las fuerzas verticales en un diagrama de cuerpo libre en la grieta inclinada. Según Ramírez y Breen (1991), el ángulo de inclinación de las diagonales, θ , puede ser diferente de 45° , pero no menor de 30° en elementos sin presfuerzo. La tensión longitudinal debida a cortante es resistida por las fuerzas de tensión en las cuerdas superior e inferior de la armadura, ya que los esfuerzos de corte se suponen uniformemente distribuidos en todo el peralte. Los esfuerzos diagonales de compresión pueden calcularse por geometría y equilibrio.

El término V_c , aunque influye en la cantidad de refuerzo transversal, no afecta la cuantía de refuerzo longitudinal ni la revisión de los esfuerzos de compresión en el puntal. Ésta es una revisión conservadora de la fuerza cortante máxima que puede ser resistida por el concreto sin sufrir falla por aplastamiento.

La analogía moderna de la armadura difiere de la clásica en un punto importante: el ángulo de inclinación del puntal de compresión coincide con la orientación de los esfuerzos principales en el estado de falla y no tiene que ser 45° . Considera tres estados del elemento:

- Estado sin agrietamiento. Las grietas siguen los esfuerzos principales a compresión, inclinadas a 45° . La resistencia proviene únicamente del concreto.
- Estado de transición. La resistencia es proporcionada por el concreto más la armadura.
- Estado de colapso. La resistencia proviene de la armadura. El ángulo de los puntales no tiene que ser 45° . Esto implica que la compresión puede ser transmitida a través de las grietas iniciales. Cerca del colapso, el patrón de deformaciones del concreto se orienta respecto a los puntales y no con respecto a las grietas elásticas iniciales. Se presentan deformaciones laterales transversales a los puntales y no a las grietas originales.

Las hipótesis que emplea son las siguientes:

- Antes de la falla, se requiere la fluencia del refuerzo longitudinal. Esta consideración limita su uso a secciones sub-reforzadas.
- El aplastamiento de los puntales diagonales de concreto no ocurre antes de la fluencia del acero transversal.
- Los esfuerzos en el concreto son de compresión y la resistencia a tensión del concreto es despreciable.
- Se desprecia la acción de dovela: únicamente se presentan esfuerzos uniaxiales en el refuerzo.
- Para la carga última, después de que han tenido lugar las deformaciones elásticas e inelásticas y de que se ha producido la redistribución de fuerzas internas, hay fluencia del acero de refuerzo y el fisuramiento del concreto se da en dirección perpendicular a los puntales.
- El acero de refuerzo debe ser apropiadamente detallado para evitar fallas prematuras de aplastamiento y adherencia.

Basado en las hipótesis anteriores, Ramírez, sintetiza el proceso de análisis de la siguiente manera:

- diseñar el refuerzo longitudinal en forma convencional;
- seleccionar la armadura adecuada para el patrón de carga;
- calcular el cortante en la sección crítica;
- calcular la contribución del concreto;
- obtener el cortante que debe tomar la armadura y calcular áreas y separaciones de estribos;
- verificar el aplastamiento del alma;
- calcular el acero longitudinal en adición al refuerzo por flexión; y
- revisar los requerimientos mínimos de detallado: separación de estribos, cuantía mínima de acero, diámetro mínimo de varillas longitudinales.

La analogía moderna de la armadura considera que el refuerzo longitudinal tiene varias funciones, entre ellas: anclar los estribos en las esquinas, proporcionar una pequeña resistencia al cortante mediante acción de dovela y evitar que las grietas inclinadas se abran.

1.5.5 Modelo de la armadura con fricción en las grietas

El modelo de la armadura con fricción en las grietas supone una distribución de grietas (separación y forma) típica de una región B en un elemento sujeto a corte. Supone que las fuerzas se transfieren por fricción a través de las grietas dependiendo de sus anchuras y de los deslizamientos.

Este modelo ha sido desarrollado por numerosos investigadores, entre ellos: Gambarova, 1979; Dei Poli y otros, 1987; Kupfer y otros, 1983; Kirmair, 1987; Kupfer y Bulicek, 1991 y Reineck (1991b). Está basado en el diagrama de cuerpo libre que se presenta en la fig. 1.1. De ahí, la resistencia a corte está dada por $V_s + V_c + V_p = V_n$, donde, V_c es la suma de las componentes verticales de las fuerzas tangenciales de fricción en la grieta, T_p , y la fuerza normal, N_p , y V_p es la componente vertical de la fuerza de presfuerzo. Se desprecia el mecanismo de dovela en el refuerzo longitudinal y se supone que las cuerdas son paralelas al eje del elemento. Leonhardt, Mallee, Park y Paulay (1975) han propuesto modelos más complejos con cuerdas inclinadas.

La contribución de los estribos está dada por $V_s = A_v f_y z \cot \beta_{cr} / s$ donde β_{cr} es la inclinación de las grietas, z es el brazo de palanca y s es la separación entre estribos. Para elementos sin presfuerzo $V_n = V_s + V_c$ tiene la misma forma que el ACI 318-99 o EC2 pero el término V_c deja de ser empírico para ofrecer una explicación física del componente del cortante transferido a través de las grietas. En este método, la inclinación y el espaciamiento de las grietas deben determinarse a partir de un análisis no lineal. Generalmente se supone $\beta_{cr} = 45^\circ$. Kupfer y otros (1983) han propuesto una variación de 5° debida a la reducción en el módulo de Young a consecuencia del microagrietamiento.

Las leyes constitutivas para la transferencia de las fuerzas a través de las grietas, por fricción o cortante de entrecara han sido estudiadas en los trabajos de Fenwick y Paulay, 1968 y Taylor, 1974, inicialmente y, posteriormente, por Hamadi, 1976; Walraven, 1980; Walraven y Teinhardt, 1981; Gambarova, 1981; Daschner y Kupfer, 1982; Hsu y otros, 1987; Nissen, 1987 y Tassios y Vintzeleou, 1987 (ASCE, 1998).

1.5.6 Modelo de la armadura suavizada con ángulo fijo

Hsu y colaboradores (Pang y Hsu, 1995; Hsu, 1988, 1991 1999a, 1999b) han propuesto dos métodos diferentes de armaduras suavizadas. El primero de ellos considera la reorientación de la dirección de las grietas con el incremento de la carga, desde la grieta inicial hasta la falla. El segundo, supone que el puntal de concreto permanece paralelo a las grietas iniciales cuya inclinación, a su vez, depende de la dirección de los esfuerzos de compresión justo antes del agrietamiento (fig. 1.5f). Las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad están basadas en los estados de esfuerzos y deformaciones que se presentan en la figura 1.5. Después del agrietamiento, los esfuerzos de corte debidos al desarrollo de la fricción en las grietas, así como los esfuerzos de compresión en la dirección principal no tienen la misma inclinación de las grietas. Es el mismo caso que la analogía de la armadura con fricción en las grietas. Las leyes constitutivas empleadas para el acero y el concreto a compresión y tensión se presentan en la fig. 1.6.

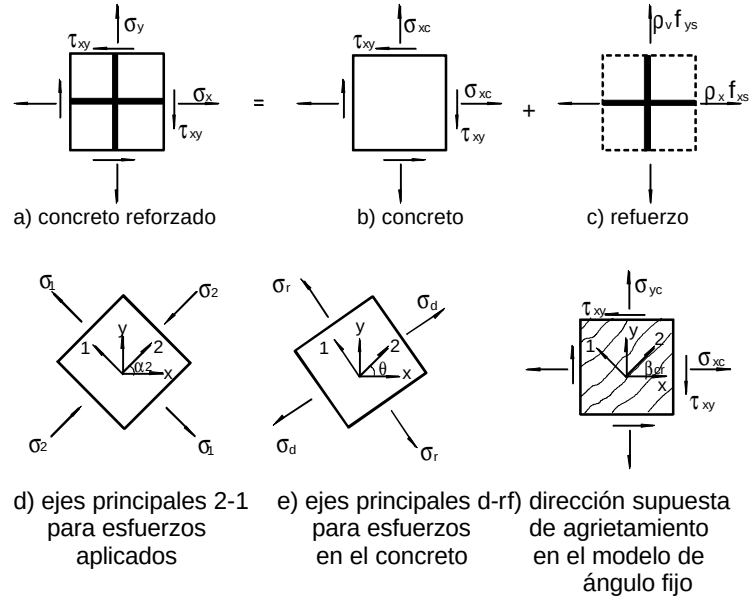


Figura 1.5 – Elemento membrana de concreto reforzado sujeto a estado plano de esfuerzos (Hsu, 1999a)

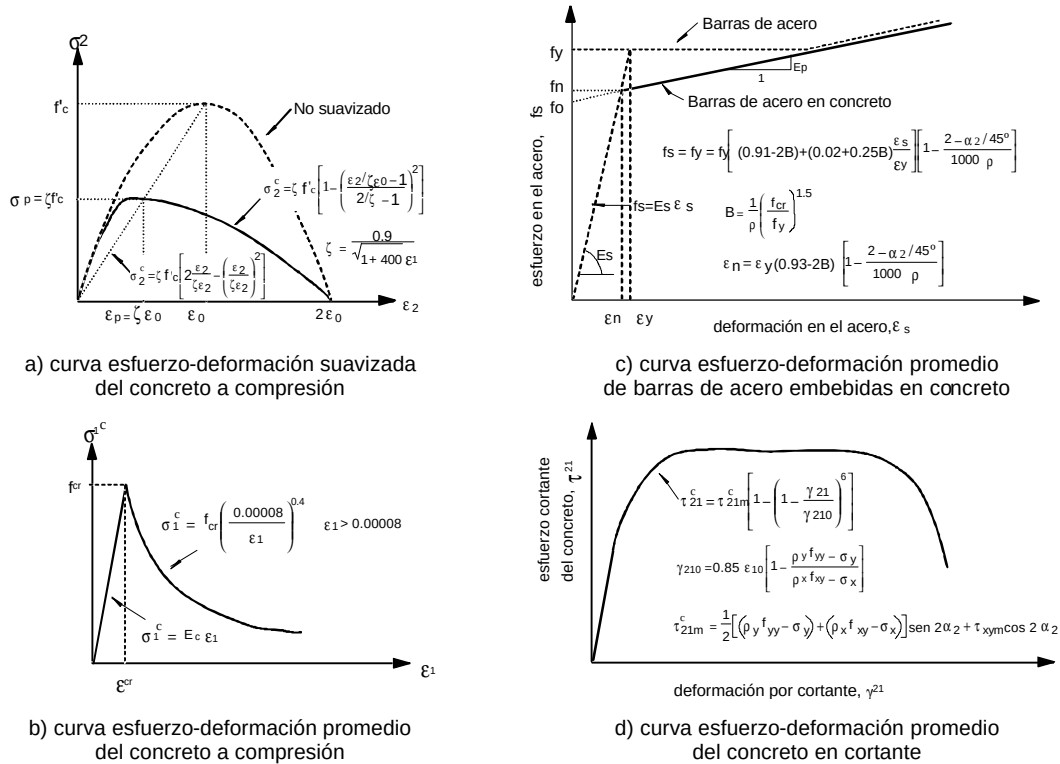


Figura 1.6 – Leyes constitutivas para el concreto y el acero (Hsu, 1999a)

1.5.7 Teoría de los campos de compresión (TCC)

El alma agrietada de una viga de concreto reforzado transmite carga de una manera relativamente compleja. Cuando se incrementa la carga, se forman nuevas grietas y las pre-existentes se abren y cambian de inclinación. Así, las deformaciones longitudinales y la inclinación de las grietas varían con el peralte de la viga.

Mörsch, en 1922, anunció que era matemáticamente imposible conocer la pendiente de las grietas secundarias inclinadas de acuerdo con las cuales se debían diseñar los estribos. En 1929, H.A. Wagner resolvió un problema similar aplicado a la aeronáutica y fue la primera aproximación a la teoría actual de los campos de compresión. Se llamó teoría de los campos de tensión y suponía que el ángulo de inclinación de los esfuerzos diagonales de tensión coincidía con el ángulo de las deformaciones principales de tensión (ASCE, 1998).

Este método, así como los que determinan el ángulo θ considerando las deformaciones en el refuerzo transversal, el refuerzo longitudinal y el concreto reforzado diagonalmente, se conocen como aproximaciones de los campos de compresión. Con ellas, y a partir de condiciones de equilibrio y compatibilidad y relaciones esfuerzo-deformación puede predecirse la respuesta carga-deformación de una sección sujeta a corte.

Kupfer, 1964 y Baumann (1972) presentaron un método para determinar el ángulo θ suponiendo comportamiento lineal elástico del concreto agrietado y el refuerzo. Con base en el procedimiento de Wagner, Mitchell y Collins (1974) desarrollaron un método para miembros a torsión y, posteriormente, lo aplicaron a corte (Collins y Mitchell, 1978), denominándose Teoría de los Campos de Compresión (TCC).

La fig. 1.7 resume las relaciones en las que se basa la TCC. El esfuerzo cortante, t , aplicado en el concreto produce esfuerzos de tensión en el refuerzo longitudinal, f_{xs} , y en el refuerzo transversal, f_{ys} , y de compresión en el concreto agrietado, f_2 , inclinados a un ángulo, θ , que puede determinarse a partir del círculo de Mohr como

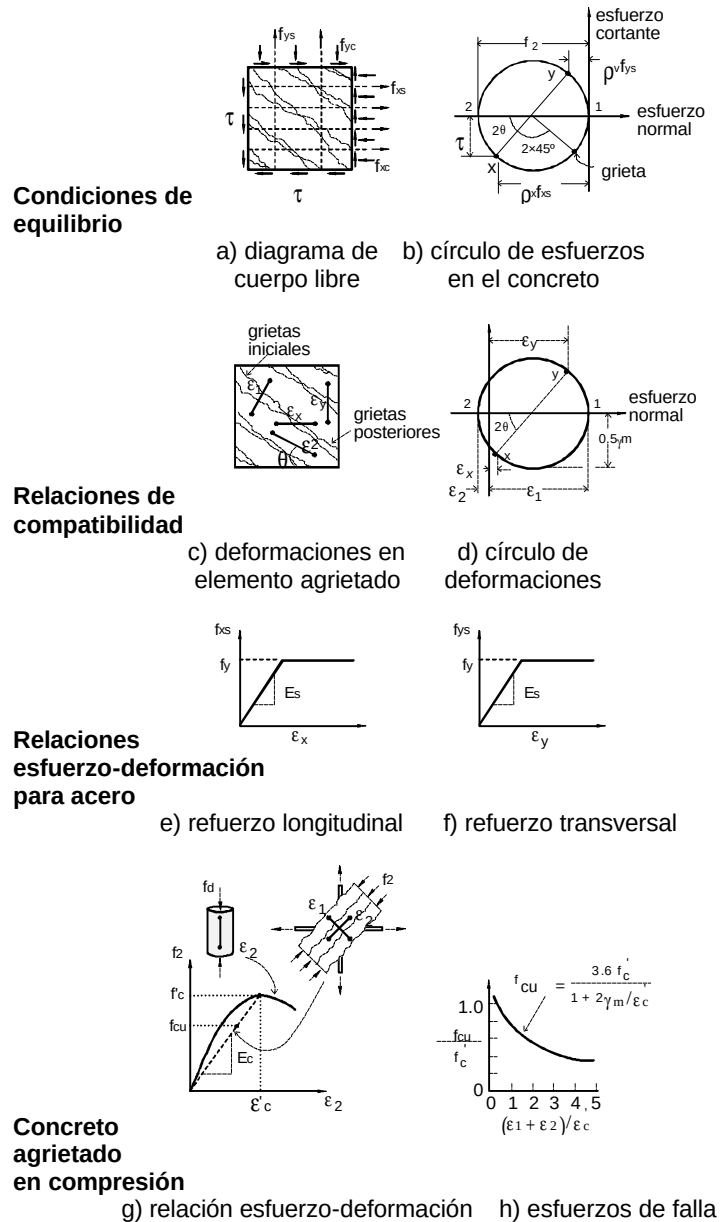


Figura 1.7 – Teoría de los campos de compresión

$$\tan^2 \theta = \frac{\epsilon_x + \epsilon_2}{\epsilon_y + \epsilon_2} \quad (1.14)$$

donde ϵ_x , ϵ_y , ϵ_2 , son las deformaciones correspondientes a los esfuerzos f_{xs} , f_{ys} y f_2 , respectivamente.

Supone, además, que las relaciones esfuerzo-deformación del refuerzo son bilineales (figs. 1.7e y 1.7f); así, luego de que la deformación del refuerzo transversal excede la de fluencia, ϵ_y , el esfuerzo en los estribos es igual al esfuerzo de fluencia.

Las relaciones de equilibrio del refuerzo están dadas por

$$\rho_v f_{ys} = f_{yc} = \tau \tan \theta \quad (1.15)$$

$$\rho_x f_{xs} = f_{xc} = \tau \cot \theta \quad (1.16)$$

$$f_2 = \tau (\tan \theta + \cot \theta) \quad (1.17)$$

Con base en pruebas de laboratorio, Collins y Mitchell (1978) sugieren que la relación entre los esfuerzos y deformaciones principales del concreto agrietado diagonalmente ($f_2 - \epsilon_2$) difiere de la curva esfuerzo-deformación para un cilindro común (fig. 1.7g) y propone, para el esfuerzo f_2 el siguiente límite

$$f_{cu} = \frac{3.6 f'_c}{1 + 2 \gamma_m / \epsilon'_c} \text{ [MPa]} \quad (1.18)$$

donde

$$\epsilon_2 = \frac{f_2}{f'_c \epsilon'_c} \text{ si } f_2 < f_{cu} \quad (1.19)$$

$$\epsilon_1 = \epsilon_x + (\epsilon_x + \epsilon_2) \cot 2\theta \quad (1.20)$$

γ_m es el diámetro del círculo de deformaciones ($\epsilon_1 + \epsilon_2$);

ϵ'_c es la deformación en la cual el cilindro de concreto alcanza f'_c .

Reordenando las ecuaciones anteriores

$$\tan^4 \theta = \left(1 + \frac{1}{n \rho_x} \right) \left/ \left(1 + \frac{1}{n \rho_v} \right) \right. \quad (1.21)$$

donde

ρ_x , ρ_v son las cuantías de refuerzo en las direcciones longitudinal y transversal;

n es la relación modular E_s/E_c ; y

E_c es el módulo de elasticidad secante del concreto y está dado por la relación f'_c/ϵ'_c .

Estudios experimentales posteriores orientados a determinar la curva esfuerzo-deformación del concreto diagonalmente agrietado, llevados a cabo por diversos autores, entre ellos, Vecchio y Collins (1986), Schlaich y otros (1987), Bhidé y Collins (1989), Belarbi y Hsu (1991), Vecchio y otros (1994) y Pang y Hsu (1995) ponen en evidencia que la capacidad del concreto para resistir compresión disminuye con el incremento en las deformaciones de tensión.

Vecchio y Collins (1986) sugieren que el esfuerzo máximo de compresión f_{cu} que puede resistir el concreto se reduce con el incremento en la deformación principal de tensión, ϵ_1 , así

$$f_{cu} = \frac{f'_c}{0.8 + 170\epsilon_1} \leq f'_c \quad (1.22)$$

El código de concreto de Noruega (ASCE, 1998) emplea la expresión

$$f_{cu} = \frac{f'_c}{0.8 + 100\epsilon_1} \leq f'_c \text{ [MPa]} \quad (1.23)$$

mientras que Belarbi y Hsu (1995) sugieren

$$f_{cu} = \frac{0.9 f'_c}{\sqrt{1 + 400\epsilon_1}} \text{ [MPa]} \quad (1.24)$$

Con el fin de calcular la deformación de compresión en el concreto, ϵ_2 , asociada al esfuerzo de compresión, f_2 , Vecchio y Collins proponen

$$f_2 = f_{cu} \left[2 \left(\frac{\epsilon_2}{\epsilon'_c} \right) - \left(\frac{\epsilon_2}{\epsilon'_c} \right)^2 \right] \quad (1.25)$$

y Belarbi y Hsu

$$f_2 = \xi_{\sigma_0} f'_c \left[2 \left(\frac{\epsilon_2}{\xi_{\epsilon_0} \epsilon'_c} \right) - \left(\frac{\epsilon_2}{\xi_{\epsilon_0} \epsilon'_c} \right)^2 \right] \quad \text{si } \frac{\epsilon_2}{\xi_{\epsilon_0} \epsilon'_c} \leq 1 \quad (1.26a)$$

$$f_2 = \xi_{\sigma_0} f'_c \left[1 - \left(\frac{\epsilon_2 / \xi_{\epsilon_0} \epsilon'_c - 1}{2 / \xi_{\epsilon_0} - 1} \right)^2 \right] \quad \text{si } \frac{\epsilon_2}{\xi_{\epsilon_0} \epsilon'_c} > 1 \quad (1.26b)$$

donde ξ_{σ_0} y ξ_{ϵ_0} son factores que dependen del tipo de carga aplicada.

Las predicciones de Vecchio y Collins y Belarbi y Hsu son muy similares para los casos en los cuales ϵ_1 y ϵ_2 se incrementan simultáneamente (carga proporcional) así como cuando la carga es secuencial (se aplica ϵ_1 y luego se incrementa ϵ_2).

La teoría de los campos de compresión supone que después del agrietamiento el concreto no es capaz de transmitir esfuerzos de tensión. Sin embargo, pruebas en elementos de concreto reforzado han demostrado que aún después de agrietamiento extenso pueden existir esfuerzos de tensión en el concreto agrietado y que estos esfuerzos incrementan significativamente la habilidad del concreto agrietado para resistir esfuerzos de corte. Vecchio y Collins (1986) y Belarbi y Hsu (1994) encontraron que, después del agrietamiento, el esfuerzo promedio principal de tensión en el concreto, f_1 , disminuye con el incremento en la deformación

principal de tensión. Las ecuaciones propuestas para f_1 son función de la raíz cuadrada de f'_c y de la deformación ϵ_1 . Así

$$f_1 = \frac{0.33\sqrt{f'_c}}{1 + \sqrt{500\epsilon_1}} \text{ [MPa]} \quad \text{Collins y Mitchell (1991)} \quad (1.27)$$

$$f_1 = \frac{0.31\sqrt{f'_c}}{(12500\epsilon_1)^{0.4}} \text{ [MPa]} \quad \text{Belarbi y Hsu (1994)} \quad (1.28)$$

1.5.8 Teoría de los campos de compresión modificada (TCCM)

Considera la influencia de los esfuerzos de tensión en el concreto agrietado y fue planteada por Vecchio y Collins (1986). Reconoce que los esfuerzos locales en el concreto y en el refuerzo varían de punto a punto del concreto agrietado con altos esfuerzos en el acero y bajos esfuerzos de tensión en el concreto en los puntos en los que se localizan las grietas.

Para establecer el ángulo de inclinación θ , emplea la ecuación de Wagner y las condiciones de compatibilidad de deformaciones entre el concreto agrietado y el refuerzo. Éstas, a su vez, se expresan en términos de deformaciones medias que se miden partiendo de longitudes base mayores que el espaciamiento entre las grietas (figs. 1.7c y 1.7d). Así mismo, las condiciones de equilibrio se expresan en términos de esfuerzos medios sobre una longitud mayor que el espaciamiento entre las grietas.

Las ecuaciones de equilibrio y las condiciones de compatibilidad (fig. 1.7d), las leyes constitutivas esfuerzo-deformación para el acero (figs. 1.7e y 1.7f) y para el concreto en compresión y tensión (fig. 1.8e) permiten conocer los esfuerzos y deformaciones medias y el ángulo θ para un nivel de carga dado hasta la falla.

La falla de un elemento de concreto puede estar gobernada por esfuerzos locales en las grietas en lugar de estarlo por los esfuerzos medios. Para revisar las condiciones en la grieta, el patrón de grietas es idealizado como un conjunto de grietas paralelas con un ángulo θ y espaciadas cierta distancia $s\theta$.

La fig. 1.8f presenta la relación entre el esfuerzo cortante en la cara de la grieta, τ_{ci} , y la anchura de la misma, w , para un valor determinado de tamaño máximo del agregado, a_g , (Bhide y Collins, 1989).

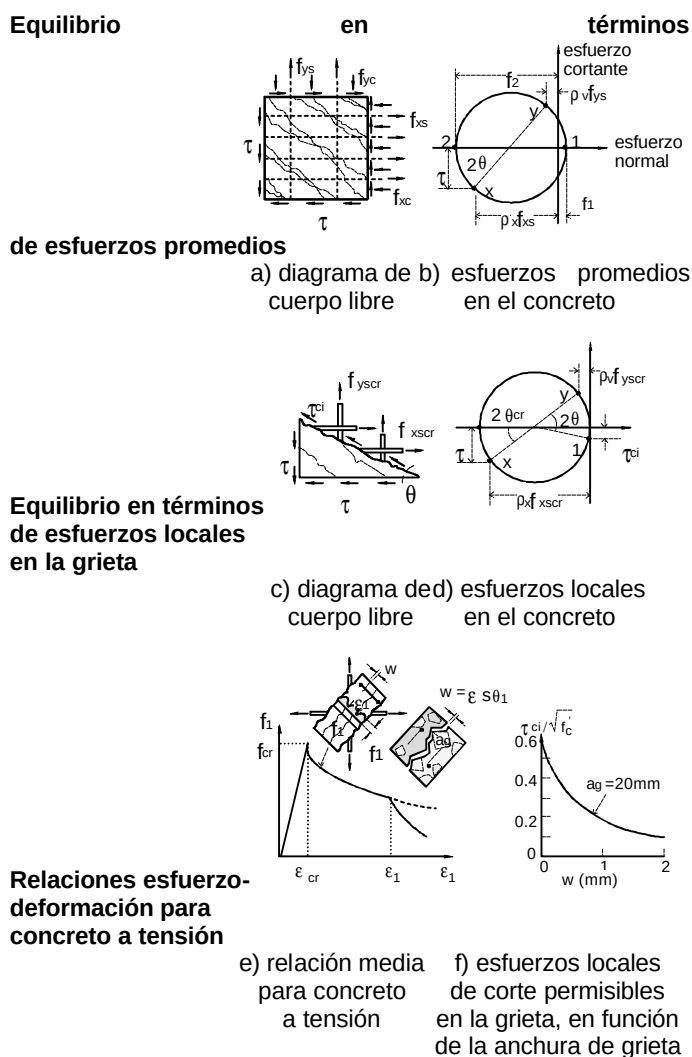


Figura 1.8 – Teoría de los campos de compresión

La teoría de los campos de compresión modificada establece un límite para el esfuerzo principal de tensión en el concreto para tener en cuenta la posibilidad de una falla del mecanismo de trabazón del agregado, el cual es responsable de transmitir los esfuerzos de corte en la interface (τ_{ci}) a través de la superficie agrietada.

Ya que la teoría de los campos de compresión no considera esfuerzos de tensión en el concreto agrietado, predice, para elementos con $\rho_v = 0$, resistencia a corte nula, mientras que la TCCM considera resistencia a corte aún en elementos sin refuerzo transversal. La resistencia a corte es función no sólo del refuerzo transversal sino también de la cuantía de refuerzo longitudinal. Un incremento en ρ_x aumenta la diferencia entre las predicciones de TCC y TCCM. Los esfuerzos de tensión en el concreto agrietado rigidizan el elemento, reducen las deformaciones del concreto y hacen posible resistir grandes esfuerzos de corte antes de la falla.

1.5.9 Modelo de la armadura suavizada con ángulo variable (MPT-AV)

Este método ha sido desarrollado por Hsu y sus colaboradores (Belarbi y Hsu 1991, 1994, 1995; Pang y Hsu 1995; Hsu 1993) y al igual que la TCCM considera esfuerzos de tensión en el concreto agrietado diagonalmente y supone que el ángulo de inclinación de los esfuerzos principales, θ , coincide con la dirección de la grieta diagonal principal. Para elementos típicos este ángulo puede disminuir con el incremento en el cortante, de ahí el nombre de ángulo variable.

El método formula las ecuaciones de equilibrio en términos de los esfuerzos medios (fig. 1.8b) y ecuaciones de compatibilidad en términos de deformaciones medias (fig. 1.7d). En lugar de verificar las condiciones de esfuerzos en la grieta, como la TCCM, el MPT-AV ajusta las relaciones esfuerzo-deformación del acero para tener en cuenta la posibilidad de aplastamiento dúctil local en la grieta.

Para elementos de concreto con altas cuantías de refuerzo, las predicciones con MPT-AV son un poco más conservadoras que las de TCCM. Ambos métodos permiten conocer no sólo la carga de falla sino también el tipo de falla. Así, un elemento de concreto puede presentar uno de cuatro tipos de falla: fluencia del refuerzo longitudinal, fluencia del refuerzo transversal, fluencia de ambos refuerzos simultáneamente y, falla sin fluencia del refuerzo (fig. 1.9).

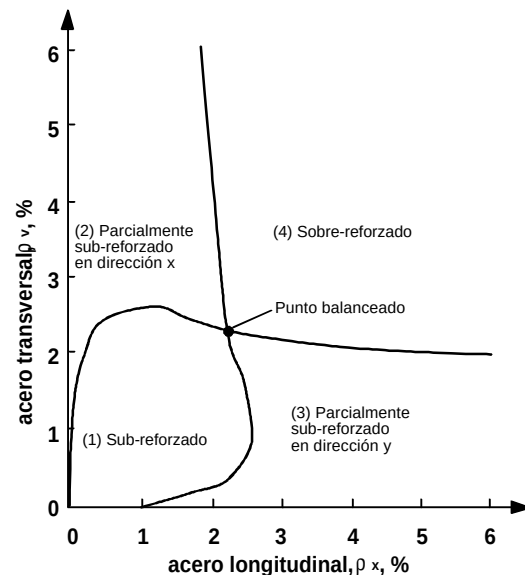


Figura 1.9 – Modos de falla para elementos sujetos a cortante puro (adaptada de Pang y Hsu, 1995)

1.5.10 Elementos sin refuerzo transversal

Para elementos sin esfuerzo transversal, la aplicación de un modelo sencillo de puntales y tensores puede resultar poco segura. Con base en los mecanismos identificados de resistencia a cortante se han propuesto varios métodos de diseño; son ellos:

- Análisis no lineal de elemento finito.
- Modelos mecánicos o físicos para comportamiento y falla. Toman en cuenta el hecho de que existe un esfuerzo de tensión pico cerca de la grieta y una reducción de los esfuerzos de tensión en la zona

agrietada. Para vigas que fallan por corte debido a la propagación de una grieta diagonal crítica, este método resulta más aproximado que una predicción empírica. Diversos autores han propuesto diferentes modelos de mecanismos de fractura. Además, se han desarrollado formulas empíricas que, en términos de los parámetros de los mecanismos de fractura, dan alguna explicación del comportamiento estructural.

- Teoría de mecanismos de fractura. Se clasifican en modelo de dientes y modelo de la armadura. El modelo de dientes supone un arreglo de grietas (inclinación y espaciamiento) desarrollado inicialmente por Kani en 1964 y en el que cada diente se modeló como voladizos de concreto empotrados en la zona de compresión. Fenwick y Paulay (1968) y Taylor (1974) anotaron que la flexión libre de los dientes está restringida por la fricción entre las superficies agrietados y la acción de dovela del refuerzo longitudinal. Otros modelos han sido desarrollados por MacGregor y Walters, 1967; Hamadi y Regan, 1980; Reineck, 1991a y Chana, 1987. Hamadi y Reagan, en 1980, desarrollaron un modelo con suposiciones simples para la interface de corte y la geometría de diente mientras que Reineck considera todos los mecanismos de transferencia de corte y supone grietas inclinadas a 60° con espaciamiento de 70 por ciento de la altura de la grieta.

El modelo de la armadura con tensores de concreto pueden usarse también en el caso de miembros más esbeltos sin refuerzo transversal. Al-Nahlawi y Wight, 1992, propusieron un modelo con puntales de compresión a 45° y tensores de concreto perpendiculares a ellos, en los que la fuerza en el tensor se limitaba mediante una relación empírica. En 1990, Muttoni propuso un método para elementos menos esbeltos en el cual la compresión inclinada en lugar de ir directamente al apoyo, es desviada alrededor de la zona de compresión por flexión inicial (ASCE, 1998).

Así mismo pueden emplearse en el diseño de elementos sin refuerzo transversal, casos particulares de la TCCM y del modelo de puntales tensores. Esto último con base en el modelo de los dientes y la analogía de la armadura.

1.5.11 Cortante por fricción

El concepto de cortante-fricción para entrecaras concreto con concreto está basado en la suposición de que una grieta surgirá en un plano paralelo a las fuerzas cortantes aplicadas y que el refuerzo que cruce la grieta debe ser capaz de resistir desplazamientos relativos a lo largo de la grieta. Cuando el cortante actúa a lo largo de la grieta, una cara de ella se desliza con respecto a la otra. Si las caras de la grieta son rugosas e irregulares, el deslizamiento es acompañado por separación de las caras de la grieta. Finalmente, la separación es suficiente para llevar al refuerzo que cruza dicha grieta hasta su deformación de fluencia. Hasta aquí el refuerzo provee una fuerza de anclaje $A_v f_y$ (donde A_v es el área a cortante-fricción del refuerzo a través de la entrecara, y f_y es el esfuerzo de fluencia especificado del refuerzo) a través de la entrecara de la grieta. El cortante aplicado es luego resistido por fricción a lo largo de la entrecara de la grieta, por resistencia al cortante de las protuberancias en la entrecara de la grieta, y por acción de dovela (ancla) del refuerzo que cruza la grieta. El código ACI define la resistencia a cortante directo del plano como el producto de la magnitud de la fuerza de sujeción ejercida por el refuerzo de cortante fricción que cruza la entrecara, y el coeficiente de fricción apropiado para las condiciones de la entrecara. Se recomiendan diferentes coeficientes de fricción para condiciones distintas, de tal manera que las resistencias calculadas resultan conservadoras si se comparan con resultados experimentales

Esta hipótesis fue introducida por Birkeland y Birkeland en 1966 y fue desarrollada inicialmente para estudiar la transferencia de fuerzas en juntas de construcción. En la fig. 1.10 se ilustran las hipótesis de la teoría.

Suponiendo que existe deslizamiento en el plano $m-m$ y fricción simple, la fuerza requerida para producir dicho deslizamiento es V . Debido a la rugosidad, se crea una separación δ entre las superficies que induce esfuerzos de tensión en el refuerzo y, por tanto, compresión de igual magnitud en la superficie. Generalmente esa separación δ es suficiente para producir fluencia en el refuerzo.

Con base en el modelo propuesto por Birkeland y Birkeland se han desarrollado otros modelos y expresiones empíricas. Varios autores han trabajado en desarrollar relaciones constitutivas para las grietas,

que relacionan los desplazamientos normales y de corte con los esfuerzos, la influencia de las historias previas de carga y el coeficiente de fricción, μ , en términos de los esfuerzos en la grieta.

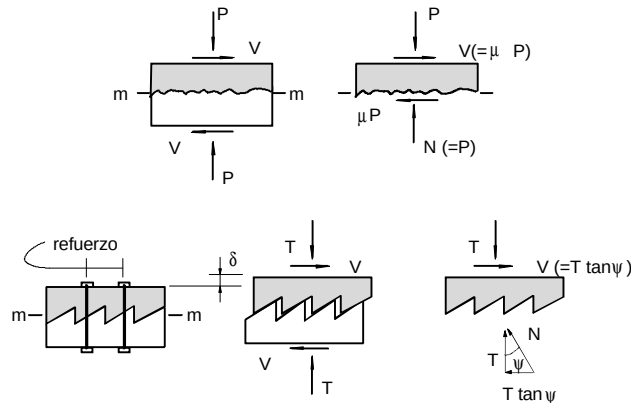


Figura 1.10 – Hipótesis de la teoría de cortante por fricción (ASCE, 1998)

Paralelamente a los desarrollos experimentales, Nielsen y otros presentaron en 1978 bases teóricas para enmarcar la teoría del cortante por fricción en la teoría de la plasticidad. El método resulta similar a los métodos de equilibrio al límite usados en mecánica de suelos y rocas.

Este método apareció por primera vez en 1971 en el ACI318 empleando el factor μ sugerido por Birkeland y Birkeland. Los requisitos de ACI318-99 son algo conservadores. El código canadiense ha incluido recientemente dos formulaciones de la teoría de fricción-cortante modificado. Una de ellas está basada en el trabajo de Loov y Patnaik (1994) la cual produce una curva envolvente que reconoce los beneficios del incremento de la resistencia a compresión. La otra es similar a la propuesta por Mattock en 1976 y usa un término para considerar la cohesión y un ángulo de fricción.

Recientemente, Loov (2000) presentó un método simple basado en la teoría del cortante por fricción para determinar la resistencia a corte de elementos de concreto. Establece que el modo de falla de elementos a cortante está determinado por la formación de planos de falla y bloques rígidos de concreto que sufren un desplazamiento relativo, similar al que ocurre entre placas tectónicas y no tanto, por la falla a compresión de los puntales inclinados de concreto o por la resistencia a tensión diagonal del concreto. Las principales hipótesis de su teoría son las siguientes:

- El concreto se supone pre-agrietado, de manera que no resiste esfuerzos de tensión. Así, se elimina la necesidad de calcular esfuerzos de tensión diagonales.
- La resistencia a corte es la resistencia del plano más débil. Con base en esta hipótesis, únicamente se revisa dicho plano.
- Las fuerzas de corte se limitan de forma que no causen fallas por compresión en el concreto. Por lo tanto, no se revisan esfuerzos y deformaciones en la dirección de los puntales de compresión.
- Los esfuerzos en los estribos que cruzan el plano de falla, son iguales al esfuerzo de fluencia. Esto, sin embargo, no es correcto cuando la grieta intercepta el estribo cerca de uno de sus extremos; por lo tanto, se define una longitud efectiva de estribo para tomar en cuenta este efecto.

El método para diseño puede resumirse en los siguientes pasos:

- a) Calcular del número de estribos que participan en la resistencia a corte, n_e , redondeando hacia abajo la expresión 1.29, y del número de espacios atravesados por el plano de falla, $m = n_e + 1$.

$$n_e = 0.5V / V_{s1} \quad (1.29)$$

donde

- m es el número de espacios entre estribos atravesados por el plano de falla;
- n_e es el número de estribos que atraviesan el plano de falla;
- V es el cortante que debe resistir la sección; y

V_{s1} es el cortante resistido por un estribo.

- b) Calcular el cortante resistido por los estribos

$$V_s = n_e / V_{s1} \quad (1.30)$$

- c) Estimar la longitud efectiva de los estribos, reduciéndola en $2d_b$ en cada extremo para considerar el anclaje limitado cuando el plano de falla pasa a través de un estribo cerrado.

$$d_s = h - (c_s + c_i + 4d_b) \quad (1.31)$$

donde

- c_i es el recubrimiento en la parte inferior;
- c_s es el recubrimiento en la parte superior;
- d_b es el diámetro del estribo; y
- d_s es la longitud efectiva del estribo.

- d) Calcular la separación, s , entre estribos a partir de la expresión 1.32, para obtener la inclinación del plano de falla. El plano de corte debe ser lo suficientemente inclinado para que el concreto pueda tomar la diferencia entre el cortante total y el cortante soportado por los estribos

$$V - V_s = V_c \quad (1.32)$$

donde

- V_c es el cortante resistido por el concreto, calculado como

$$V_c = V_{45} \tan \beta_{cr} \quad (1.33)$$

- V_{45} es la resistencia a cortante del concreto con base en un modelo de armadura con diagonales a 45° , propuesto en el reglamento canadiense (CSA, 1994); y
- β_{cr} es la inclinación del plano de falla, calculada como $d_s / (m \cdot s)$.

De este método se desprende que, el concreto toma una porción del cortante aplicado mayor o igual al 50 por ciento, mientras que el refuerzo transversal resiste un porcentaje menor o igual al 50 por ciento.

1.5.12 Códigos europeos

El Eurocódigo, EC2, parte 1 (*Eurocode no. 2*, 1991) y el CEB-FIP 1990 (*Comité*, 1990) están basados en el teorema del límite inferior de la teoría de la plasticidad, y supone que la resistencia del alma se da al alcanzar simultáneamente la fluencia del refuerzo transversal y el esfuerzo límite f_d en el puntal inclinado. Las expresiones de diseño para cortante propuestas en el EC2 consideran, para miembros sin refuerzo transversal, la influencia de la resistencia del concreto, la cuantía de refuerzo longitudinal, el peralte del elemento y las fuerzas axiales. Adicionalmente, para elementos con refuerzo por cortante, incluyen, además de las anteriores y de la contribución del refuerzo transversal, la inclinación y el espaciamiento de las grietas, la deformación de tensión en el refuerzo transversal y la deformación longitudinal en el alma, para limitar la resistencia a cortante y prevenir fallas por aplastamiento en el alma. La resistencia proporcionada por el refuerzo transversal puede calcularse considerando simultáneamente las contribuciones del concreto y del acero (similar al ACI318-99) o mediante el modelo de la armadura con ángulo variable como función de la cuantía de acero transversal y del ángulo de inclinación de los puntales.

- V_{Rd1} en el método del EC2, es la resistencia de miembros sin refuerzo transversal e incluye la influencia de la resistencia del concreto, la cuantía de refuerzo longitudinal, el peralte del elemento y las fuerzas axiales.
- V_{Rd2} es el límite superior de la resistencia a cortante para prevenir fallas por aplastamiento en el alma y es función de la inclinación y espaciamiento de las grietas, así como de la deformación de tensión en el refuerzo transversal y de la deformación longitudinal en el alma.

- El valor límite de la resistencia a corte es calculado usando un esfuerzo efectivo diagonal en el puntal, $f_{cu} = v f_{cd}$. El esfuerzo en el puntal inclinado está dado por equilibrio como $f_d = (V_u / b_s z) \cos \theta \sin \theta$.
- V_{Rd3} es la resistencia proporcionada por el refuerzo transversal y puede calcularse usando dos métodos de diseño alternativos: el método estándar, similar a la práctica en EUA., $V_{Rd3} = V_{cd} + V_{wd}$ donde $V_{cd} = V_{Rd}$, y V_{wd} es función del área de refuerzo transversal, del esfuerzo de fluencia y de la separación de estribos y del brazo de palanca ($0.9d$) entre las cuerdas de la armadura. Otro método es el de la armadura con ángulo variable donde la resistencia proporcionada por el refuerzo transversal V_{Rd3} es igual a $V_s = V_w d \cot \theta$, donde θ es el ángulo de inclinación de los puntales.

La fig. 1.11 presenta una comparación de la relación entre la cuantía de refuerzo transversal, ρ_v , y la resistencia en el alma V_u para diferentes teorías: la teoría de la plasticidad, el modelo de Mörsch con $\theta = 45^\circ$, el método del ACI318-99, el método estándar del EC2 y modelos con θ diferente a 45° .

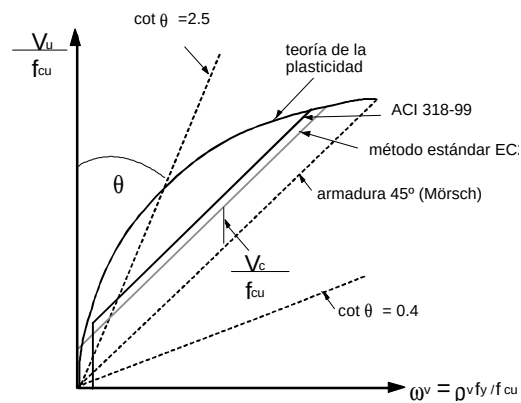


Figura 1.11 – Resistencia cortante calculada en función de ρ_v y $r_v = A_v / b s$

La analogía tradicional de la armadura supone que la resistencia a cortante está dada por el trabajo de los montantes a tensión (estribos), es decir, se incrementa linealmente con el aumento en la cuantía de refuerzo transversal. El EC2 considera de manera adicional, la contribución del concreto, de manera que la gráfica cruza el eje de V_u / f_{cu} en V_{Rd1} . Por su parte, el reglamento ACI318-99, además de considerar la contribución del concreto, establece que es necesario colocar estribos mínimos, resultando en un corrimiento de la curva hacia la derecha en una magnitud igual a la relación ω_v correspondiente a la cuantía mínima.

La teoría de la plasticidad supone que la capacidad del alma se da al alcanzar simultáneamente la fluencia del refuerzo por corte y el esfuerzo límite de compresión en el puntal inclinado. Esto es, el ángulo θ es función de la cuantía de refuerzo transversal. Para una cuantía de refuerzo transversal dado, la teoría de la plasticidad predice una mayor resistencia que la analogía tradicional de la armadura.

CAPÍTULO 2

EL MODELO DE PUNTALES Y TENSORES

2.1 ALCANCE

En este capítulo se describe la aplicación del modelo de puntales y tensores (MPT), enmarcado dentro de la teoría de análisis al límite, a la solución de problemas de cortante y al diseño de regiones de discontinuidad. Se muestra cómo se desarrollan modelos y se proponen criterios de acuerdo con la modelación de los elementos para dimensionar en todos los casos las estructuras en estudio. Se explica la identificación de las zonas B (regiones Bernoulli) y las zonas D (de discontinuidad o detalle), básicas a la hora de proponer armaduras adecuadas en cada caso.

Adicionalmente, se mencionan las principales investigaciones que se han llevado a cabo para determinar el comportamiento de vigas peraltadas diseñadas con el modelo de puntales y tensores.

2.2 INTRODUCCIÓN

El modelo de puntales y tensores es una representación discreta de un campo de esfuerzos obtenido de las fuerzas aplicadas y de las condiciones de apoyo. Representa la forma en que se transmite la carga a través de un miembro de concreto mediante un sistema de fuerzas estático que consiste básicamente en tres elementos: puntales, tensores y nudos.

El modelo de puntales y tensores ha probado su utilidad como una herramienta consistente para el análisis y diseño de elementos de concreto reforzado y presforzado, incluyendo las regiones sometidas a altos niveles de esfuerzos. Es útil para entender el funcionamiento del concreto y el acero de refuerzo. Permite visualizar el flujo de fuerzas internas y provee de un adecuado sistema estructural para transmitir estas fuerzas.

Las dimensiones de los puntales y tensores se determinan a partir de diferentes esfuerzos permisibles de compresión del concreto y son función de las características del campo de esfuerzos, del agrietamiento, del refuerzo y del confinamiento del concreto.

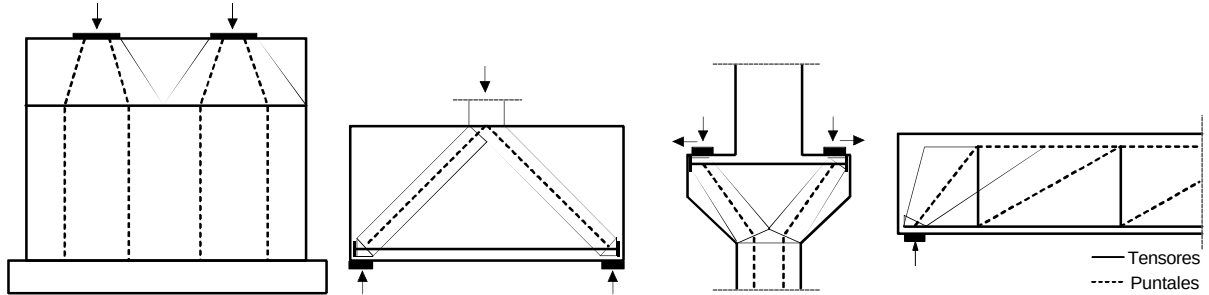
2.3 PRINCIPIOS BÁSICOS

El modelo de puntales y tensores es una aproximación del análisis al límite para el diseño de concreto estructural. Más específicamente, el modelo de puntales y tensores es una solución estática o del límite inferior de la teoría de la plasticidad. Marti (1985) explica que este modelo constituye un posible sistema de fuerzas en equilibrio de una estructura en su carga última y, si es adecuadamente dimensionado, representa el límite inferior de la verdadera resistencia de la misma.

Las principales hipótesis del modelo de puntales y tensores son:

- La falla se debe a la formación de un mecanismo resultante de la fluencia de uno o más de los estribos.
- El agrietamiento del concreto no ocurre antes de la fluencia de los estribos. Esto, se previene limitando el nivel de esfuerzos en el concreto.
- Sólo se presentan fuerzas uniaxiales en los puntales y tensores.
- Todas las cargas externas son aplicadas en nudos del modelo supuesto.
- El refuerzo se detalla adecuadamente para prevenir fallas locales de adherencia.

Una de las principales ventajas de usar elementos de una armadura para representar los elementos resistentes claves en un miembro es que el flujo de fuerzas puede ser fácilmente visualizado. Schlaich y otros (1987) proponen el uso de modelos de puntales y tensores como una generalización del método de la analogía de la armadura para el diseño de concreto estructural. Su uso permite tener en cuenta, de manera directa y simultánea, la interacción del cortante y la flexión. En estos modelos, el elemento se idealiza mediante miembros a compresión llamados puntales, que representan los flujos de esfuerzos de compresión; tensores uniaxiales, para los esfuerzos de tensión; y nudos en los que confluyen las cargas externas, los puntales y los tensores. La fig. 2.1 presenta algunos ejemplos de elementos de concreto, con sus respectivos flujos de esfuerzos.



a) muro con cargas concentradas b) viga peraltada c) ménsula d) viga simplemente apoyada

Figura 2.1 – Elementos modelados con puntales y tensores

2.4 REGIONES B Y D

Los modelos de puntales y tensores son, a menudo, divididos en dos categorías con base en las regiones de la estructura en las cuales son aplicados. La distinción está basada en la distribución de esfuerzos elásticos dentro de la misma y aunque éstos no son necesariamente representativos de la distribución real de esfuerzos, se emplean con fines de clasificación.

Las regiones en las que el flujo de esfuerzos de compresión es uniforme, se denominan regiones B y pueden ser diseñadas con base en la analogía o modelo clásico de la armadura. Esto, en el caso de diseño por corte de una viga, permite modelarla como una armadura con cuerdas paralelas en la que la cuerda inferior representa el refuerzo longitudinal, la cuerda superior representa la zona a compresión del concreto y el flujo de esfuerzos de compresión en las regiones B, es idealizado como una serie de puntales paralelos. El diseño de esta zona puede hacerse también empleando métodos a base de secciones.

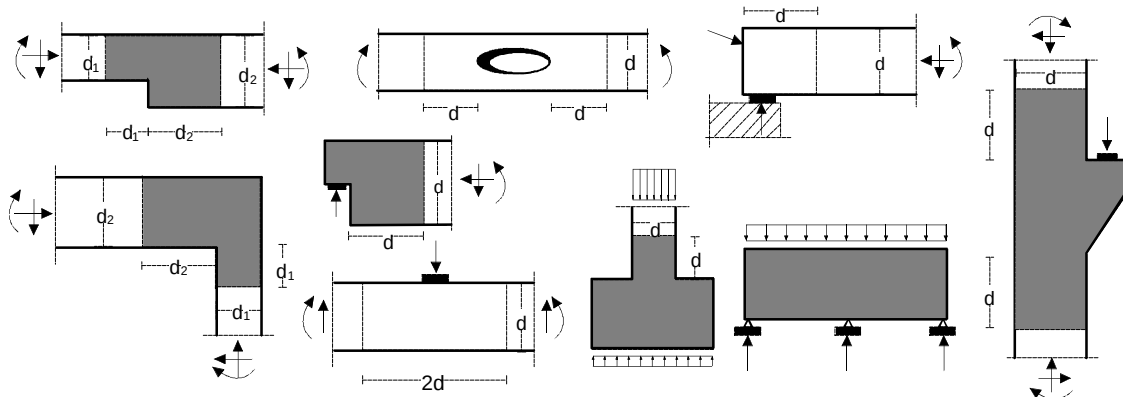


Figura 2.2 – Regiones de discontinuidad, regiones D

Por otra parte, las regiones en las que se presenta alguna alteración en el flujo interno de esfuerzos que hace que no sean aplicables los principios de distribución lineal de deformaciones, se denominan regiones D. Estas regiones deben ser tratadas separadamente en el proceso de diseño. Se presentan cerca de puntos de aplicación de cargas concentradas, apoyos, esquinas, bordes, aberturas y discontinuidades (fig. 2.2). Mientras estas regiones no se han agrietado, pueden analizarse aplicando la Ley de Hooke; sin embargo, después del agrietamiento, deben emplearse ciertas aproximaciones en el diseño, en el cual es inapropiado suponer que las secciones planas permanecen planas o que los esfuerzos de corte son uniformes en todo el peralte del elemento. Los esfuerzos y las trayectorias de los esfuerzos son más suaves en las regiones B si se comparan con patrones con cambios bruscos cerca de las discontinuidades. La intensidad de los esfuerzos decrece rápidamente con la distancia al origen de la perturbación.

La subdivisión de una estructura en partes B y D es importante para entender las fuerzas internas sobre la misma. Para clasificarlas apropiadamente, deben considerarse tanto geometría como cargas. Con el objeto de identificar las regiones B y D en una estructura, Schlaich y otros (1987) proponen:

- reemplazar la estructura real por una estructura ficticia cargada de manera que cumpla con la hipótesis de Bernoulli y satisfaga el equilibrio de las fuerzas en las secciones;
- seleccionar un estado de esfuerzos en equilibrio, que se superponga a la estructura obtenida y satisfaga las condiciones de borde originales; y
- aplicar el principio de Saint-Venant y encontrar la distancia a la que los esfuerzos resultantes de la superposición –paso b)– son despreciables. Esta distancia define el ámbito de la región D y es aproximadamente equivalente a un peralte.

En la fig. 2.3 se presenta la transición de una viga de esbelta a peraltada, con la disminución de la relación a/d . Se observa cómo el elemento llega a convertirse por completo en una región D en la que las suposiciones normales de distribución uniforme de esfuerzos de corte y deformaciones planas no son apropiadas.

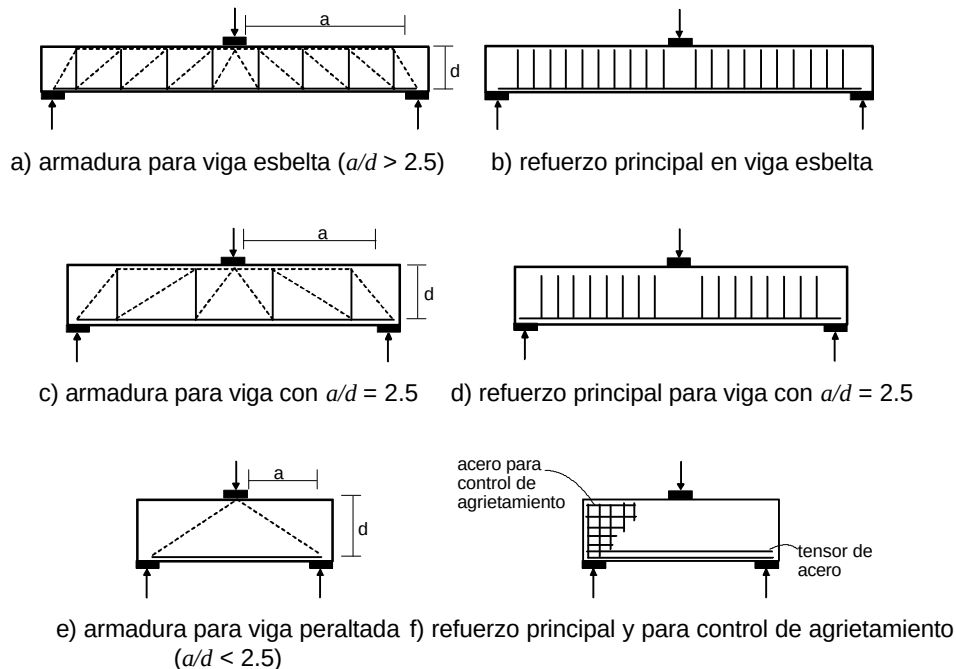


Figura 2.3 – Transición de una viga esbelta a peraltada

En la fig. 2.4 se presentan las trayectorias y distribuciones de esfuerzos y el modelo de puntales y tensores correspondiente de una viga peraltada, con relación a/d tal que constituye por completo una región D. Para el diseño de este tipo de secciones es particularmente útil el modelo de puntales y tensores ya que, por

ejemplo, en elementos con relaciones claro de cortante a peralte menores que 2.5, el comportamiento está determinado por la acción de puntal y tensor y, tal como lo presentaron Collins y Mitchell (1991) empleando resultados experimentales de Kani, una predicción con MPT resulta más aproximada a los resultados experimentales que una empleando métodos de análisis por secciones. Para valores $a/d > 2.5$, la resistencia predicha con MPT decae rápidamente con a/d y resulta muy por debajo del comportamiento real. Mientras tanto, un modelo de diseño por secciones, que incluye la contribución del concreto, V_c , causada por los esfuerzos de tensión en el concreto, es más apropiado (fig. 2.5).

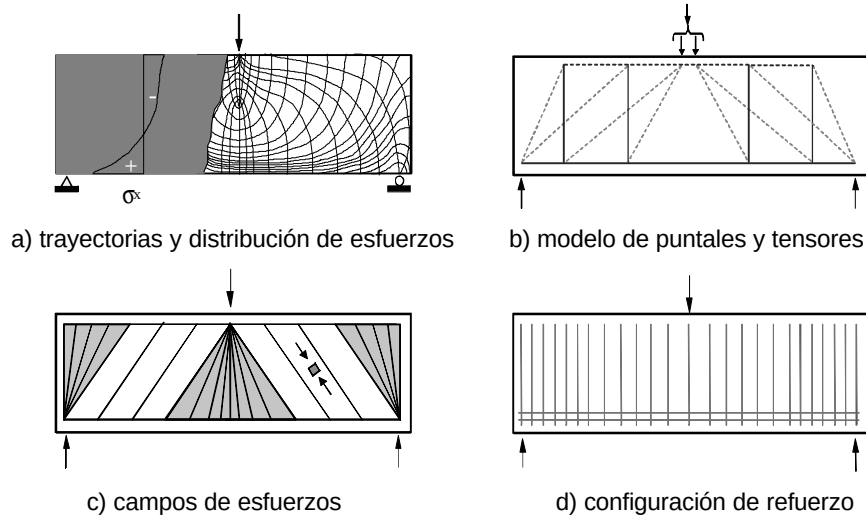


Figura 2.4 – Características y modelado de una región D (adaptada de Barton y otros, 1991)

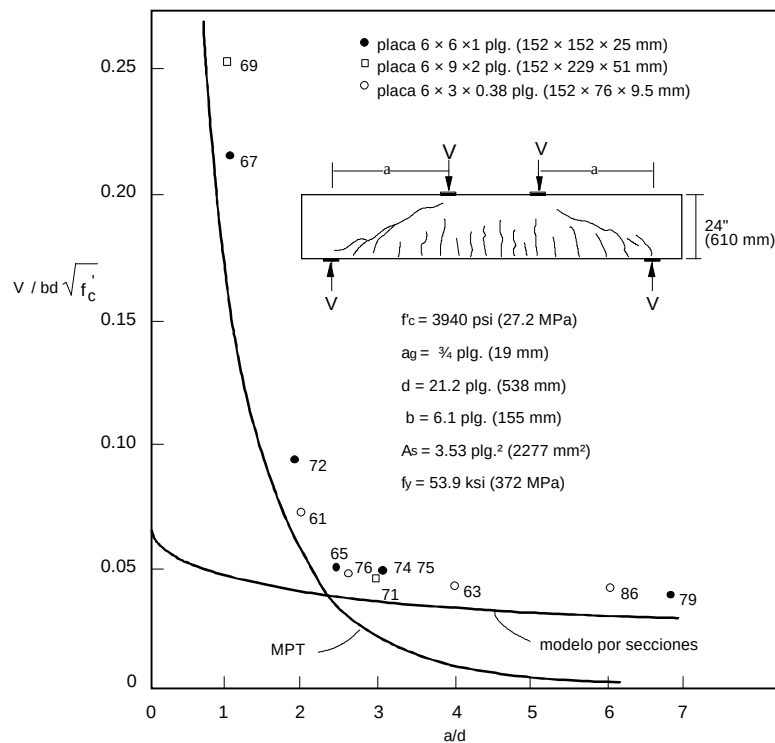


Figura 2.5 – Aplicabilidad de métodos de análisis por secciones vs. MPT para series de vigas probadas por Kani (adaptada de Collins y Mitchell, 1991)

El modelo de puntales y tensores puede emplearse también para el análisis de elementos con trayectorias de esfuerzos en tres dimensiones. La fig. 2.6 ilustra un caso particular del modelo de puntales y tensores y la armadura en tres dimensiones, propuestos por Adebar y otros (1990). Por otro lado, la incorporación del análisis con MPT para problemas de torsión puede considerarse un caso especial de modelos 3D.

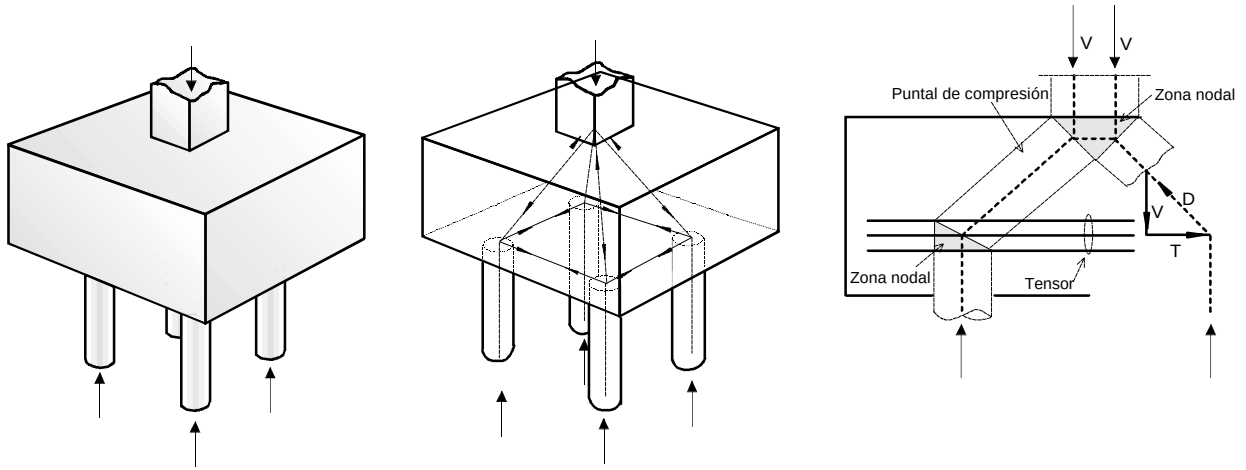


Figura 2.6 – Modelo de puntales y tensores y armadura 3D (Adebar y otros, 1990)

2.5 ELEMENTOS DEL MODELO DE PUNTALES Y TENSORES

2.5.1 Puntales

Los elementos a compresión del modelo de puntales y tensores se conocen como puntales y son, generalmente, concreto a compresión. Representan campos de esfuerzos en el concreto y pueden tener diferentes configuraciones; entre ellas, prismática, de abanico y de botella (fig. 2.7). El puntal prismático es la idealización más simple del campo de esfuerzos de compresión y es generalmente usado para modelar campos de esfuerzos con trayectorias uniformes y paralelas. El puntal con forma de abanico se presenta en puntos de aplicación de carga o en apoyos y está formado por varios puntales con forma trapezoidal que permiten transmitir la carga desde el nudo hasta los estribos. En algunos casos, los puntales pueden modelarse usando un puntal con forma de botella, formado por puntales inclinados que producen esfuerzos de tensión perpendiculares a la línea de acción de las cargas aplicadas, los cuales deben ser resistidos por refuerzo transversal o por tensión en el concreto.

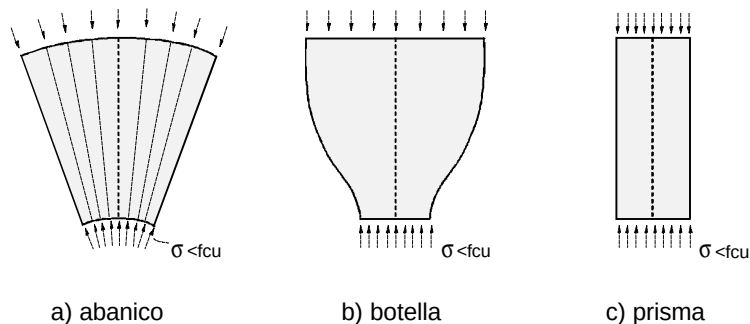


Figura 2.7 – Formas básicas de puntales (Schlaich y otros, 1987)

2.5.2 Nudos

Las zonas nodales son las zonas aledañas a los puntos en los que confluyen varios elementos del sistema de puntales y tensores y representan las regiones en las cuales las fuerzas deben ser reorientadas o desviadas. Pueden presentarse tres tipos de nudos de acuerdo con el sentido de las fuerzas que actúan en ellos: nudos CCC, en los que confluyen únicamente fuerzas de compresión; nudos CCT, que reciben dos componentes de compresión y una de tensión; y nudos CTT, que reciben más de dos fuerzas de tensión. En la fig. 2.8 se presenta una analogía entre un nudo CTT en el modelo de puntales y tensores y una armadura tradicional de acero.

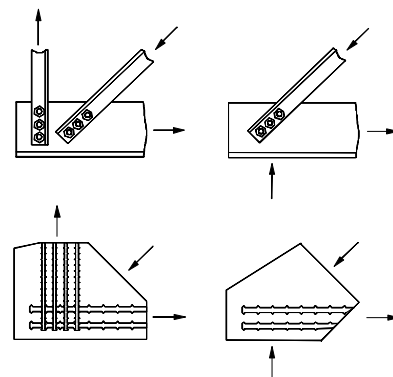


Figura 2.8 – Comparación MPT y armadura de acero para un nudo CTT (Barton y otros, 1991)

Las zonas nodales o nudos son de gran importancia, ya que de su adecuado dimensionamiento depende que no se sobrepasen los esfuerzos permisibles en el concreto y que al acero se le proporcione la longitud de anclaje necesaria, garantizando, por ende, el buen desempeño del modelo.

Para definir la geometría de una zona nodal deben tenerse en cuenta las anchuras de los puntales que llegan a ella y el ángulo de inclinación de los mismos. Schlaich y otros (1987) recomiendan dimensionar el nudo de manera que se presente un estado plano e hidrostático de esfuerzos, lo cual se alcanza escogiendo la geometría de tal manera que los esfuerzos en todas las caras sean de igual magnitud.

2.5.3 Tensores

Los tensores son los elementos a tensión del modelo de puntales y tensores. Usualmente, las fuerzas del tensor son resistidas por acero de refuerzo colocado simétricamente alrededor de la línea de acción de la fuerza. El refuerzo debe extenderse en toda la longitud del tensor y debe ser adecuadamente anclado en los nudos. La cantidad de refuerzo se determina a partir de la fuerza en el puntal. Idealmente, el tensor debería dimensionarse para alcanzar su fluencia ante la carga última de diseño, pero con el fin de asegurar un modo de falla dúctil, debe tenerse una plataforma de fluencia suficientemente amplia para permitir la formación del mecanismo antes del agrietamiento del concreto. El acero de refuerzo puede estar formado por una o varias barras de acero o por tendones de presfuerzo.

2.6 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

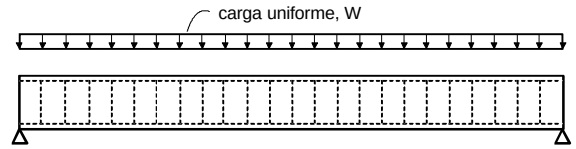
La FIP adoptó como filosofía de sus recomendaciones para diseño (FIP, 1998), el modelo de puntales y tensores y cubre los estados límite de servicio y de falla. Estas recomendaciones no son aplicables directamente al diseño por sismo de estructuras ya que consideran acciones que no conducen al comportamiento inelástico de los elementos. Proponen el uso de métodos estáticos de análisis basados en la teoría de plasticidad, en los cuales la resistencia asociada a un sistema en equilibrio es un límite inferior de la resistencia real del elemento. Así, mediante una distribución supuesta de fuerzas internas que satisface el equilibrio, se dimensionan los elementos de la estructura, verificando que se provea ductilidad suficiente a cada uno de ellos. Este reglamento propone emplear la analogía de la armadura para el diseño de regiones B y el MPT para el diseño de regiones D.

2.6.1 Diseño de regiones B

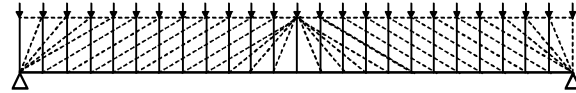
La metodología de diseño de una región B puede sintetizarse de la siguiente manera (fig. 2.9):

- Seleccionar un ángulo para el puntal de compresión principal, θ , entre 18° y 65° .
- Trazar la armadura usada para el diseño, en la que el peralte es igual al brazo de palanca z . En ella, cada elemento vertical representa un grupo de estribos distribuidos en una longitud $z \cot \theta$. Cada miembro diagonal de la armadura simplificada representa una zona de compresión diagonal.
- Encontrar la fuerza en la diagonal D y el correspondiente esfuerzo en el puntal.
- Resolver las fuerzas en los elementos de la armadura y diseñar el refuerzo longitudinal y transversal.
- Verificar los esfuerzos del concreto en las diagonales.
- Verificar que el refuerzo esté apropiadamente anclado en los puntos críticos de manera que pueda desarrollar la fuerza necesaria.

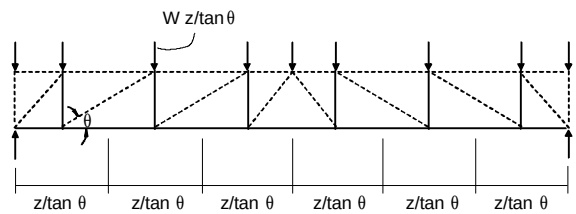
Generalmente se desprecia la contribución del concreto a la resistencia a corte y el acero transversal se diseña para resistir toda la fuerza cortante.



a) Viga simplemente apoyada sujeta a carga uniforme



b) Modelo de la armadura detallado



c) Modelo de la armadura simplificado para diseño

Figura 2.9 – Diseño de una región B (ASCE-ACI 445, 1998)

2.6.2 Diseño de regiones D

El proceso de diseño de un elemento de concreto reforzado con regiones D, en las que el flujo de esfuerzos es complejo, empleando el método de puntales y tensores, puede resumirse en los siguientes pasos (Schlaich y otros, 1987; American, 2000; FIP, 1998):

- Seleccionar un MPT. Visualizar el flujo de fuerzas e identificar regiones B y D.
- Trazar el flujo de fuerzas en la región D y localizar las zonas nodales. Con este fin, Schlaich y otros (1987) recomiendan realizar un análisis elástico que permita identificar las direcciones de los esfuerzos principales y las trayectorias de esfuerzos y con base en él, trazar la armadura en la que el ángulo de inclinación de las diagonales de compresión varíe $\pm 15^\circ$ con respecto a la inclinación de las compresiones principales obtenidas del análisis elástico; o bien, un análisis con el método de elemento finito (MEF) o empleando como herramienta adicional el método de las *trayectorias de carga*, basado en consideraciones de equilibrio.
Aunque estas aproximaciones pueden dar algunas ayudas en la selección de la geometría del MPT, hay que tener en cuenta que puede presentarse redistribución de esfuerzos después del agrietamiento si el miembro es dúctil.
- Determinar las dimensiones de las zonas de carga y de apoyo para garantizar que los esfuerzos en la zona del nudo no excedan los permisibles de aplastamiento.
- Determinar la geometría del modelo de la armadura. Los puntales se deben representar por líneas a lo largo de su eje y los tensores por líneas en el centroide de los grupos de refuerzo. Los nudos se localizan en las intersecciones de los puntales, tensores y cargas aplicadas o reacciones. Sus dimensiones, finitas, dependerán del tamaño de los apoyos y de los detalles de anclaje.

Seleccionar un modelo apropiado es un paso clave en la aplicación del MPT. Deben satisfacerse las siguientes condiciones:

- **Facilidad de construcción.** Se refiere, principalmente, a que la colocación del refuerzo debe seguir, en lo posible, la disposición usada en las porciones adyacentes de la estructura y a evitar los detalles difíciles de habilitar y el congestionamiento de acero.
 - **Equilibrio y ductilidad.** Con el fin de satisfacer los requerimientos de la teoría de la plasticidad, el modelo debe estar en equilibrio bajo las cargas aplicadas. Sin embargo, si el sistema de fuerzas seleccionado se desarrolla totalmente, la resistencia de carga de los puntales y la capacidad de rotación de los nudos no deben excederse antes de la fluencia del acero.
 - **Servicio.** De acuerdo con Schlaich (1987), para tener un mejor control sobre el agrietamiento, el modelo debe orientarse siguiendo las trayectorias de los esfuerzos elásticos. Además, deben cumplirse todos los requisitos de dimensionamiento y detallado (espaciamiento de barras, cuantías mínimas de refuerzo, longitudes de anclaje, entre otros) y durabilidad.
- e) Determinar las fuerzas en los elementos de la armadura que satisfagan el equilibrio estático. Se debe buscar que la armadura sea isostática.
- f) Determinar las áreas de acero requeridas en los tensores garantizando que el refuerzo esté adecuadamente distribuido para no exceder los esfuerzos nodales límite y que los anclajes sean suficientes.
- g) Calcular los esfuerzos en puntales y nudos usando áreas efectivas. Verificar que los esfuerzos máximos permisibles no sean excedidos.

Este método implica que la estructura se diseñe de acuerdo con el teorema del límite inferior de la teoría de la plasticidad, ya que permite únicamente deformaciones plásticas en el concreto y el acero. Por esto, para cargas inducidas por los sismos, con las que se esperen deformaciones inelásticas, debe adaptarse el método; en particular, para conocer su capacidad de deformación.

El proceso de diseño es iterativo, ya que para cada combinación de carga y condiciones de apoyo, pueden proponerse varios modelos (fig. 2.10), es decir, no existen soluciones únicas. Sin embargo, en la selección de un modelo deben considerarse trayectorias simples de esfuerzos, que sean lo más cercanas posible a los flujos de esfuerzos reales, identificados empleando, por ejemplo, el MEF (análisis de elemento finito). Principalmente, deben buscarse trayectorias con las menores fuerzas y deformaciones posibles, de manera que se minimice la energía de deformación para el comportamiento lineal elástico de los puntales y tensores después del agrietamiento. Así, ya que los tensores de acero son más deformables que los puntales de concreto, es mejor un modelo con tensores más cortos y en menor cantidad, esto es, un modelo en el que se minimice la cuantía de refuerzo y se facilite el proceso constructivo. La selección del modelo apropiado depende del criterio y de la experiencia del diseñador.

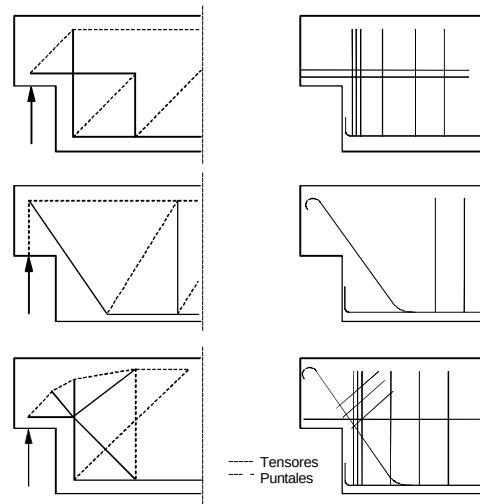


Figura 2.10 – Alternativas de modelo y refuerzo en una región D (Barton y otros, 1991)

2.7 LÍMITES DE RESISTENCIA EFECTIVA

2.7.1 Resistencia a compresión de puntales

El objetivo general en el diseño de concreto estructural es producir elementos en los cuales la sección crítica presente un comportamiento dúctil bajo cargas extremas. Esto se logra asegurando que el acero de refuerzo fluya antes de que se presente la falla del concreto; esto es, limitando los niveles de esfuerzos en el concreto. Así, cuando se emplea el modelo de puntales y tensores para el diseño, se deben verificar los esfuerzos de compresión en el concreto con el fin de evitar el aplastamiento de los puntales. La resistencia a compresión de un puntal agrietado depende de la distribución y orientación de las grietas, de la deformación de tensión perpendicular al puntal y de los esfuerzos de tensión transversales.

Diversos factores de reducción se han planteado para modificar la resistencia a compresión del concreto y determinar el límite de resistencia efectiva en el concreto en puntales. Las principales razones para reducir la resistencia del concreto son (MacGregor, 1998):

- A pesar de que los puntales se idealizan como elementos prismáticos, pueden presentar forma de botella (fig. 2.7) y ser más anchos en la mitad de su longitud que en los extremos. La divergencia de las fuerzas cerca de los nudos pueden provocar fallas por *splitting* y, dependiendo de la cantidad de refuerzo provisto en la zona, debilitar el puntal. Schlaich y otros (1987) han establecido que este tipo de agrietamiento puede presentarse cuando el esfuerzo efectivo en el puntal excede $0.55f'_c$.
- El puntal puede estar atravesado por grietas que causan disminución en la resistencia efectiva.
- Las deformaciones perpendiculares de tensión pueden reducir la resistencia a compresión del puntal.
- En estructuras masivas de concreto, la resistencia a compresión de los puntales puede incrementarse debido al confinamiento por la masa de concreto alrededor.

Marti (1985) limita la resistencia del concreto a $0.6 f'_c$ y Rogowsky y MacGregor (1986) proponen $0.85 f'_c$; sin embargo, Ramírez y Breen (1991) establecen un esfuerzo máximo de $2.5\sqrt{f'_c}$ [MPa]. Bergmeister y otros (1993) proponen relaciones más complejas en función de $\sqrt{f'_c}$, que arrojan valores entre $0.69 f'_c$ y $0.77 f'_c$

$$\left(0.5 + \frac{1.25}{\sqrt{f'_c}}\right) f'_c \quad (2.1)$$

En la fig. 2.11 se presentan las curvas e intervalos propuestos por distintos autores para relacionar la resistencia del puntal a compresión con la deformación principal de tensión. En los casos de Schlaich y otros (1987) y de Alsheiger y Ramírez (1990), quienes limitan la resistencia a compresión, considerando las direcciones de los esfuerzos, la existencia de grietas, el ángulo de agrietamiento del concreto que rodea el puntal y el nivel de confinamiento, entre otros (ASCE, 1998), se presenta el intervalo en el que se encuentran los valores propuestos, dependiendo de las condiciones existentes.

La tabla 2.1 resume las recomendaciones de diversos autores para limitar la resistencia del concreto en el puntal de acuerdo con las condiciones existentes.

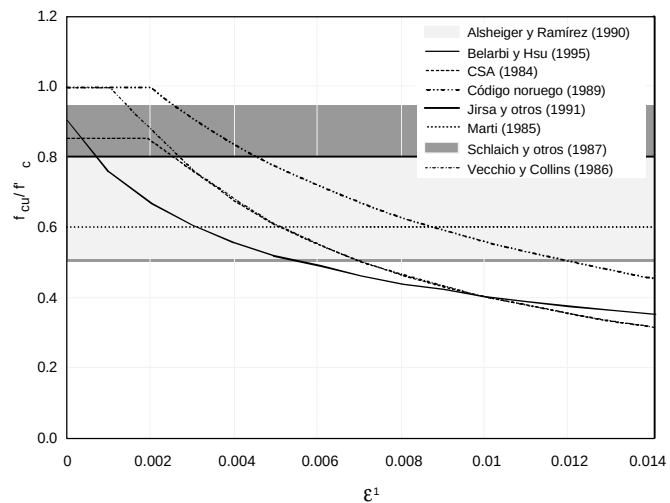


Figura 2.11 – Esfuerzo máximo del concreto como función de la deformación principal de tensión

Tabla 2.1 – Resistencia máxima de puntales (ASCE, 1998)

f_{cu}	Condición	autor
$0.8 f'_c$	No agrietados, esfuerzos uniaxiales	Schlaich y otros (1987)
$0.68 f'_c$	ε_1 , agrietamiento paralelo, w normal ^{1, 2}	Schlaich y otros (1987)
$0.51 f'_c$	ε_1 , agrietamiento no paralelo	Schlaich y otros (1987)
$0.34 f'_c$	ε_1 , agrietamiento paralelo, w grande	Schlaich y otros (1987)
$0.85 f'_c$	Confinamiento moderado, $a/d < 2$ ³	Alsheiger y Ramírez (1990)
$0.75 f'_c$	Mecanismo de arco	Alsheiger y Ramírez (1990)
$0.50 f'_c$	Mecanismo de arco, abanico	Alsheiger y Ramírez (1990)
$0.95 f'_c$	No agrietados, altos esfuerzos de compresión	Alsheiger y Ramírez (1990)
$v_2 f'_c$ ⁴	No agrietados, esfuerzos uniaxiales	MacGregor (1997)
$v_2 (0.80) f'_c$	Agrietamiento longitudinal, refuerzo transversal	MacGregor (1997)
$v_2 (0.65) f'_c$	Agrietamiento longitudinal, no refuerzo transversal	MacGregor (1997)
$v_2 (0.60) f'_c$	ε_1 , agrietamiento, refuerzo transversal	MacGregor (1997)
$v_2 (0.30) f'_c$	Almas agrietadas de vigas esbeltas con $\theta=30^\circ$ ⁵	MacGregor (1997)
$v_2 (0.55) f'_c$	Almas agrietadas de vigas esbeltas con $\theta=45^\circ$	MacGregor (1997)

¹ ε_1 indica la presencia de deformaciones de tensión² w es anchura de grieta³ a/d es la relación claro de cortante a peralte⁴ $v_2 = 0.5 + 1.25 / \sqrt{f'_c}$ (Bergmeister y otros, 1991)⁵ θ es el ángulo de inclinación del puntal.

Para diseño, la resistencia máxima del puntal se estima empleando la resistencia efectiva del puntal, f_{cu} , que, a su vez, se calcula usando factores de reducción de resistencia. Así, la propuesta de diseño con modelo de puntales y tensores del ACI, Apéndice X (American, 2000) establece que debe satisfacerse la relación

$$F_u \leq \phi F_n \quad (2.2)$$

donde

F_u es la fuerza en el puntal o tensor o la fuerza que actúa en el nudo debido a las cargas que incluyen el factor de carga;

F_n es la resistencia nominal del elemento; y

ϕ es el factor de reducción de resistencia; para todos los elementos de la armadura es igual a 0.85.

Para un puntal, la resistencia nominal, F_{ns} , está dada por

$$F_{ns} = f_{cu} A_c \quad (2.3)$$

con

$$f_{cu} = 0.85 \beta_2 f'_c \quad (2.4)$$

donde

A_c es el área efectiva de la sección transversal del puntal, tomada perpendicular al eje del puntal; y

β_2 es un factor que considera las condiciones de agrietamiento y confinamiento de un puntal o zona nodal; en la tabla 2.2 se presentan los valores de β_2 para puntales.

Tabla 2.2 – Factor de resistencia a compresión efectiva del concreto en puntales –Apéndice X, ACI–

Condición	b ₂
Puntal en zona de compresión no agrietada, donde la sección transversal en el medio es la misma que en los nudos; tal como en la zona a compresión de una viga	1.00
Puntal inclinado en un campo de compresión paralelo a las grietas o puntal con forma de abanico	0.80
Puntal localizado de tal manera que la anchura en la zona central del puntal es, o puede ser, mayor que en los nudos:	
▪ Con refuerzo según lo establecido en el Apéndice X	0.80
▪ Sin refuerzo	0.60λ ¹
Puntal en elementos a tensión o en patines a tensión de una viga	0.40

¹ λ es un factor de corrección relacionado con la densidad del concreto.

El reglamento canadiense para concreto reforzado (CSA, 1984), ésta basado en los trabajos de Vecchio y Collins (1982) de modo que considera la existencia de compatibilidad de deformaciones y el suavizado de las mismas en el concreto agrietado diagonalmente. Establece la resistencia a compresión efectiva del concreto agrietado como función la deformación principal de tensión, ϵ_1 , y de f'_c .

$$f_{cu} = \frac{f'_c}{0.8 + 170\epsilon_1} \leq 0.85 f'_c \quad (2.5)$$

donde

- ϵ_1 es la deformación principal de tensión. $\epsilon_1 = \epsilon_s + (\epsilon_s + 0.002) \cot^2 \gamma_i$;
 ϵ_s es la deformación requerida en el tensor, generalmente, ϵ_y ;
 γ_i es el ángulo entre el puntal y el tensor que lo cruza; y
0.002 es la deformación del concreto en el aplastamiento.

Así, la resistencia máxima requerida del puntal de compresión es $F_{us} \leq \phi A_c f_{cu}$, donde, $\phi = 0.6$ y A_c es el área de la sección transversal del puntal. Si se colocan barras de refuerzo paralelas al puntal (A_{sc}), con el fin de prevenir pandeo, $F_{us} \leq \phi (A_c f_{cu} + A_{sc} f_y)$, donde f_y es el esfuerzo de fluencia de las barras de refuerzo.

Las especificaciones AASHTO LRFD emplean también la ecuación 2.5, pero el factor de reducción de resistencia para elementos a compresión en el modelo de puntales y tensores es $\phi = 0.7$.

Por su parte, la *Fédération Internationale de la Précontrainte* (FIP), establece que

$$F_{us} \leq A_c f_{cu} \quad (2.6)$$

donde

- f_{cu} es la resistencia efectiva del concreto y está dada por $v f_{1cd}$; y
 v es el factor de resistencia efectiva del concreto y se toma como el menor valor entre v_1 y v_2 (tabla 2.3).

La resistencia uniaxial de diseño del concreto está dada por

$$f_{1cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_c \quad (2.7)$$

donde

- α es un coeficiente que toma en cuenta la resistencia uniaxial del concreto en relación con la resistencia del espécimen de control y la duración de la carga; es equivalente a 0.85 para estado límite último (ULS);
- γ_c es un factor de seguridad parcial, equivalente a 1.50 para ULS; y
- f_{ck} es la resistencia característica de un cilindro de concreto; sin embargo, está definido con base en el quinto percentil de resistencia, de manera que difiere del tradicional f'_c . Esta diferencia depende de los valores de la media, la desviación estándar y el coeficiente de variación del concreto.

Tabla 2.3 – Factor de resistencia a compresión efectiva del concreto en puntales –FIP–

Condición	n
Cuerdas a compresión	v_1 $(1 - f_{ck}/250)$ [MPa]
Compresión uniaxial (puntal sin agrietamiento)	v_2 1.00
Presencia de grietas paralelas al puntal	v_2 0.80
Agrietamiento, con anchura normal, perpendicular al puntal	v_2 0.60
Agrietamiento, con gran anchura, perpendicular al puntal	v_2 0.45

2.7.2 Resistencia de zonas nodales

También en las zonas nodales debe revisarse que no se excedan los esfuerzos límite. La resistencia del concreto en los nudos depende del nivel de confinamiento, de los efectos de discontinuidad en las deformaciones y de los esfuerzos producidos por el anclaje de los tensores. De acuerdo con el código canadiense (CSA, 1984), los esfuerzos máximos son $0.85\phi f'_c$, $0.75\phi f'_c$ y $0.60\phi f'_c$, para nudos CCC, CCT y CTT, respectivamente, donde $\phi = 0.85$. Jirsa y otros (1991) proponen un nivel de esfuerzo efectivo en el puntal de concreto actuando en el nudo, no mayor a $0.8 f'_c$. Bergmeister y otros (1993) calculan la resistencia en las zonas nodales en función de las condiciones particulares de cada una.

El Apéndice X del ACI indica que en la zona nodal, la resistencia nominal, F_{nn} , está dada por

$$F_{nn} = f_{cu} A_c \quad (2.8)$$

En la que la resistencia efectiva del concreto está dada por la expresión 2.4, con los valores de β_2 que se presentan en la tabla 2.4.

Tabla 2.4 – Factor de resistencia a compresión efectiva del concreto en zonas nodales –Apéndice X, ACI–

Condición	β_2
Zona nodal limitada por puntales y/o áreas de carga o apoyo (CCC)	1.00
Zona nodal con tensores en una dirección (CCT)	0.80
Zona nodal con puntales en más de una dirección (CTT o CTTT)	0.60

Las Recomendaciones de la FIP establecen que, a menudo, la revisión de los esfuerzos de compresión en las zonas nodales no es crítica ya que las dimensiones del nudo están, generalmente, gobernadas por las longitudes de anclaje o por las presiones en los apoyos o puntos de aplicación de carga. Sin embargo, recomienda un factor de resistencia a compresión efectiva, v_2 , en nudos con una o varias tensiones inducidas por el anclaje del acero. Para nudos a compresión permite incrementar la resistencia efectiva por el efecto de los estados biaxiales o triaxiales de esfuerzos (tabla 2.5).

Tabla 2.5 – Resistencia a compresión efectiva del concreto en zonas nodales –FIP–

Condición	f_{cu}
Zona nodal únicamente a compresión	
▪ compresión biaxial (f_{2cd})	$1.20 f_{1cd}$
▪ compresión triaxial (f_{3cd})	$3.88 f_{1cd}$
Zona nodal con tensores en una o varias direcciones (CCT o CCT)	$0.85 f_{1cd}$

2.7.3 Resistencia de tensores

En el diseño de tensores, la resistencia de los mismos deberá satisfacer la ecuación 2.9. Aquella es función del esfuerzo de fluencia del acero.

$$F_{ut} \leq \phi A_{st} f_y \quad (2.9)$$

El diseño supone que el refuerzo proporcionado para resistir las tensiones, fluye antes de alcanzar su esfuerzo máximo. Por otro lado, debe garantizarse un adecuado anclaje del refuerzo, suficiente para permitir que se desarrollen los esfuerzos requeridos en el acero. Este anclaje debe proporcionarse mediante longitudes de desarrollo adecuadas o mediante anclajes mecánicos. Además, debe distribuirse en un área suficiente para evitar aplastamiento en el nudo y que se excedan los esfuerzos límites nodales. Actualmente, las recomendaciones existentes para el cálculo de longitudes de anclaje no reflejan el estado de esfuerzos real que ocurre en estas zonas, ya que las expresiones de diseño de los reglamentos se han obtenido a partir de ajustes empíricos a resultados de ensayos con condiciones de esfuerzos diferentes a las que se presentan en estas zonas.

La FIP, emplea la ecuación 2.10 para el cálculo de la resistencia de los tensores, F_{ut} .

$$F_{ut} = A_s f_{yd} \quad (2.10)$$

donde

- A_s es el área de acero a tensión;
- f_{yd} está dado como f_y / γ_s ;
- f_y es la resistencia de fluencia nominal del acero; y
- γ_s es el factor de reducción para el acero (1.15 para ULS).

2.8 CONSIDERACIONES DE LOS REGLAMENTOS DE DISEÑO

De manera adicional a los requisitos en cuanto a límites de resistencia efectiva presentados en la sección anterior, tanto para puntales y nudos, como para tensores, los reglamentos establecen recomendaciones de dimensionamiento y detallado cuando se diseña con el modelo de puntales y tensores. A continuación, se resumen los procedimientos de diseño y algunas de las condiciones impuestas por el Apéndice X-ACI (American, 2000) y por las Recomendaciones de la FIP 1996 (Fédération, 1998).

2.8.1 Apéndice X-ACI

2.8.1.1 Detallado del refuerzo

El Apéndice X-ACI emplea las recomendaciones de detalladas del ACI318-99 (cap. 7, ACI318-99). Algunas de ellas son:

- Los ganchos estándar para el acero, doblado a 90°, deben tener una longitud mayor que $12d_b$; donde d_b es el diámetro de la barra;
- En estribos cerrados de diámetro inferior a no. 8 (25.4 mm), con ganchos a 135°, la extensión libre de la barra debe ser mayor a $6d_b$;
- Para estribos menores al no. 5 (15.8 mm), el diámetro del mandril para los dobleces debe ser mayor que $4d_b$;
- Para barras de diámetro inferior al no. 8, el diámetro del mandril para los dobleces debe ser mayor que $6d_b$;
- La distancia libre mínima entre barras de un mismo lecho es la mayor entre d_b y 1 plg. (25.4 mm);
- La distancia libre mínima entre lechos paralelos es 1 plg. (25.4 mm);
- Para vigas y columnas de concreto no expuestas a condiciones ambientales severas o en contacto con la tierra, el recubrimiento mínimo de concreto es de $1\frac{1}{2}$ plg. (37.5 mm).

2.8.1.2 Predimensionamiento

Con el fin de facilitar la definición del modelo de puntales y tensores y, particularmente, en el caso de vigas, se recomienda realizar un prediseño por flexión que permita conocer la profundidad del eje neutro y de esta manera definir el tamaño de la cuerda superior de la armadura a compresión. Para este fin, se emplea la sección R9.1 del ACI318-99.

$$M_u \leq \phi M_n \quad (2.11)$$

donde

- ϕ es el factor de reducción de resistencia; para flexión $\phi = 0.9$ (Sección 9.3.2.2, ACI318-99);
- M_u es el momento que actúa en la sección, incluyendo los factores de carga; y
- M_n es el momento nominal resistente de la sección y está dado, para secciones simplemente reforzadas por

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{0.8c}{2} \right) = A_s f_y \left(d - \frac{A_s f_y}{2 \times 0.85 f'_c b} \right) \quad (2.12)$$

donde

- A_s es el área de acero de refuerzo longitudinal a tensión;
- b es la anchura de la sección;
- c es la distancia de la fibra extrema a compresión al eje neutro; y
- d es el peralte de la sección.

2.8.1.3 Selección del modelo de puntales y tensores

Con base en la geometría del elemento y la ubicación de las cargas y, teniendo en cuenta los conceptos presentados en la sección 2.6.2, se traza la armadura, se calculan las fuerzas actuantes en los elementos de la misma, se dimensionan los puntales y las zonas nodales y se definen las cuantías de acero de refuerzo. Para ello, se toma en cuenta la ubicación de los centroides del bloque de compresión, de acuerdo con el diseño por flexión, y del acero, según los requisitos de detallado.

Se revisan los esfuerzos en los elementos del modelo: puntales, caras de nudos y tensores, con base en las expresiones 2.2, 2.3 y 2.8 y los factores de resistencia efectiva presentados en la sección anterior.

La sección X.3.3 del Apéndice X-ACI especifica que los puntales localizados de tal manera que la anchura en su zona central pueda ser mayor que en los nudos (forma de botella) deben colocarse lechos de acero de refuerzo paralelos al eje del elemento (factor $\beta_2 = 0.80$, tabla 2.2), satisfaciendo la ecuación 2.13.

$$\sum \frac{A_{si}}{bs} \sin \gamma_i = \rho_{vi} \sin \gamma_i \geq 0.0030 \quad (2.13)$$

donde

- A_{si} es el área de acero en una distancia s en el lecho de refuerzo inclinado un ángulo γ_i con respecto al eje del puntal;
- s es la separación entre los lechos de acero y no debe exceder 12 plg. o $d/2$, de acuerdo con la sección X.3.5 del Apéndice X-ACI;
- ρ_{vi} está dado como $A_{si} / (b \cdot s)$; y
- γ_i ángulo entre las barras del lecho i de acero que cruza un puntal y el eje del puntal. La sección X.3.4 del Apéndice X-ACI establece que todo el refuerzo especificado por la ecuación 2.13 puede colocarse en una sola dirección con inclinación γ , o en dos direcciones ortogonales. Si se coloca en una sola dirección, γ debe ser menor de 40° .

Adicionalmente, la sección X.3.5 del Apéndice X-ACI especifica que cuando la anchura del alma del elemento sea mayor que 8 plg., (203.2 mm) debe colocarse un lecho de acero en cada cara.

2.8.1.4 Anclaje del refuerzo

La sección X.4.3 del Apéndice X-ACI establece que los tensores deben anclarse mediante ganchos, barras con topes, anclajes mecánicos o barras rectas con longitudes de desarrollo adecuadas, de manera que:

- En la zona nodal en la que se ancla un tensor, la fuerza de éste se desarrolle en el límite del nudo, definido por las condiciones de apoyo o por las fronteras de los puntales prismáticos que llegan al nudo, supuestos.
- En nudos en los que se anclan varios tensores, las fuerzas en cada dirección se desarrollen en los puntos en los que los centroides de los tensores cruzan el límite de la zona nodal.
- Para el refuerzo en el alma se satisfagan los requisitos de la sección 12.13 del ACI318-99.

La longitud de desarrollo de ganchos estándar en tensión (Sección 12.5, ACI318-99) está dada por

$$l_{dh} = l_{hb} \times \text{Factor Sección 12.5.3.2} \times \text{Factor Sección 12.5.3.3} \quad (2.14)$$

$$l_{hb} = \frac{318d_b}{\sqrt{f'_c}} \quad [\text{kg/cm}^2] \quad (2.15)$$

donde

- Factor Sección 12.5.3.2 = 0.7 si el recubrimiento lateral es ≥ 6.3 cm y para el gancho de 90° , el recubrimiento en la dirección de la varilla es ≥ 5 cm; y
- Factor Sección 12.5.3.3 = 0.8 si el espaciamiento de los estribos, $s < 3d_b = 9.7$ cm dentro de l_{dh} .

La longitud de anclaje de barras rectas en tensión (Sección 12.2, ACI318-99) está dada por:

$$l_d = \frac{3f_y \alpha \beta \lambda \gamma d_b}{10.6 \sqrt{f'_c} \left(c + \frac{K_{tr}}{d_b} \right)} \quad [\text{kg/cm}^2] \quad (2.16)$$

donde, α , β , γ , λ , c y K_{tr} son factores que dependen de las condiciones de ubicación, recubrimiento y tipo de concreto empleado.

2.8.2 Recomendaciones FIP 1996

2.8.2.1 Detallado del refuerzo

El recubrimiento del refuerzo, c_{min} , se determina con base en la sección 4.4 (Fédération, 1998) y depende del tipo de exposición. Para ambiente húmedo, exposición clase 2, el recubrimiento mínimo es 25 mm. La distancia libre entre barras debe ser mayor que d_b o 20 mm. Adicionalmente, cuando el anclaje es proporcionado por medio de dobleces o ganchos, se recomienda que en la zona de anclaje, el recubrimiento sea del orden de $3d_b$.

En la zona de anclaje en los nudos, deben satisfacerse, de acuerdo con la sección 5.6.4 de las Recomendaciones de la FIP, los requerimientos de la figura 2.12 con el fin de evitar el desprendimiento del recubrimiento en la zona. Es decir, la distancia desde el borde exterior de la placa de apoyo al borde exterior del elemento, d_c , debe ser la mayor entre $c_{min} + d_m/2$ y $3 c_{min}$, donde d_m es el diámetro del mandril.

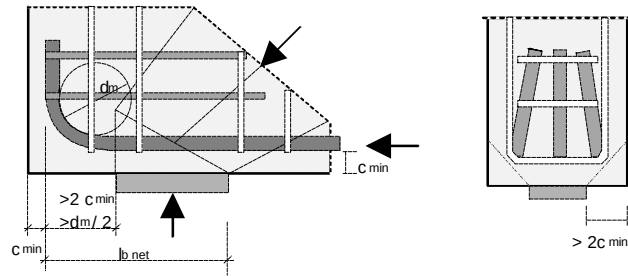


Figura 2.12 – Anclaje de barras con ganchos o dobleces (Fédération, 1998)

El diámetro del mandril usado para doblar las barras debe ser tal que se eviten la formación de grietas en el acero y el aplastamiento o *splitting* en el concreto por el efecto de las presiones en el interior del doblez. En la tabla 2.6 se presentan los diámetros mínimos para doblado de barras.

Tabla 2.6 – Diámetros mínimos para doblado de barras (Fédération, 1998)

Ganchos d_b		Barras dobladas recubrimiento de concreto perpendicular al plano del doblez		
< 20 mm	≥ 20 mm	> 100 mm y > 7 d_b	> 50 mm y > 3 d_b	≤ 50 mm y $\leq 3 d_b$
4 d_b	7 d_b	10 d_b	15 d_b	20 d_b

2.8.2.2 Predimensionamiento

Particularmente en el caso de vigas, con el fin de conocer el tamaño de la cuerda superior a compresión, debe realizarse el diseño por flexión, de acuerdo con la sección 5.3.2 de las Recomendaciones de la FIP. Esta sección usa la expresión 2.17, que supone que la resistencia de un puntal a compresión prismático puede calcularse con base en un bloque rectangular de esfuerzos como el que se presenta en la fig. 2.13.

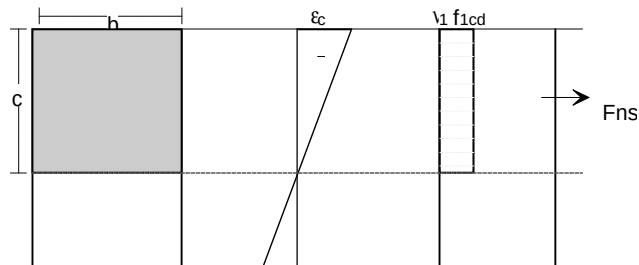


Figura 2.13 – Resistencia de un puntal de compresión prismático (Fédération, 1998)

$$M_u = v_1 f_{1cd} \cdot c \cdot b \left(d - \frac{c}{2} \right) = A_s \frac{f_y}{\gamma_s} \left(d - \frac{A_s f_y}{2 \times v_1 f_{1cd} b \times \gamma_s} \right) \quad (2.17)$$

donde

- c es la profundidad del eje neutro;
- b es el ancho de la sección transversal; y
- d es el peralte efectivo del elemento.

Adicionalmente, el esfuerzo en el concreto en la zona a compresión no debe exceder el esfuerzo máximo permisible.

2.8.2.3 Selección del modelo de puntales y tensores

Después de determinar las dimensiones de las placas de aplicación de carga y apoyo y de realizar el diseño por flexión, el diseño con modelo de puntales y tensores de acuerdo con la FIP, contiene los siguientes pasos:

- selección del modelo de puntales y tensores y determinación de la cantidad de estribos;
- determinación de la fuerza de anclaje y revisión de la longitud necesaria;
- revisión de los esfuerzos en nudos y puntales, de acuerdo con las ecuaciones 2.6 y 2.10; y
- definición de la distribución del refuerzo y revisión de las longitudes de anclaje disponibles.

Para el diseño de vigas peraltadas, la FIP propone el empleo del modelo presentado en la fig. 2.14, en el que supone que cuando existen cargas cercanas a los apoyos, una porción de las mismas puede transmitirse directamente a éstos por medio de puntales inclinados, mientras que la porción restante es tomada por el refuerzo transversal.

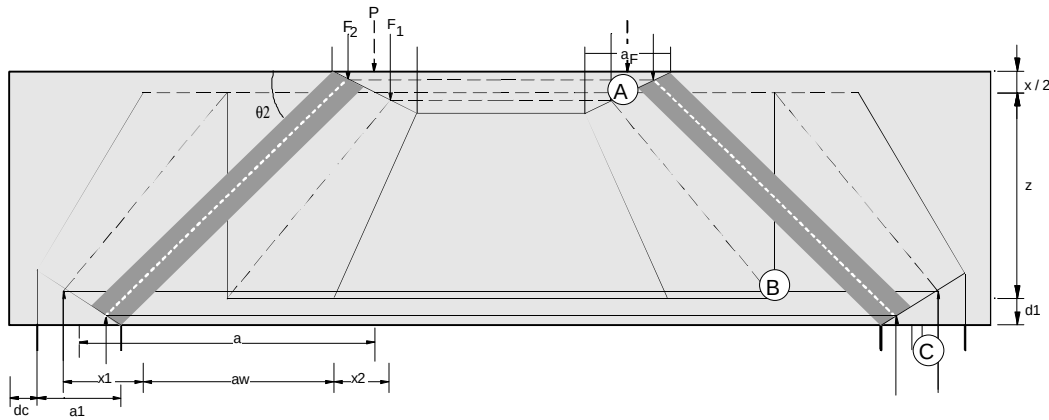


Figura 2.14 – Modelo de puntales y tensores propuesto para diseño de vigas peraltadas (Recomendaciones FIP 1996)

En la fig. 2.14

- a es el claro de cortante;
- a_F es la dimensión de la placa de aplicación de carga;
- a_1 es la dimensión de la placa de apoyo;
- a_w es la distancia en la que debe distribuirse el refuerzo transversal, calculada mediante la ec. 2.18;
- z es el brazo interno de palanca;
- d_1 es la distancia del centroide del refuerzo longitudinal a tensión a la fibra extrema inferior;
- d_c es la distancia desde el borde exterior de la placa de apoyo al borde exterior del elemento;
- F_1 es la porción de la carga, P , que toman los estribos; la relación entre la carga F_1 y la carga total, está dada por la ecuación 2.19;

- F_2 es la porción de la carga, P , que toma directamente el concreto;
 P es la carga puntual aplicada; y
 θ es el ángulo de inclinación del puntal principal, calculado como (z/a) .

x_1 , y x_2 son parámetros que definen la geometría del modelo y se calculan con base en las expresiones 2.20 y 2.21, respectivamente.

$$\frac{F_1}{P} = \frac{1}{3} \left(\frac{2a}{z} - 1 \right) \quad (2.19)$$

$$a_w = 0.85a - \frac{z}{4} \quad (2.18)$$

$$x_1 = \frac{1}{2} a_1 + d_1 \cot \theta \quad (2.20)$$

$$x_2 = \frac{1}{2} (c \cdot \cot \theta + a_f) \quad (2.21)$$

El modelo presentado en la fig. 2.14 supone que la fuerza F_2 es resistida directamente por el concreto mediante la formación de un puntal A-C, mientras que la porción de la carga aplicada F_1 , se transmite por compresión A-B y es “levantada” y luego transmitida al apoyo, por medio de los estribos.

Con base en este modelo, se calculan las fuerzas en los elementos de la armadura propuesta, se determinan las áreas de acero requeridas para los tensores y se revisan los esfuerzos en el concreto tanto en las placas de apoyo y los puntos de aplicación de carga como en los puntales y en las zonas nodales.

2.8.2.4 Anclaje del refuerzo

Según las Recomendaciones FIP 1996, la longitud de anclaje del refuerzo, $l_{b \text{ net}}$, depende del tipo de anclaje y del nivel de esfuerzos en el acero. Se calcula empleando la ecuación 2.22.

$$l_{b \text{ net}} = \alpha_a l_d A_{s \text{ req}} / A_{s \text{ prov}} \quad (2.22)$$

donde

$A_{s \text{ req}}$ es el área de acero requerida;

$A_{s \text{ prov}}$ es el área de acero provista;

l_d es la longitud de anclaje de barras rectas a tensión, calculada como $l_b = d_b f_{yd} / (4f_{bd})$;

f_{bd} se calcula como $1.05 f_{ctm}$;

f_{ctm} es la resistencia a tensión del concreto, calculada como $0.3 f_{ck}^{2/3}$; y

α_a es un coeficiente que depende del tipo de anclaje, para barras rectas es uno y para barras a tensión con ganchos o dobleces es 0.7.

2.8.3 Comparación entre los límites de resistencia efectiva del Apéndice X-ACI y las Recomendaciones FIP 1996

Con el fin de establecer una comparación entre los límites de resistencia efectiva del Apéndice X-ACI y las Recomendaciones FIP 1996, se realiza en esta sección, a manera de ejercicio, un procedimiento para relacionar el esfuerzo real aplicado en puntales y nudos, F/A_c , con la resistencia del concreto, f'_c . Se define el factor total de resistencia efectiva, κ , con la ecuación 2.23.

$$\kappa = \frac{F}{A_c f'_c} \quad (2.23)$$

donde

F es la fuerza actuante en el elemento antes de aplicar los factores de carga;
 A_c es el área de la sección: puntal o cara de nudo; y
 f'_c es la resistencia del concreto definida en el ACI318-99.

Con este fin, es necesario estudiar los factores de carga del ACI318-99, empleados en el Apéndice X-ACI y los factores de las Recomendaciones FIP 1996, para determinar las cargas últimas en ambos reglamentos: $F_{u\ AP-X}$ y $F_{u\ FIP}$.

Se supondrá un caso básico de carga en el que se presentan únicamente carga muerta (CM) y carga viva (CV). Ésta última equivalente a $0.5\ CM$. En el ACI318-99, la carga última está dada por

$$F_{u\ AP-X} = 1.4\ CM + 1.7\ CV = 2.25\ CM \quad (2.24)$$

de manera que el factor de carga es $FC_{AP-X} = 2.25$ y

$$F_{u\ AP-X} = FC_{AP-X} \cdot F \quad (2.25)$$

Por su parte, la FIP considera

$$F_{u\ FIP} = 1.35\ CM + 1.5\ CV = 2.10\ CM \quad (2.26)$$

y el factor de carga es $FC_{FIP} = 2.10$. Así

$$F_{u\ FIP} = FC_{FIP} \cdot F \quad (2.27)$$

Con base en las ecuaciones 2.2 y 2.6, se obtienen

$$F_{uAP-X} = \phi A_c f_{cu} = \phi 0.85 \beta_2 f'_c A_c \quad (2.28)$$

$$F_{u\ FIP} = \nu f_{Icd} A_c = \nu \alpha_1 f_{ck} A_c / \gamma_c = 0.85 \nu f_{ck} A_c / 1.5 \quad (2.29)$$

Por otro lado, se supondrá de manera conservadora para la FIP que la relación f_{ck} / f'_c es 0.95. Así, reordenando las ecuaciones anteriores se pueden calcular los valores del factor total de resistencia efectiva, κ , para ambos reglamentos.

$$\kappa_{AP-X} = 0.321 \beta_2 \quad (2.30)$$

$$\kappa_{FIP} = 0.256 \nu \quad (2.31)$$

En la tabla 2.7 se comparan las ecuaciones 2.30 y 2.31 para condiciones específicas de puntales y nudos.

Tabla 2.7 – Factor total de resistencia efectiva

Condición	Apéndice X-ACI		FIP	
	b_2	k	n	k
Puntales Apéndice X-ACI				
Puntal en zona de compresión no agrietada, donde la sección transversal en el medio es la misma que en los nudos; tal como en la zona a compresión de una viga	1.00	0.321		
Puntal inclinado en un campo de compresión paralelo a las grietas o puntal con forma de abanico	0.80	0.257		
Puntal localizado de tal manera que la anchura en la zona central del puntal es, o puede ser, mayor que en los nudos, con refuerzo según lo establecido en el Apéndice X.	0.80	0.257		
Puntal en elementos a tensión o en patines a tensión de una viga	0.40	0.128		
Puntales FIP				
Cuerdas a compresión $(1 - f_{ck} / 250)$. Para $f'_c = 250$ kg/cm ²			0.89	0.228
Compresión uniaxial (puntal sin agrietamiento)			1.00	0.256
Presencia de grietas paralelas al puntal			0.80	0.205
Agrietamiento, con anchura normal, perpendicular al puntal			0.60	0.154
Agrietamiento, con gran anchura, perpendicular al puntal			0.45	0.115
Nudos				
CCC	1.00	0.321	1.20	0.307
CCT	0.80	0.257	0.85	0.218
CTT	0.60	0.193	0.85	0.218

En general, de la tabla 2.7 se desprende que los valores de reducción de resistencia de las Recomendaciones FIP 1996 son mayores que los propuestos en el Apéndice X-ACI. En ambos casos, sin embargo, los factores de resistencia efectiva corresponden a valores empíricos y es necesario realizar programas experimentales que permitan corroborar que representan niveles de seguridad y economía adecuados.

2.9 COMPORTAMIENTO DE VIGAS PERALTADAS DISEÑADAS CON EL MODELO DE PUNTALES Y TENSORES

Como se mencionó anteriormente, en el diseño de regiones D es inapropiado suponer que las secciones planas permanecen planas. En estas regiones, el modelo de puntales y tensores constituye una práctica herramienta de diseño. Sin embargo, con el fin de plantear expresiones de diseño que arrojen resultados adecuados y económicos, es necesario realizar en este tipo de regiones estudios experimentales, encaminados a verificar las hipótesis o modelos empleados. A pesar de ello, la información experimental con la que se cuenta es aún insuficiente; sobre todo en lo que se refiere al comportamiento y resistencia de regiones D y zonas nodales. Leonhardt y Walther, 1966; Mattock y otros, 1976; Rogowsky y otros, 1986; Cook y Mitchell, 1988 y Adebar y otros, 1990, han realizado algunos estudios experimentales en regiones D instrumentadas (ASCE, 1998). Jirsa y otros (1991) presentaron algunos resultados del ensaye de dos tipos de nudos sometidos a cargas monótonas. Recientemente, se han desarrollado pruebas encaminadas a estudiar el comportamiento de nudos CCT en vigas peraltadas, con anclaje mediante barras tipo T o con topes (Jirsa y otros, 1999) y

pruebas que pretenden comparar el desempeño de vigas peraltadas diseñadas con el reglamento ACI318-99 y con el modelo de puntales y tensores (Ramírez, 1999).

2.9.1 Universidad de Texas en Austin, 1991

El objetivo de este estudio fue proporcionar datos experimentales que pudieran ser usados para verificar la factibilidad de la aplicación del modelo de puntales y tensores así como para definir varios elementos y condiciones del modelo, entre ellos, niveles de esfuerzos en los puntales de concreto, y requisitos de anclaje y adherencia para los tensores (Barton y otros, 1991; Bergmeister y otros, 1991; Jirsa y otros, 1991).

En primera instancia, en este proyecto se recopiló información acerca del modelo de puntales y tensores y se intentaron clarificar y unificar sus bases. Posteriormente, se llevó a cabo un programa experimental que fue dividido en tres etapas.

La primera etapa, realizada con el fin de evaluar el uso del modelo de puntales y tensores como una herramienta de diseño, consistió en pruebas de cuatro vigas acarteladas. Se seleccionó una viga comúnmente usada en estructuras de puentes y se definió como espécimen típico, a partir del cual se propusieron algunas variaciones en el diseño empleando el modelo de puntales y tensores y las recomendaciones del Instituto de Concreto Presforzado (PCI). Se comparó el comportamiento de los especímenes diseñados usando MPT con el de los diseñados usando otras prácticas aceptadas o comúnmente utilizadas. Adicionalmente se compararon las distribuciones internas de fuerzas medidas en las estructuras con las supuestas en el modelo de puntales y tensores.

Las etapas dos y tres surgieron a raíz de que en la primera etapa se encontró que no se tenía suficiente conocimiento de la aplicación del modelo en situaciones complejas de detallado, particularmente en las zonas nodales. Consistieron en pruebas de porciones aisladas de la estructura correspondientes a nudos al diseñar empleando modelo de puntales y tensores. Se seleccionaron para los ensayos, nueve nudos CTT y diez CCT, considerando que ocurren frecuentemente en situaciones de diseño y podían estudiarse con pruebas relativamente simples que permitían complementar los estudios de la primera etapa.

En estas pruebas se emplearon patrones de refuerzo similares a los de las vigas y los diseños se realizaron tratando de reproducir de la mejor manera posible las condiciones de borde que pueden presentarse en una viga acartelada en un nudo crítico similar. Las variables en estudio fueron: la disposición del refuerzo, la resistencia del concreto, la dimensión efectiva del puntal de compresión y el detallado en la zona de anclaje.

Los resultados indicaron que las vigas acarteladas pueden ser eficientemente diseñadas empleando un modelo de puntales y tensores. Las pruebas aisladas de nudos proporcionaron información útil en cuanto al desempeño del concreto en el puntal de compresión y al anclaje de refuerzo en el nudo. Las principales conclusiones obtenidas fueron:

- El comportamiento general de las vigas diseñadas usando MPT fue comparable con el de aquellas diseñadas usando métodos tradicionales de diseño. En todos los casos, la resistencia de los elementos excedió las resistencias de diseño y presentaron modos de falla dúctiles.
- El diseño con modelo de puntales y tensores arrojó mayores cantidades de refuerzo transversal que las necesarias según la evaluación de datos de las pruebas. En algunos casos, la cuantía de refuerzo transversal fue excesiva probablemente debido a la contribución del concreto a tensión no considerada en el MPT.
- El apropiado anclaje del refuerzo horizontal y del refuerzo por flexión resultó determinante en el comportamiento de los especímenes. Los requisitos de anclaje basados en el MPT resultaron conservadores.
- Los nudos CTT alcanzaron la resistencia de diseño, la cual fue gobernada por la fluencia del acero del tensor. Si bien, la resistencia estuvo afectada por la resistencia del concreto (la resistencia efectiva para diseño del concreto utilizada fue $0.5f'_c$), los mecanismos de transferencia de fuerzas internas

fueron más afectados por la geometría de los especímenes y la ubicación del refuerzo. Se encontró una alta correlación entre el comportamiento de los nudos y el de la viga prototipo correspondiente en cuanto a patrones de agrietamiento y niveles de deformación en el acero.

- En los nudos CCT se presentaron fallas por compresión y fallas de anclaje. Estas últimas debidas a longitudes de desarrollo inadecuadas que pueden prevenirse poniendo especial cuidado en la determinación de la inclinación del puntal de compresión y mediante la colocación de refuerzo transversal que restrinja la formación y anchura de grietas en el nudo.
- El MPT es un método de diseño aceptable para el concreto estructural y constituye, combinado con un buen conocimiento del comportamiento, obtenido de estudios experimentales, una aproximación racional que puede extenderse a situaciones no contempladas por los procedimientos existentes.

Finalmente, se planteó la necesidad de realizar investigaciones encaminadas a establecer criterios para análisis y diseño de nudos, condiciones límites de servicio y parámetros para disposición del refuerzo así como el efecto de la variación en la inclinación de los puntales de compresión y el del tipo de anclaje empleado en el comportamiento general de los especímenes diseñados con modelos de puntales y tensores.

2.9.2 Universidad de Texas en Austin, 1999

El nombre principal de este proyecto fue “Exploración de nuevos usos de barras con topes en aplicaciones de refuerzo de concreto estructural” y fue llevado a cabo por: J.O. Jirsa, J.E. Breen, R.E. Klingner, M.K. Thompson, M. Young y T. Ledesma (Jirsa y otros, 1999). Aunque el objetivo general fue determinar aplicaciones específicas de barras con topes en estructuras para infraestructura de transporte, la atención se centró en el desempeño de dichas barras al usarlas para detallado en estructuras de concreto, especialmente, en zonas nodales de estructuras diseñadas con el modelo de puntales y tensores.

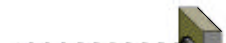
El proyecto se dividió en dos partes: estudio de barras con topes en nudos CCT de vigas peraltadas y estudio de la aplicación de las mismas en traslapes. Ambos casos pueden ser vistos como casos particulares de nudos CCT.

Considerando que, aunque en la mayoría de los casos, la adición de topes en los extremos de las barras permite disminuir la longitud de anclaje y reducir los esfuerzos de adherencia convirtiéndose en una alternativa en muchas de las situaciones de diseño de anclajes, al enfrentarse a su uso deben considerarse varios aspectos, se plantearon los siguientes objetivos:

- Proponer una clara definición de las fronteras de los nudos para determinar los límites de la longitud de anclaje y las áreas de las caras para calcular los esfuerzos en el concreto.
- Definir una metodología para determinar el tamaño del tope necesario (relación entre el área del tope y el área de la barra, $A_{\text{tope}}/A_{\text{barra}}$) para compensar una longitud de desarrollo determinada.
- Determinar las resistencias efectivas del concreto en las caras de los nudos.
- Determinar los efectos del acero de confinamiento en el anclaje y en la resistencia efectiva del concreto.

Las pruebas incluyeron vigas con barras rectas para control, barras con ganchos y barras con cuatro tipos diferentes de topes, comúnmente usados en Estados Unidos. En la tabla. 2.8 se presentan los tipos de anclajes empleados. En la tabla 2.9 se resumen las características de las vigas ensayadas.

Tabla 2.8 – Tipos de anclajes empleados en los ensayos de la Universidad de Texas (Jirsa y otros, 1999)

Tipo	Esquema	Nombre	$A_{\text{tope}} / A_{\text{barra}}$
0		Recta	0.0
1		X	0.7 - 0.9
2		Lenton	3.8 - 4.0
3		HRC recortada	4.5 - 5.5
4		HRC estándar	10.0 - 12.0

Las zonas nodales fueron densamente instrumentadas con deformímetros eléctricos para determinar el desarrollo de los esfuerzos de adherencia.

En la primera etapa del proyecto se ensayaron 11 vigas peraltadas de 6 y 8 plg. (15.2 y 20.3 cm) de anchura, 20 plg. (50.8 cm) de peralte total y 72 plg. (182.9 cm) de longitud. Las relaciones claro de cortante a peralte variaron entre 0.58 y 1.0. Las primeras cuatro vigas tuvieron una resistencia del concreto de 5600 psi (400 kg/cm²), mientras que en las siguientes siete se empleó concreto de $f'_c = 2800$ psi (200 kg/cm²).

En la fig. 2.15 se presenta el esquema general de los especímenes y la tabla 2.9 resume las características principales de cada uno de ellos.

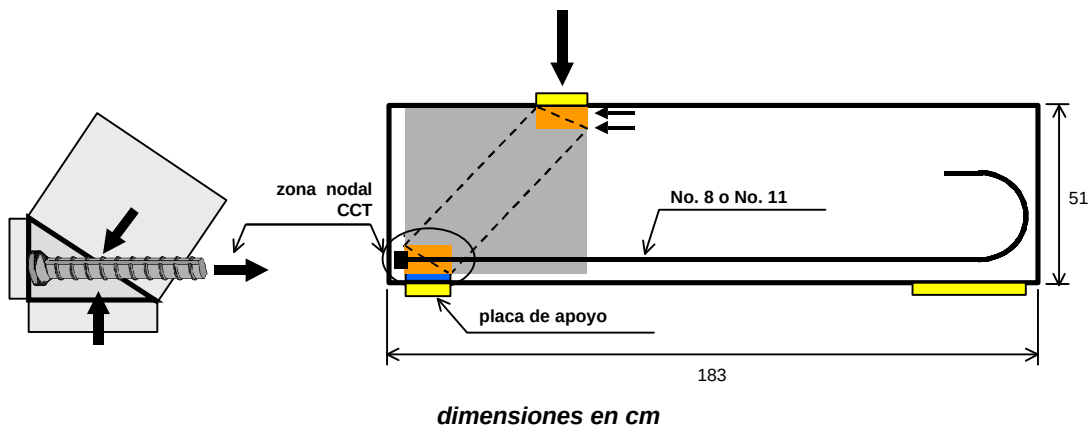


Figura 2.15 – Viga peraltada ensayada en la Universidad de Texas (Jirsa y otros, 1999)

En general, el modo de falla estuvo determinado por la fluencia del acero con excepción de los casos en los que se emplearon barras rectas o topes tipo 1. Por otro lado, los especímenes con topes tipo 3 y tipo 4 presentaron un comportamiento similar indicando que un tamaño de tope cercano a cinco veces el área de la barra es suficiente para desarrollar la fluencia en la misma.

En los modelos de 6 plg. de anchura se presentó agrietamiento longitudinal sobre las barras en planos paralelos al eje de la barra (*splitting*).

Tabla 2.9 – Especímenes en serie de nudos CCT ensayados en la Universidad de Texas (Jirsa y otros, 1999)

Nombre de la prueba	Tope	Tamaño de la barra	Anchura del espécimen plg. (cm)	Longitud de placa de apoyo plg. (cm)	Resistencia del concreto psi (kg/cm ²)	Modo de falla
CCT 1	0	no. 8	8 (20.3)	6 (15.2)	5600 (400)	Fluencia de la barra
CCT 2	1	no. 8	8 (20.3)	6 (15.2)	5600 (400)	Fluencia de la barra
CCT 3	3	no. 8	8 (20.3)	6 (15.2)	5600 (400)	Fluencia de la barra
CCT 4	4	no. 8	8 (20.3)	6 (15.2)	5600 (400)	Fluencia de la barra
CCT 5	0	no. 8	8 (20.3)	6 (15.2)	2800 (200)	Deslizamiento de la barra
CCT 6	1	no. 8	8 (20.3)	6 (15.2)	2800 (200)	Deslizamiento de la barra
CCT 7	3	no. 8	8 (20.3)	6 (15.2)	2800 (200)	Fluencia de la barra
CCT 8	4	no. 8	8 (20.3)	6 (15.2)	2800 (200)	Fluencia de la barra
CCT 9	0	no. 8	6 (15.2)	6 (15.2)	2800 (200)	Deslizamiento de la barra
CCT 11	3	no. 8	6 (15.2)	6 (15.2)	2800 (200)	Fluencia de la barra
CCT 12	4	no. 8	6 (15.2)	6 (15.2)	2800 (200)	Fluencia de la barra

2.9.3 Universidades de Purdue y Michigan, 1999-2000

El objetivo de este estudio fue evaluar el comportamiento de vigas peraltadas diseñadas de acuerdo con dos criterios diferentes. El primero de ellos fue el Reglamento ACI318-99 y el otro, la propuesta de diseño con modelo de puntales y tensores, Apéndice X (*American*, 2000), para el mismo reglamento, que intenta reemplazar o presentar una alternativa al método vigente de diseño.

En la primera etapa, llevada a cabo por J. A. Ramírez, J. K. Wight y A. Matamoros (Ramírez y otros, 1999), se construyeron, en la Universidad de Purdue, dos especímenes: ACI1M y STM1, diseñados con el ACI318-99 y el Apéndice X, respectivamente. Sus dimensiones fueron: 14 plg. (35.56 cm) de anchura, 36 plg. (91.4 cm) de peralte y 176 plg. (447 cm) de longitud. La relación claro de cortante a peralte fue de uno. Los especímenes se presentan en la fig. 2.16. El anclaje del refuerzo longitudinal en los apoyos se proporcionó mediante barras cortas embebidas y anclajes mecánicos tipo Lenton.

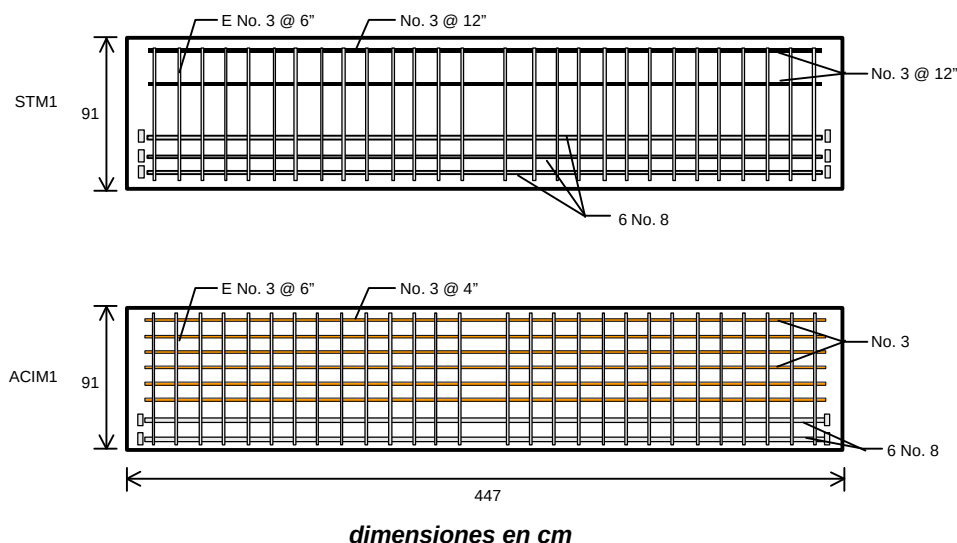


Figura 2.16 – Detalles de refuerzo de las vigas de la primera etapa ensayadas en la Universidad de Purdue (Ramírez y otros, 1999)

El refuerzo longitudinal fue capaz de desarrollar deformaciones mayores a la de fluencia antes de la falla del concreto en la zona de compresión por flexión. En la fig. 2.17 se presenta el comportamiento general fuerza cortante–deflexión en el centro del claro para los dos especímenes. En ambos casos la falla, precedida por considerable fluencia en el refuerzo horizontal, fue por flexión con aplastamiento del concreto cerca de uno de los puntos de aplicación de carga y del centro del claro en los modelos STM1 y ACI1M, respectivamente. Este modo de falla, aunque no es de tipo dúctil, se explica ya que las deformaciones a las que fueron sometidos los modelos fueron mayores que las deformaciones de servicio, para las cuales se diseñó la viga, y para las que se debe evitar que se presenten modos de falla frágiles.

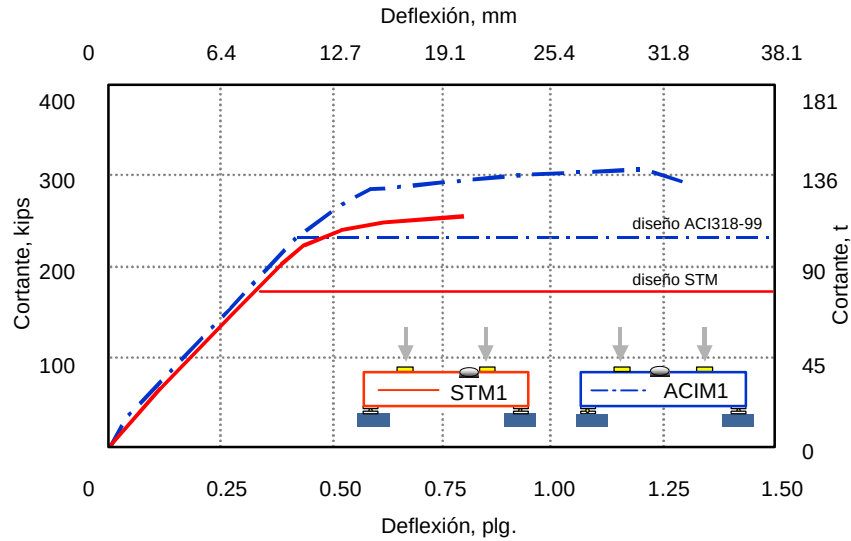


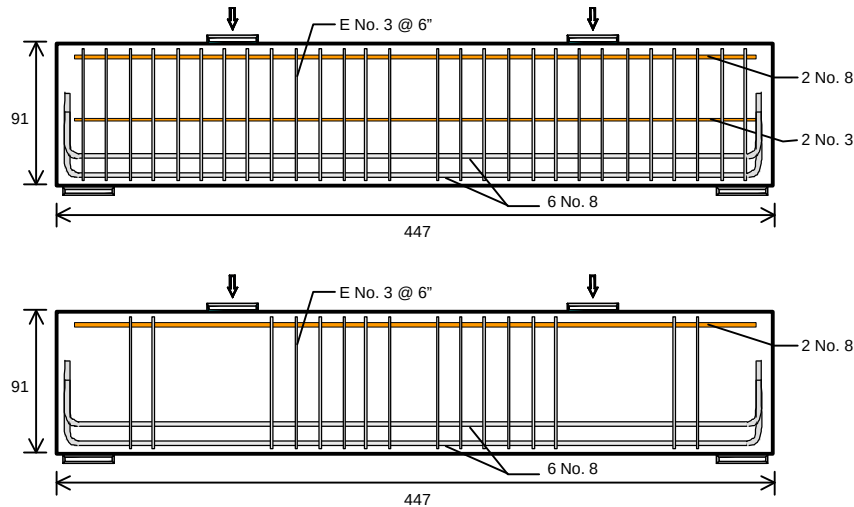
Figura 2.17 – Comportamiento general de los especímenes ensayados en la Universidad de Purdue (Ramírez y otros, 1999)

Las cargas de falla excedieron las resistencias calculadas usando el ACI318-99 y el modelo de puntales y tensores propuesto en el Apéndice X. En la tabla 2.10 se resumen las cargas de falla, las resistencias calculadas, la resistencia a compresión del concreto y las deformaciones máximas medidas en el acero longitudinal.

Tabla 2.10 – Características generales de las vigas ensayadas en la Universidad de Purdue (Ramírez y otros, 1999)

Viga	Fuerza cortante a la falla kip (t)	Resistencia a cortante MPT kip (t)	Resistencia a cortante ACI318-99 kip (t)	Resistencia a compresión del concreto psi (kg/cm ²)	Deformación máxima del acero longitudinal, me
STM1	260 (118)	175 k (79)	177 (80)	4700 (330)	>0.008
ACI1M	305 (138)	205 (93)	227 (103)	4800 (330)	0.011

En este proyecto, continúa pendiente la segunda etapa en la que se van a utilizar ganchos de 90 grados para el anclaje del refuerzo, y se va a concentrar el refuerzo vertical en el centro de las vigas. En la fig. 2.18 se presentan los especímenes de la segunda etapa del proyecto.



dimensiones en cm

Figura 2.18 – Detalles de refuerzo de las vigas de la segunda etapa en la Universidad de Purdue (Ramírez y otros, 1999)

2.10 RESUMEN

El modelo de puntales y tensores es un concepto de diseño que permite un tratamiento consistente de todas las porciones de la estructura. Es una generalización de la analogía de la armadura la cual ha sido usada extensamente como una herramienta conceptual para el análisis de elementos sometidos a cortante, flexión y torsión y como base para las disposiciones de muchos reglamentos de diseño.

El modelo de puntales y tensores está basado en la teoría de la plasticidad y proporciona un límite inferior de la resistencia de los elementos diseñados. Resulta especialmente útil en el diseño y detallado de elementos en situaciones para las cuales no existen otros métodos racionales de diseño. En general, el diseñador obtiene un mejor conocimiento del comportamiento de la estructura al visualizar los flujos de esfuerzos y proveer un sistema de transferencia de los mismos.

En zonas sísmicas las estructuras deben diseñarse y detallarse considerando que pueden desarrollar completamente su resistencia varias veces en direcciones alternas, sobrepasando el intervalo elástico, y garantizando que se formen modos de falla dúctiles. El MPT puede constituir una herramienta de gran utilidad en el diseño de elementos de concreto reforzado con condiciones particulares de geometría o de carga, cuando se ven sometidos a solicitaciones sísmicas. Sin embargo, dado que se han llevado a cabo muy pocas investigaciones encaminadas a calibrar los modelos propuestos y a unificar los criterios de diseño, es necesario realizar ensayos experimentales y estudios que permitan establecer un método adecuado de diseño para elementos con regiones de discontinuidad, principalmente.

CAPÍTULO 3

PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 INTRODUCCIÓN

Como parte del proyecto de evaluación de la factibilidad de aplicar modelos de puntales y tensores al diseño sísmico, se realizaron ensayos de laboratorio de vigas peraltadas diseñadas mediante el modelo de puntales y tensores y sometidas a cargas monótonas y a cargas cíclicas reversibles.

El programa contempló la construcción y el ensayo destructivo de dos series de vigas a escala natural con diferentes configuraciones de detallado en las zonas nodales, diseñadas con el modelo de puntales y tensores. La primera serie, empleada como referencia, consistió en dos vigas, sometidas a carga monótona hasta la falla. La segunda serie consistió en dos vigas, idénticas a las de la primera serie, sometidas a cargas cíclicas reversibles que pretenden reproducir de manera simple las acciones inducidas por sismo.

Con el fin de estudiar la influencia de la longitud de anclaje del refuerzo longitudinal en el comportamiento del nudo, en el primer espécimen de cada una de las series las barras tuvieron una longitud de anclaje que satisfacía los requerimientos del ACI318-99, mientras que en el segundo, la longitud de anclaje fue arbitrariamente reducida en 30 por ciento.

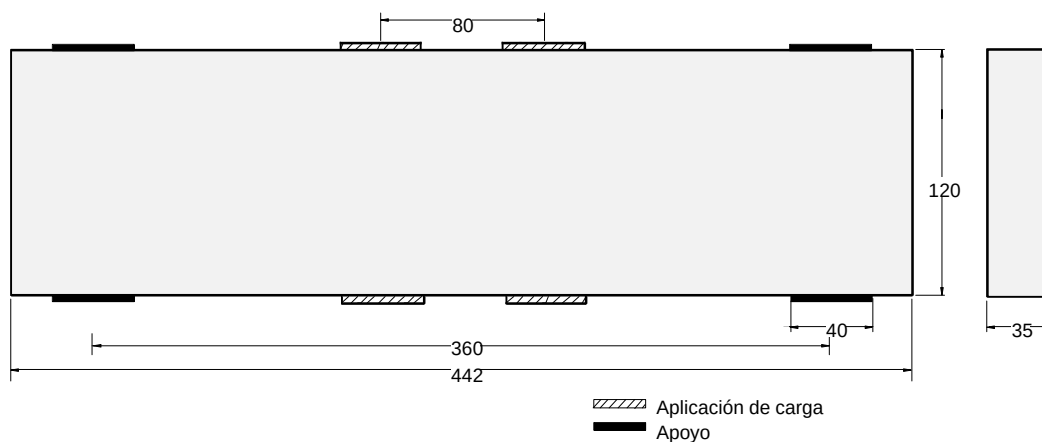
De la comparación de los modelos sometidos a cargas cíclicas reversibles con los de control, ensayados ante cargas monótonas, se podrá establecer el efecto de la inversión de la carga en el comportamiento de los modelos y en la degradación de las propiedades del concreto. También se estudiará el efecto de la cuantía de refuerzo transversal en el confinamiento de las zonas nodales. La influencia de la longitud de anclaje se analizará comparando entre sí los modelos de cada serie.

3.2 DESCRIPCIÓN DE LOS ESPECÍMENES

Los especímenes consistieron en vigas de concreto reforzado con 35 cm de anchura y 120 cm de peralte total (fig. 3.1). Las vigas fueron diseñadas como vigas simplemente apoyadas, con dos cargas concentradas en el tercio central y con distancia entre ejes de apoyos de 360 cm. Las placas de aplicación de carga y apoyo tuvieron 40 cm de anchura. Con las dimensiones de las vigas se obtuvo una relación de claro de cortante a peralte (a/d) de 1.17, lo que permite clasificarlas como vigas peraltadas. Este tipo de elementos puede presentarse en estructuras de infraestructura de transporte. No se busca que se asemejen a vigas diafragma.

Las vigas fueron diseñadas de acuerdo con las Recomendaciones FIP 1996 y detalladas con base en los lineamientos del reglamento ACI 318-99. Este detallado se acerca más a la práctica de México. Para el diseño se consideraron un concreto con resistencia a la compresión, $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (27.5 MPa) y refuerzo longitudinal y transversal con esfuerzo especificado de fluencia, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (411.9 MPa). En el diseño se despreció el peso propio.

Con el fin de identificar el efecto de los estribos colocados en la zona de anclaje del refuerzo inferior, la cuantía de refuerzo transversal fue variada en los extremos de las vigas. En el extremo izquierdo, se colocaron estribos de acuerdo con lo dispuesto por el ACI318-99, mientras que en el extremo derecho no se colocó refuerzo transversal a partir del paño interior del apoyo.



dimensiones en cm

Figura 3.1 – Geometría y dimensiones de los especímenes

Adicionalmente, para asegurar fallas por corte y así imponer grandes demandas de deformación en los elementos del MPT, principalmente en los nudos, se proporcionó refuerzo longitudinal adicional en el centro del claro (zona de momento constante) tal que resistiera un momento flexionante amplificado equivalente a 1.5 veces el correspondiente al desarrollado cuando la falla se presenta por corte. Las características generales de los especímenes se presentan en la tabla 3.1.

Tabla 3.1 – Características de los especímenes ensayados

Serie	Especímen ¹	Tipo de carga	L _{dh} ³ , cm	Estribos en la zona de anclaje ²	
				Extremo izquierdo	Extremo derecho
I	MT	Monótona	54	ρ_1	ρ_2
	MR	Monótona	22	ρ_1	ρ_2
II	CT	Cíclica reversible	54	ρ_1	ρ_2
	CR	Cíclica reversible	22	ρ_1	ρ_2

¹ la nomenclatura de los especímenes corresponde a H-A, donde:

H= tipo de historia de carga aplicada: M, monótona; C, cíclica reversible

A= longitud de anclaje proporcionada: T, longitud total de acuerdo con el reglamento; R, longitud de anclaje reducida

² en la zona de anclaje, ρ_1 corresponde a la cuantía obtenida del diseño; ρ_2 es cero

³ longitud de desarrollo de barras con ganchos a tensión.

3.2.1 Diseño y detallado

Los modelos, se diseñaron de acuerdo con las Recomendaciones FIP 1996. El detallado de los anclajes se realizó conforme a lo dispuesto por el ACI318-99, ya que sus requisitos se asemejan más a la práctica mexicana.

Para estudiar los mecanismos de resistencia a corte y evaluar el comportamiento ante acciones repetidas, como las inducidas por sismo, se diseñaron las vigas para fuerzas cortantes determinadas. Sin embargo, para garantizar la ocurrencia de una falla por corte, se elevó la resistencia a flexión, incrementando el refuerzo en la zona de momento constante.

Las resistencias a corte y flexión de las vigas se calcularon considerándolas simplemente apoyadas. Para el diseño se emplearon los valores nominales de los materiales. Posteriormente, con el fin de predecir la resistencia real de las vigas, se utilizaron las propiedades mecánicas obtenidas de los ensayos de los materiales y las dimensiones reales de los especímenes (sección 3.2.1.3).

Los especímenes se diseñaron para las siguientes condiciones de carga:

- 1) Dos cargas concentradas aplicadas en el tercio central en la parte superior de la viga, actuando hacia

abajo. A esta condición se le denominará dirección positiva (+P). Para este diseño se supuso que cada carga puntual tenía una magnitud de $P = +97 \text{ t (+951 kN)}$.

- 2) Dos cargas concentradas aplicadas en el tercio central en la parte inferior de la viga, actuando hacia arriba. A esta condición se le denominará dirección negativa (-P). En este sentido, el valor de cada una de las fuerzas actuantes fue $P = -50 \text{ t (-490 kN)}$.

Los valores de las cargas máximas de diseño estuvieron limitados por la capacidad del marco de carga (sección 3.4). En adelante, el término carga aplicada se referirá a la magnitud de una sola de las cargas puntuales (P) y el análisis de los resultados se hará para P.

3.2.1.1 Criterios de diseño (Recomendaciones FIP 1996)

Los valores de resistencia efectiva de los materiales, empleados para el diseño fueron, $f_{ck} = 264 \text{ kg/cm}^2$ (25.9 MPa) y $f_{yd} = 3650 \text{ kg/cm}^2$ (357.9 MPa), para el concreto y para el acero, respectivamente. Por lo tanto, la resistencia uniaxial de diseño del concreto es $f_{1cd} = 150 \text{ kg/cm}^2$ (14.7 MPa). En la tabla 3.2 se resumen los factores de resistencia efectiva empleados en el diseño de puntales de concreto. En el Apéndice C se presenta, de manera detallada, el procedimiento de diseño empleado.

Tabla 3.2 – Factores de resistencia efectiva a compresión del concreto empleados en el diseño

	n	f_{cu} , kg/cm ² (MPa)
cuerdas	0.896	134 (13.0)
puntal sin grietas	1.00	150 (14.7)
puntal con grietas paralelas	0.80	120 (11.8)
puntal con grietas perpendiculares	0.60	90 (8.8)
puntal grandes grietas perpendiculares	0.45	68 (6.6)

Para la revisión de nudos y anclajes, la resistencia efectiva se calculó como

Nudos CCT y CTT $f_{cu} = 0.85 f_{1cd} = 128 \text{ kg/cm}^2$ (12.6 MPa)

Nudos CCC (compresión biaxial) $f_{cu} = f_{2cd} = 1.2 f_{1cd} = 180 \text{ kg/cm}^2$ (17.7 MPa)

Se empleó el modelo propuesto por la FIP para vigas peraltadas con cargas cercanas a los apoyos, que supone que una porción de la carga aplicada se transmite directamente por medio de puntales inclinados que se extienden desde las placas de aplicación de carga hasta los apoyos, denominados puntales principales en este trabajo. La porción restante de la carga aplicada es tomada por una armadura con diagonales de concreto a compresión y un tensor de refuerzo transversal (sección 2.8.2.3). Con base en este modelo, se calcularon las fuerzas en los elementos de la armadura, se propusieron las áreas de acero requeridas para los tensores y se revisaron los esfuerzos en el concreto, tanto en las placas de apoyo y los puntos de aplicación de carga, como en los puntales y en las zonas nodales. En la fig. 3.2 se presenta el modelo empleado en las vigas ensayadas. Es importante destacar que la inclinación supuesta del puntal principal fue $\theta = 44.2^\circ$.

Algunas de las hipótesis en las que se basa este modelo son:

- Los puntales de concreto son infinitamente rígidos.
- La fuerza tomada por el tensor vertical se distribuye de manera uniforme entre los estribos supuestos como parte de él.
- El tensor vertical se supone localizado en el centroide geométrico de los estribos.
- Para las vigas en estudio, la porción de la carga resistida por los estribos, F_1 , es mayor que la tomada por el concreto y se calcula con base en la geometría del modelo (ver Apéndice C); en este caso equivale a $0.657 P$.
- El anclaje con ganchos a 90° se realiza fuera de la zona nodal con el fin de evitar concentraciones de esfuerzos y/o desprendimiento del recubrimiento que puedan deteriorar el nudo y disminuir su resistencia (fig. 2.12).

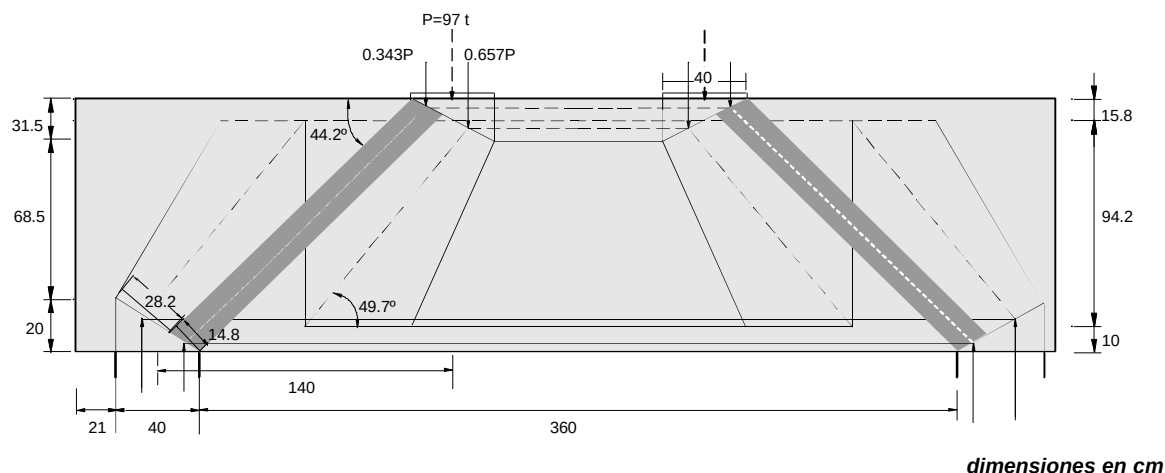


Figura 3.2 – Modelo de puntales y tensores empleado

3.2.1.2 Criterios de detallado (ACI 318-99)

En el diseño de los modelos se satisficieron también requisitos de acero mínimo y refuerzo longitudinal en las caras para vigas peraltadas.

Para el cálculo de las longitudes de desarrollo y anclajes del refuerzo se emplearon los requisitos de detallado del ACI318-99, ya que resultan más semejantes a la práctica mexicana que las disposiciones de la FIP.

La longitud de desarrollo de ganchos estándar en tensión, determinada de acuerdo con los requisitos del ACI318-99, fue $l_{dh} = 33.8$ cm, calculada considerando una reducción del 80 por ciento debido al suficiente recubrimiento del refuerzo. La longitud provista, sin embargo, fue de 56 cm, ya que la distancia disponible era mucho mayor al satisfacer el requisito de la FIP de anclar los ganchos fuera de la zona nodal.

3.2.1.3 Cargas y resistencia de diseño

Las vigas se diseñaron para resistir, en la dirección positiva, dos cargas puntuales, aplicadas como se presenta en la fig. 3.1. La magnitud de dichas cargas fue de 97 t (950.6 kN). En la dirección negativa, las cargas de diseño, fueron de -50 t (-490 kN).

Con base en el modelo supuesto y considerando las propiedades mecánicas de los materiales obtenidas en laboratorio (sección 3.2.2), se obtuvieron las predicciones de resistencia que se presentan en la tabla 3.3.

Tabla 3.3 – Resistencias predichas a partir de propiedades medidas de materiales

Cortante de diseño t (kN)	FIP 1996 t (kN)	ACI318-99 t (kN)	RCDF t (kN)	Cortante por fricción ¹ t (kN)
97 (951)	120 (1177)	105 (1031)	91 (890)	120 (1180)

¹ predicción empleando la teoría del cortante por fricción, según la propuesta de Loov (2000)

3.2.2 Materiales

Las vigas fueron construidas en el Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED con concreto suministrado por una premezcladora, con una resistencia nominal, $f'_c = 250$ kg/cm² (24.5 MPa), elaborado con cemento portland ordinario (CPO) y tamaño máximo de agregado de 3/8 de pulgada (9.5 mm). Dado el volumen de concreto, se utilizaron dos mezcladoras de concreto. El concreto de la primera de ellas se empleó

para el colado de los modelos CT y CR, mientras que los especímenes MT y MR se construyeron empleando el concreto de la segunda olla.

Los materiales empleados en la construcción de los especímenes fueron muestreados en laboratorio con objeto de controlar su calidad y determinar sus propiedades mecánicas.

Para el concreto se empleó un sistema de muestreo aleatorio, siguiendo la metodología especificada en la Norma Mexicana NMX-C-161 (ONNCCE, 1997e). Se obtuvieron 17 cilindros de cada mezcla, de los cuales dos se ensayaron a compresión diametral y los restantes, en grupos de tres, se probaron a compresión simple a 7, 14, y 28 días y en las fechas de prueba de las dos vigas correspondientes. Antes del colado de los especímenes, en las mezclas de concreto se obtuvieron el revenimiento, de acuerdo con lo establecido por la norma mexicana NMX-C-156 (ONNCCE, 1997c), y el contenido de aire, según lo especificado en la norma NMX-C-157 (ONNCCE, 1997d). Las características generales del concreto empleado, en estado fresco, se resumen en la tabla 3.4.

Tabla 3.4 – Características del concreto fresco utilizado en los especímenes

	Características del concreto	
	CT y CR	MT y MR
Revenimiento	17.5 cm	16 cm
Aire incluido	2.4%	—
Tamaño máximo de agregado	3/8 plg.	3/8 plg.
f'_c nominal	250 kg/cm ²	250 kg/cm ²

Se realizaron pruebas estandarizadas de compresión simple (NMX-C-083 ONNCCE, 1997a). Del muestreo llevado a cabo se obtuvo una resistencia media a la compresión, registrada a 28 días del colado de las vigas, de 325 kg/cm² (31.9 MPa), con un peso volumétrico promedio de 2127 kg/m³ (20.9 kN/m³) para la mezcla uno. Para la mezcla dos los valores obtenidos fueron 323 kg/cm² (31.7 MPa) y 2115 kg/m³ (20.7 kN/m³) para resistencia a la compresión promedio a 28 días y peso volumétrico, respectivamente. Los valores de resistencia presentaron coeficientes de variación promedios cercanos a 0.75 y 1.29 por ciento, para las mezclas uno y dos, respectivamente. La evolución de la resistencia a compresión del concreto empleado en el colado de las vigas se presenta en la tabla 3.5. La determinación del módulo de elasticidad del concreto se realizó según la NMX-C-128 (ONNCCE, 1996).

Tabla 3.5 – Resistencia a compresión y módulo de elasticidad medios del concreto empleado

Parámetro	7 días	14 días	Mezcla 1		
			28 días	108 días (CT)	126 días (CR)
f'_c prom., kg/cm ² (MPa)	218 (21.4)	269 (26.4)	325 (31.9)	362 (35.5)	365 (35.8)
C.V. f'_c , %	0.5	1.2	0.8	2.0	0.5
E_c prom., $\times 10^5$ kg/cm ² ($\times 10^4$ MPa)	1.51 (1.48)	1.52 (1.49)	1.64 (1.60)	1.70 (1.67)	1.64 (1.61)
C.V. E_c , %	3.1	2.2	1.6	9.2	—
Parámetro	7 días	14 días	Mezcla 2		
			28 días	86 días (MT)	95 días (MR)
F'_c prom., kg/cm ² (MPa)	220 (21.6)	264 (25.9)	323 (31.7)	357 (35.0)	361 (35.4)
C.V. F'_c , %	1.5	0.9	1.3	0.4	0.7
E_c prom., $\times 10^5$ kg/cm ² ($\times 10^4$ MPa)	1.47 (1.44)	1.50 (1.47)	1.55 (1.52)	1.65 (1.62)	—
C.V. E_c , %	2.8	1.3	3.5	5.0	—

En la tabla 3.6 se resumen las propiedades mecánicas obtenidas a la fecha de cada una de las pruebas. Se incluyen la resistencia a compresión, el módulo de elasticidad, la resistencia a tensión, el módulo de ruptura y la relación α_1 dada por $E_c/\sqrt{f'_c}$. La resistencia a compresión, sin embargo, se ha tomado como 360 kg/cm² (36 MPa) de manera unificada para el análisis de los resultados.

Tabla 3.6 – Resistencia a tensión y módulo de ruptura del concreto empleado

Mezcla	Nombre	edad, días	Resistencia a compresión, f'_c kg/cm ² (MPa)	Módulo de elasticidad $\times 10^5$ kg/cm ² ($\times 10^4$ MPa)	α_1	Resistencia a tensión kg/cm ² (MPa)	Módulo de ruptura kg/cm ² (MPa)
2	MT	86	357 (35.0)	1.65 (1.62)	870 0	14.7 (1.4)	38.7 (3.9)
1	MR	95	361 (35.4)	—	—	14.3 (1.4)	43.0 (4.4)
	CT	108	362 (35.5)	1.70 (1.67)	890 0	32.7 (3.2)	48.7 (5.0)
	CR	126	365 (35.8)	1.64 (1.61)	870 0	26.1 (2.6)	55.3 (5.6)

En la fig. 3.3 se presenta una curva típica experimental de comportamiento de concreto y se compara con las curvas esfuerzo-deformación obtenidas con los modelos de Hognestad (Park y Paulay, 1997) y de Kent y Park (1971).

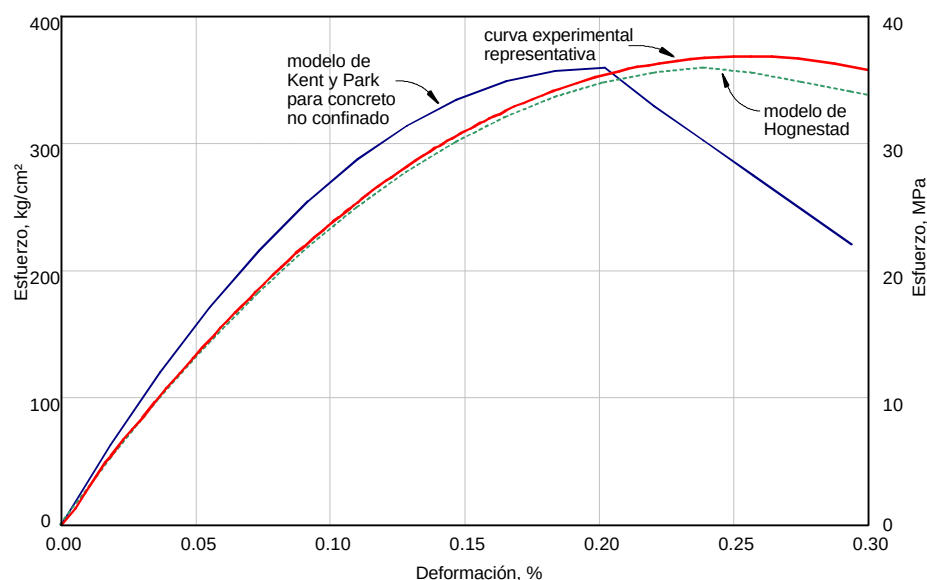


Figura 3.3 – Curva esfuerzo-deformación representativa de cilindros de concreto

El acero empleado en el armado de los modelos consistió en barras corrugadas con un esfuerzo nominal de fluencia, $f_y = 4200$ kg/cm² (412.0 MPa). El refuerzo principal se proporcionó con barras de 1 pulgada (no.8), mientras que para los refuerzos transversal y lateral se utilizaron barras de ½ pulgada de diámetro (no. 4) de acero grado 42. Los valores que caracterizan el comportamiento ante cargas monótonas del acero empleado en los refuerzos horizontal y vertical fueron determinados mediante pruebas de tensión, según lo indican las normas NMX-B-310 (SECOFI, 1981) y NMX-B-172 (SECOFI, 1994) y la norma para barra corrugada de acero para refuerzo de concreto (SECOFI, 1996). Estas pruebas se aplicaron a las probetas obtenidas de un muestreo aleatorio efectuado a lo largo de la construcción de las vigas. Se obtuvieron seis y tres probetas del refuerzo longitudinal y del acero empleado para refuerzo transversal, respectivamente. Los resultados medios correspondientes a estos ensayos se presentan en la tabla 3.7.

Tabla 3.7 – Propiedades mecánicas promedio del acero de refuerzo

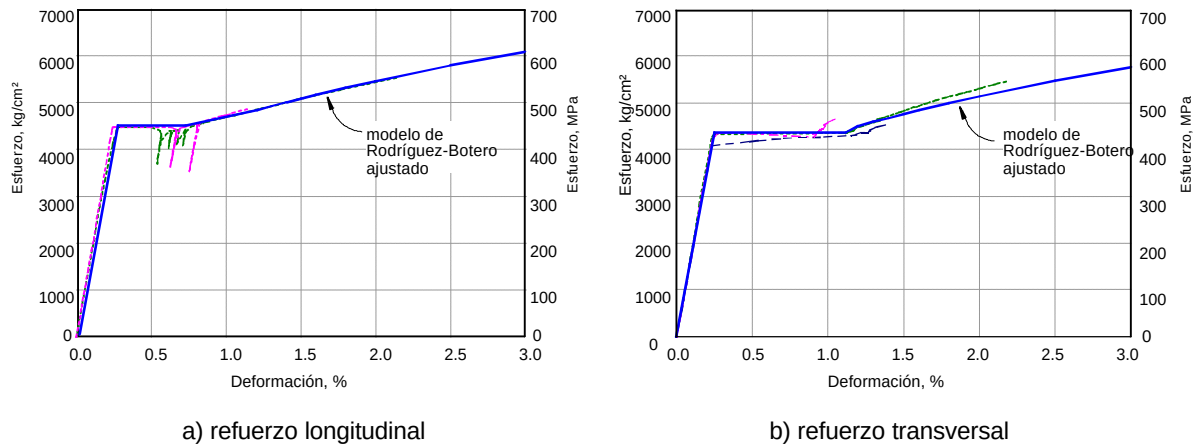
Ubicación	Denominación ¹	f_y , kg/cm ² (MPa)	e_y %	f_u , kg/cm ² (MPa)	Alargamiento % ²
Refuerzo longitudinal en las	no. 4 ³	4 800 (470.7)	0.26 ³	7 620 (747.3)	11
Refuerzo transversal	no. 4 ³	4 370 (428.6)	0.25 ³	7 130 (699.2)	9
Refuerzo longitudinal	no. 8 ³	4 540 (445.2)	0.26 ³	7 320 (717.8)	11

¹ la denominación indica el diámetro de la barra en octavos de pulgada

² alargamiento medido en 200 mm

³ deformación registrada para el final de la etapa de proporcionalidad de la curva esfuerzo–deformación.

En la fig. 3.4 se presenta la curva esfuerzo–deformación para el acero representativa del modelo de Rodríguez y Botero (1994) ajustada según los resultados de pruebas de tensión en barras y sobrepuesta a curvas representativas de las barras del no. 8 utilizadas en el refuerzo longitudinal de los modelos (fig. 3.3a) y a curvas típicas del acero de ½ plg. de diámetro empleado para el refuerzo transversal (fig. 3.3b).

**Figura 3.4 – Curvas esfuerzo-deformación representativas del acero empleado**

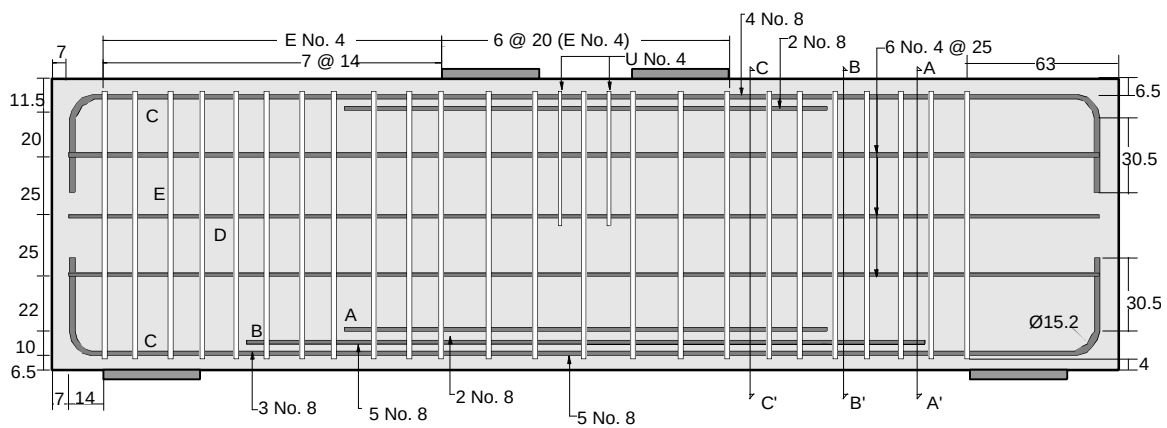
3.2.3 Armados

El refuerzo longitudinal para momento positivo de las vigas estaba formado, en todos los casos, por cinco barras del no. 8 en la zona del nudo, con ganchos a 90° y por ocho no. 8, en la zona central de la armadura supuesta. Adicionalmente, con el fin de evitar la falla por flexión y buscando que la falla permitiera estudiar el comportamiento dominado por cortante en las vigas, en el centro del claro se colocaron 4 barras adicionales del no. 8, tal que la zona resistiera $M = 1.5M_u$, donde M_u es el momento asociado a la carga concentrada de diseño por corte. En la práctica se busca, por el contrario, que se presenten fallas por flexión.

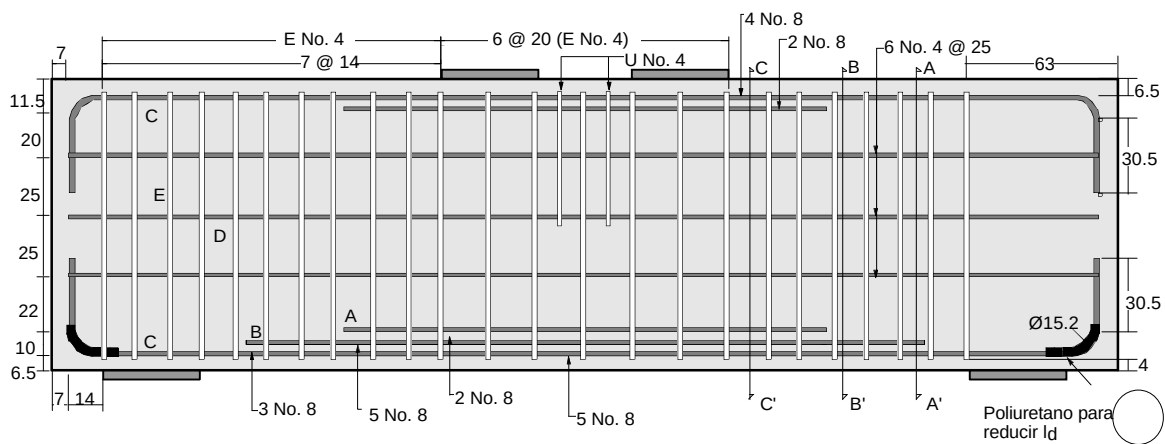
El refuerzo longitudinal para momento negativo consistió en cuatro barras del no. 8, con ganchos a 90°, sobre toda la longitud de la viga; y en seis barras del no. 8, en la zona central, también con el fin de resistir un momento amplificado en 50 por ciento con relación al correspondiente a la fuerza cortante de diseño en la dirección negativa de la carga.

Por otra parte, se colocaron tres barras de acero del no. 4 en cada una de las caras laterales de las vigas, con el fin de satisfacer los requisitos de detallado del ACI318-99.

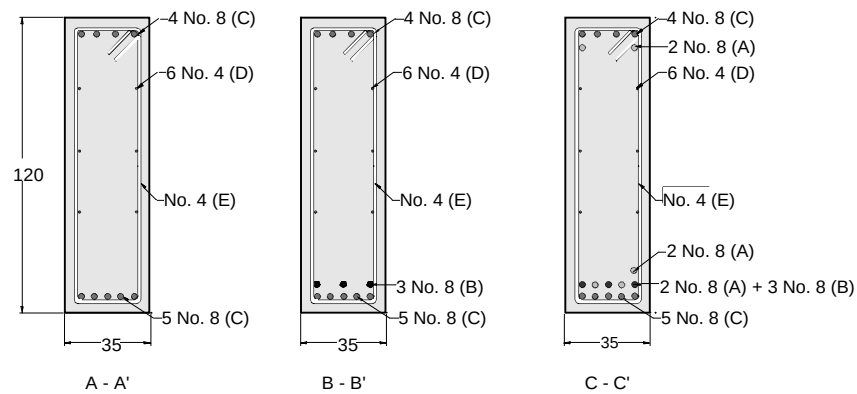
En la fig. 3.5 se muestra la disposición del refuerzo en los modelos. Para los especímenes MR y CR la longitud de anclaje en la zona del nudo, del primer lecho de refuerzo longitudinal, fue reducida mediante la colocación de fundas de poliuretano que impidieran el desarrollo de la adherencia entre el concreto y el acero.



a) especímenes MT y CT



b) especímenes MR y CR



c) secciones transversales

*dimensiones en cm***Figura 3.5 – Armado de los especímenes**

El refuerzo transversal provisto se calculó de acuerdo con la metodología de diseño propuesta en las Recomendaciones FIP 1996. Adicionalmente, en uno de los extremos de las vigas se suprimió el refuerzo transversal con el fin de evaluar la influencia del confinamiento proporcionado por los estribos en el desarrollo de las fuerzas de adherencia en el refuerzo longitudinal y en la formación de los modelos de transferencia de carga supuestos. En la zona central de la cuerda a compresión (bloque de compresión por flexión) se colocaron dos estribos en forma de U invertida adicionales para evitar niveles demasiado altos de esfuerzos en el concreto como producto de la cercanía entre los puntos de aplicación de carga.

El anclaje de las barras de refuerzo longitudinal en la zona nodal se realizó siguiendo las Recomendaciones FIP 1996, que tratan de evitar el desprendimiento del concreto de recubrimiento de los ganchos, y el consiguiente deterioro del nudo ubicando la zona de doblez del gancho fuera de la zona nodal.

En la tabla 3.8 se presenta un resumen de las características de refuerzo de las vigas ensayadas. Las cuantías de refuerzo se calcularon con base en los parámetros presentados en la sección siguiente.

Tabla 3.8 – Características del refuerzo de los especímenes

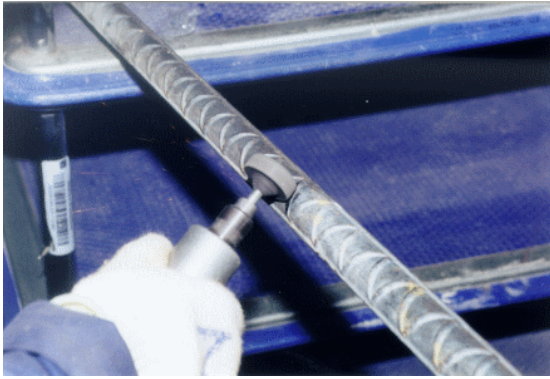
Refuerzo	denominació	anclaje	Longitud, m
Longitudinal M ⁺ , primer lecho (C)	no.8	Ganchos a 90°	4.98
Longitudinal M ⁺ , segundo lecho (B)	no.8	Recto	2.80
Longitudinal M ⁺ , tercer lecho (A)	no.8	Recto	2.00
Longitudinal M ⁻ , primer lecho (C)	no.8	Ganchos a 90°	4.98
Longitudinal M ⁻ , segundo lecho (A)	no.8	Recto	2.80
Transversal, estribos (E)	no.4	Ganchos a 135°	
Transversal, U invertida	no.4	Recto	
Longitudinal, en las caras (D)	no.4	Recto	4.28

3.3 CONSTRUCCIÓN

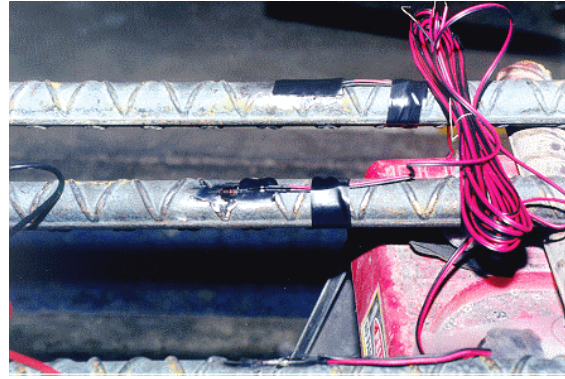
El proceso seguido durante la construcción de los especímenes fue consistente con la práctica actual del concreto estructural. Los especímenes fueron contruidos en el Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED por obreros de la construcción con experiencia.

En la primera etapa de la construcción de los especímenes se realizó la instrumentación interna de las barras de acero. Se colocaron los deformímetros eléctricos en las superficies pulidas para tal fin en el refuerzo, se adhirieron al mismo y, posteriormente, se protegieron de la humedad y de los impactos mecánicos mediante la colocación de una capa de cera, gasa y resina. En la fig. 3.6 se presentan algunas etapas de la instrumentación del acero de refuerzo.

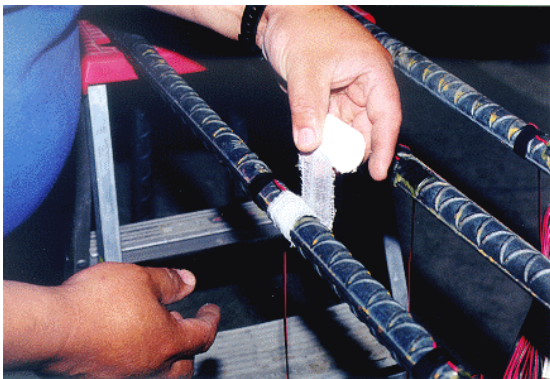
Después de la instrumentación de las barras de acero se realizó el armado del refuerzo, de acuerdo con el diseño. En los modelos MR y CR se colocaron las fundas de poliuretano en los extremos del refuerzo longitudinal del lecho inferior. En la fig. 3.7 se presenta la configuración final del refuerzo de dos de los modelos.



a) pulida de la superficie



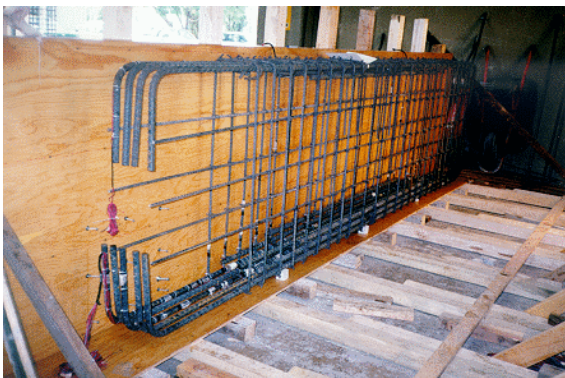
b) colocación de deformímetro y cubierta de teflón



c) protección con gasa

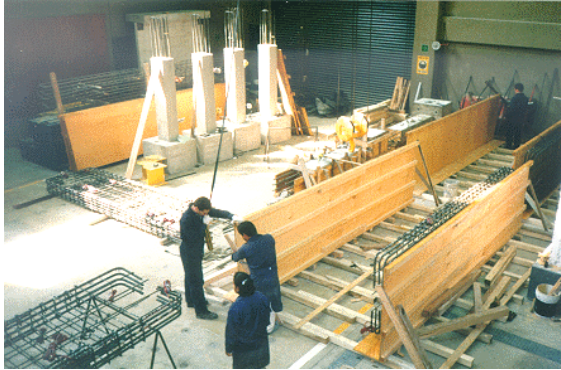


d) protección con resina

Figura 3.6 – Etapas de la instrumentación del acero de refuerzo**Figura 3.7 – Armado del refuerzo**

La cimbra se diseñó para resistir los empujes del concreto fresco y se construyó con madera contrachapada (triplay) barnizada y posteriormente cubierta con aceite automotriz para facilitar el descimbrado. Se realizaron perforaciones en la cimbra con el fin de colocar y fijar barras roscadas de aluminio, antes del colado, para la posterior colocación de la instrumentación externa (sección 3.6). Las canastas de acero se ubicaron y centraron en la cimbra empleando silletas de concreto.

Las vigas se colaron en tres capas de 40 cm de espesor, aproximadamente, empleando concreto premezclado; se compactaron mediante vibradores eléctricos portátiles y se curaron con costales que permanecieron húmedos durante siete días. A una semana del colado, las vigas se descimbraron para iniciar el montaje y la preparación para los ensayos. En la fig. 3.8 se presentan algunas etapas de la construcción de los especímenes entre las que se destaca el colado del concreto.



a) construcción de la cimbra



b) ubicación de los armados



c) colado



d) curado



e) aspecto final

Figura 3.8 – Etapas de la construcción de especímenes

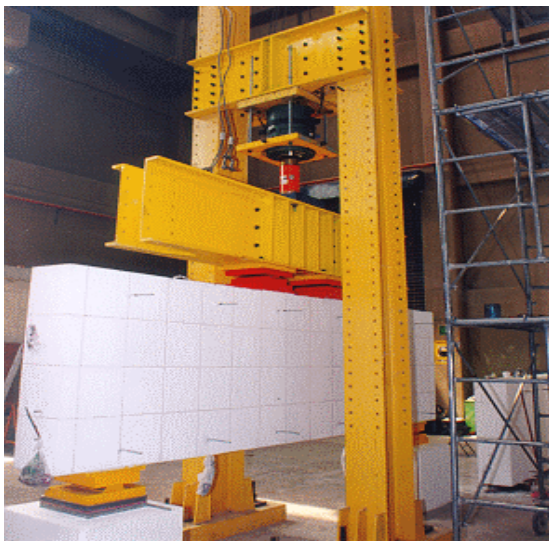


Figura 3.9 – Modelo MT terminado

El transporte de las vigas desde el sitio de construcción hasta el marco de carga, se llevó a cabo mediante una grúa viajera de 10 t (98.1 kN) de capacidad y una viga de acero que sirvió como riel para el transporte y evitar cualquier daño a los modelos.

Los modelos fueron pintados de color blanco por ambas caras para facilitar la observación de la evolución del daño y el registro de los patrones de agrietamiento durante los ensayos. Se dibujó una retícula adicional para agilizar este proceso. En la fig. 3.9 se presenta uno de los modelos terminado, antes de ser instrumentado para el ensaye.

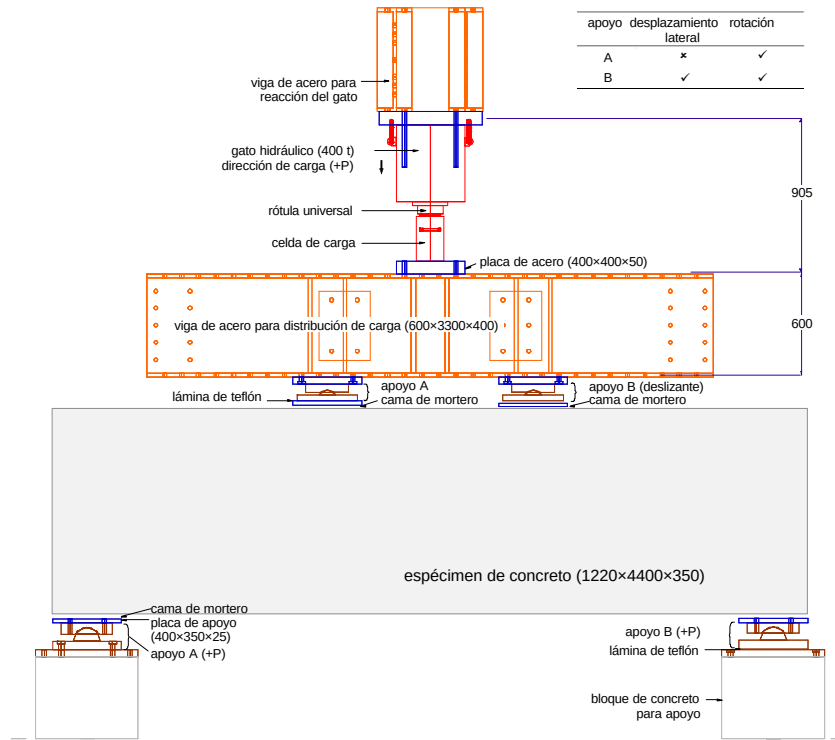
3.4 DISPOSITIVO DE CARGA

El dispositivo empleado en el ensaye de los modelos consistió en una estructura metálica anclada a la losa de reacción y formada por dos columnas y dos vigas armadas. La viga superior, se colocó con el fin de darle rigidez y estabilidad lateral al marco de carga; la segunda, para permitir la reacción de la carga aplicada en el sentido positivo. Al cargar en esta dirección, se transmiten tensiones a las columnas. A través de este dispositivo se pueden aplicar solicitaciones cíclicas reversibles, que tratan de simular las impuestas durante un sismo sobre una viga peraltada típica. La fig. 3.10 se muestra una vista transversal del marco de carga para acciones monótonas (marco tipo 1) y del marco empleado en la primera etapa de la prueba cíclica del modelo CT (marco tipo 2). En la fig. 3.11 se presenta una perspectiva general del marco tipo 2.

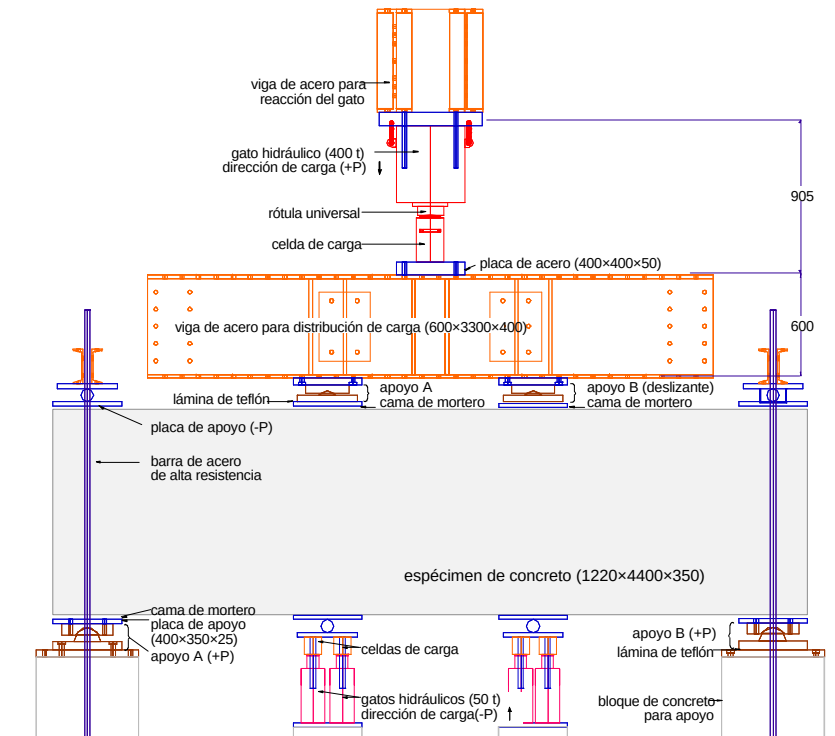
Para aplicar las cargas sobre el espécimen se utilizaron cinco gatos hidráulicos de doble acción. El primero de ellos, de 400 t (3924 kN) de capacidad, se empleó para aplicar la carga en el sentido positivo. Los otros cuatro gatos, de 50 t (490.5 kN), se utilizaron para aplicar la carga vertical en la dirección negativa, directamente sobre la viga. Para generar la presión necesaria en los gatos se utilizó una bomba eléctrica.

El gato de 400 t se apoyó en una de las vigas del marco de carga. La salida del émbolo empujaba al modelo hacia abajo. Los ciclos se consideraron positivos cuando se aplicaba carga (+P) con el gato de 400 t; es decir, cuando la parte inferior de la viga se encontraba sujeta a tensión y la parte superior a compresión. A un semiciclo positivo, que en este documento se designará como +X (donde X es el número de ciclo de carga), sigue otro, de signo contrario. Así, en los ensayos CT y CR, después de aplicar carga positiva, se descargaba el modelo retrayendo el émbolo, y se aplicaba carga (-P) con los gatos de 50 t, empujando el modelo hacia arriba. La referencia a los semiciclos negativos se hará con la notación -X.

Se dispuso de una viga de distribución para transmitir la carga del gato de 400 t a la viga de concreto. Se modeló como simplemente apoyada y la transición al espécimen se realizó mediante placas de acero, con las dimensiones establecidas en el planteamiento del proyecto. Con esta configuración se logró concentrar la carga en dos puntos ubicados en el tercio medio del espécimen (a 80 cm de separación).



a) marco tipo 1 para acciones monótonas

b) marco tipo 2 para acciones cíclicas
*dimensiones en mm***Figura 3.10 – Vista lateral de los marcos de carga**

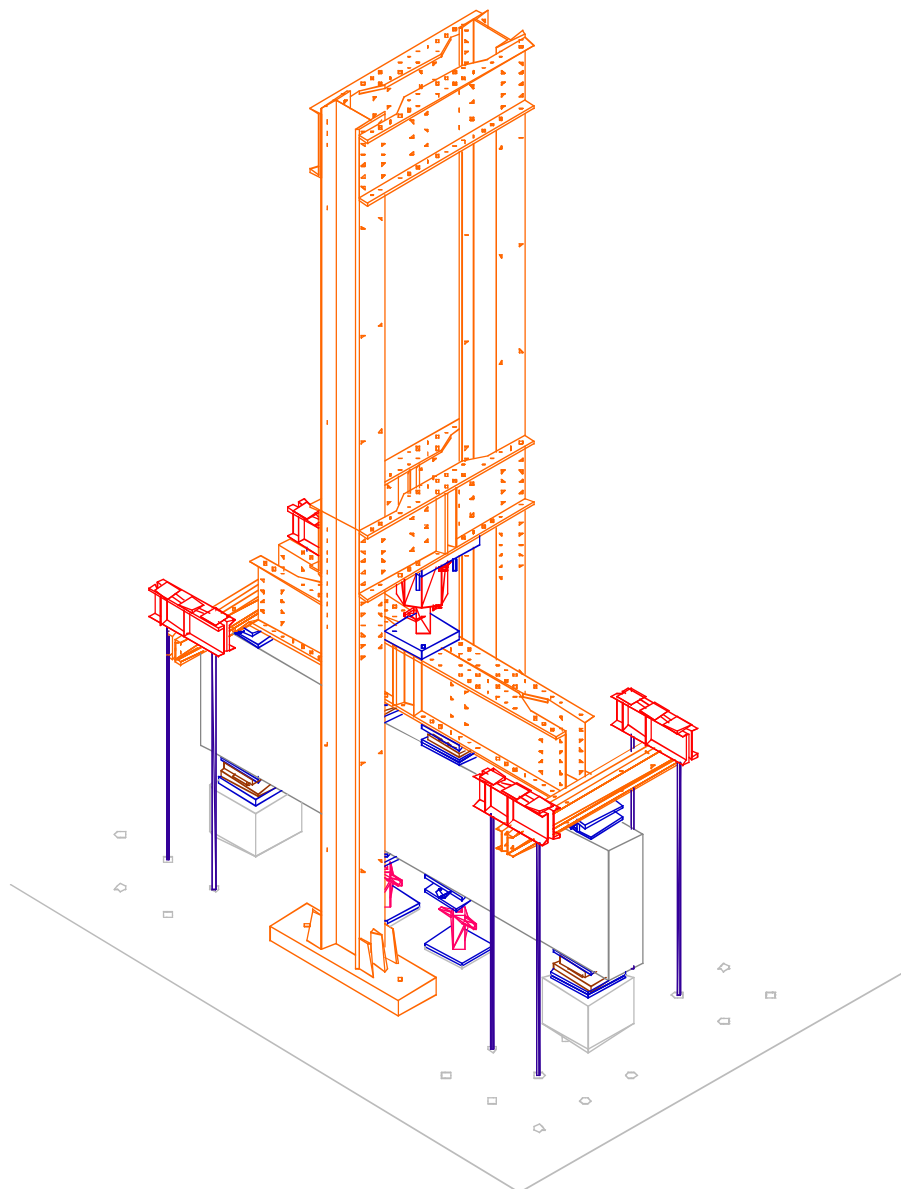
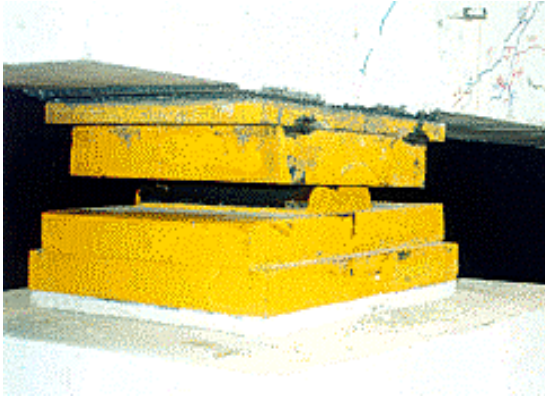


Figura 3.11 – Perspectiva del marco de carga tipo 2 para acciones cíclicas

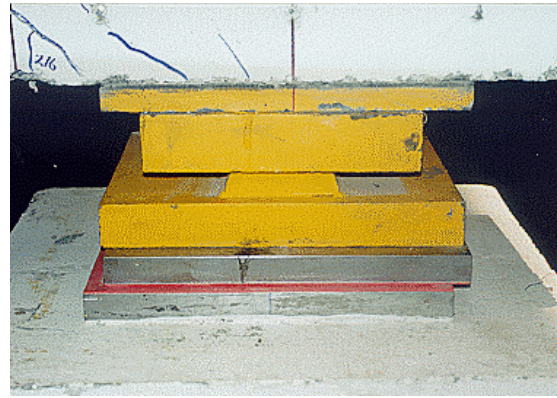
Los apoyos del espécimen se proporcionaron mediante placas de acero y redondos que permitieron simular articulaciones. Para garantizar libertad de desplazamiento en el sentido longitudinal de la viga, uno de los apoyos fue provisto con placas de teflón que no restringieron el movimiento (fig. 3.12).

Entre el gato de 400 t (3923 kN) y la viga de distribución se colocó una celda de carga con el fin de medir la magnitud de las cargas aplicadas. Así mismo, entre los gatos de 50 t (490 kN) y las placas de aplicación de carga en la parte inferior, se colocaron celdas de carga.

Para reaccionar la carga aplicada en los ciclos negativos, se emplearon dos sistemas diferentes. En la primera etapa de la prueba del modelo CT, el sistema consistió en dos yugos metálicos, sujetos a la losa de reacción mediante barras de acero de alta resistencia del no. 10 que actuaron como tensores (marco tipo 2). Sin embargo, se consideró conveniente reemplazarlos por un sistema más rígido y fue así como en la segunda etapa de dicha prueba y en el ensaye de la viga CR, se empleó un dispositivo compuesto por columnas y vigas metálicas (marco tipo 3). En la fig. 3.13 se presentan, a manera de comparación, fotografías de los marcos tipo 2 y tipo 3 durante la prueba del modelo CT.



a) lado Oeste –rotación permitida–

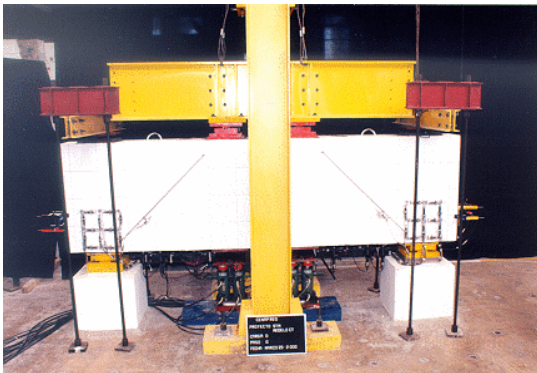


b) lado Este –rotación y desplazamiento permitidos–

Figura 3.12 – Detalle de apoyo en el marco de carga para permitir rotaciones y desplazamientos

El marco de carga se fijó a la losa de reacción mediante ocho barras de acero grado 105 (f_y de 7380 kg/cm² o 724 MPa) de 1¼ pulgadas (3.18 cm) de diámetro. Cada una de estas barras fue postensada con 50 t (490 kN) mediante un gato hidráulico portátil.

Los modelos se apoyaron en cubos de concreto colocados sobre la losa de reacción. Con objeto de garantizar un contacto uniforme entre los cubos y la losa, se colocó una cama de mortero de 2 cm de espesor medio. Con capas similares se unieron a las vigas las placas de apoyo y aplicación de carga.



a) marco tipo 2



b) marco tipo 3

Figura 3.13 – Marcos de carga tipo 2 y tipo 3 durante la prueba del modelo CT

3.5 HISTORIA DE DESPLAZAMIENTO

Los modelos MT y MR fueron cargados de manera monótona con historias controladas por carga y dependientes de la aparición del agrietamiento en los modelos, inicialmente, y de la tendencia de comportamiento, posteriormente. Se trató de aplicar la carga a la misma velocidad que la prevista para las pruebas cíclicas.

Con base en el comportamiento observado en las pruebas monótonas y los desplazamientos máximos alcanzados se definieron las historias de desplazamiento para los siguientes modelos (fig. 3.14). Los modelos CT y CR se llevaron a la falla, aplicando ciclos alternados de carga vertical de modo cuasiestático. Estas cargas imponen deformaciones y esfuerzos cíclicos como los inducidos por sismo. Estuvieron controladas por

el desplazamiento presentado en el centro del claro en la parte inferior de los modelos (instrumento FL04, fig. 3.10). Inicialmente se aplicaron ciclos a $+0.5$ y -0.5 mm de desplazamiento con el fin de verificar el comportamiento del sistema. Posteriormente, se aplicó un ciclo de carga a $+3.0$ y -3.0 mm de desplazamiento. Generalmente, en este ciclo se registró la aparición del primer agrietamiento.

Después del primer agrietamiento se aplicaron dos ciclos de igual amplitud a desplazamiento máximo. Los desplazamientos máximos aplicados tuvieron incrementos de 3 mm. Las historias de desplazamiento de los modelos CT y CR fueron muy similares, como se puede observar en la fig. 3.14. Sin embargo, en el modelo CT se realizó un ciclo adicional en la dirección negativa cuando se reemplazó el sistema de reacción para la dirección negativa del marco de carga.

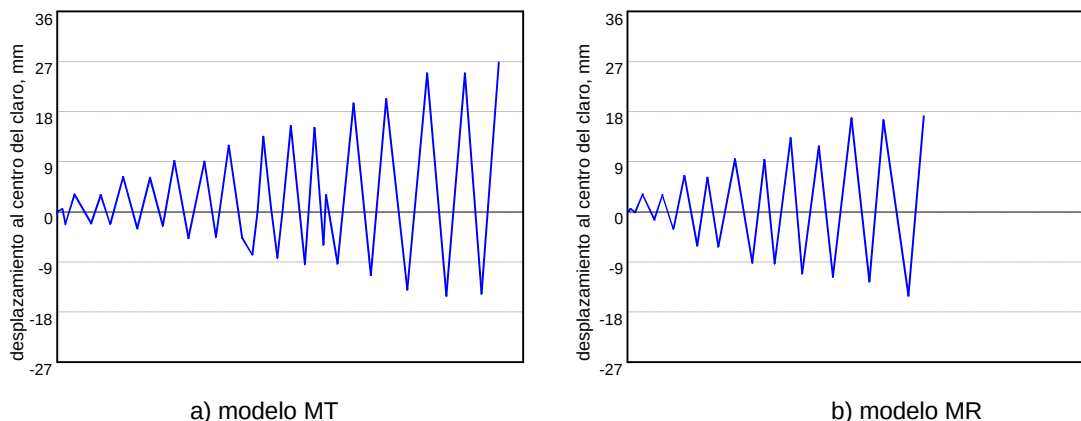


Figura 3.14 – Historias de desplazamiento

3.6 INSTRUMENTACIÓN

La instrumentación se colocó en puntos considerados relevantes con la finalidad de estudiar el comportamiento local y global de la estructura. Se usaron tres tipos de instrumentos: celdas de carga, transductores de desplazamiento y deformímetros eléctricos para acero. A los dos primeros tipos se les consideró componentes de la instrumentación exterior, mientras que al último se le refiere como instrumentación interna.

La ubicación y el tipo de instrumentación permitieron obtener información completa sobre las cargas aplicadas por los gatos, las deformaciones por corte en los elementos, las condiciones de deformación en las zonas nodales, la rotación en los extremos de los ganchos del refuerzo principal a flexión para momento positivo, las deformaciones del acero longitudinal y transversal y la distribución de esfuerzos en las vigas a lo largo de su longitud.

El número de canales registrados fue de 152 en los modelos MT y MR y de 158 para los especímenes CT y CR. Del total de canales, 92 correspondieron a instrumentación interna y los restantes a instrumentación externa. En la fig. 3.15 se presenta el diagrama de localización de la instrumentación externa de los modelos. Se incluye con línea discontinua el modelo de puntales y tensores supuesto en el diseño.

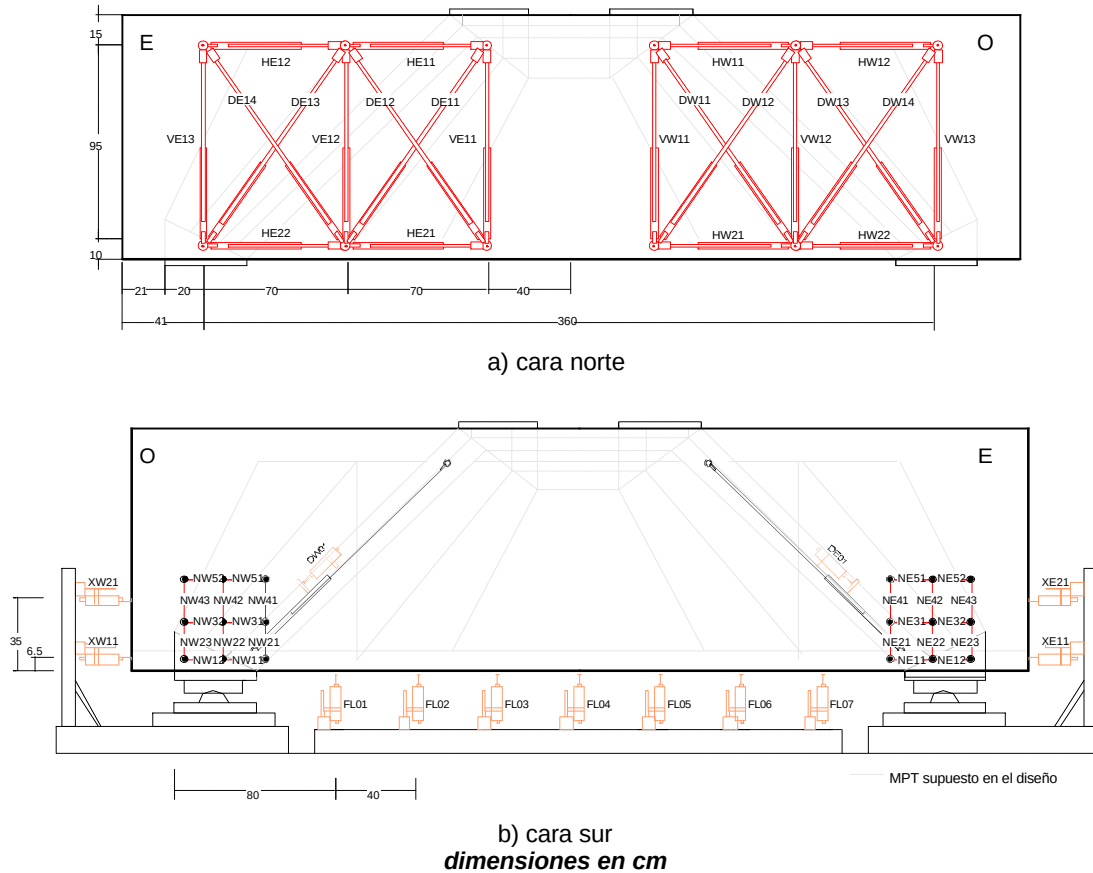


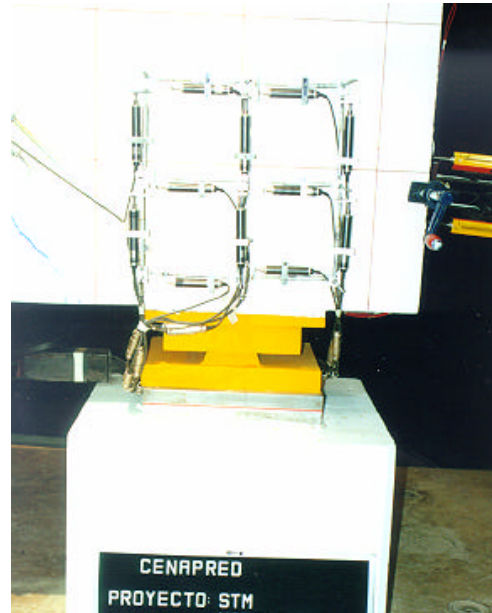
Figura 3.15 – Instrumentación externa

La instrumentación externa contaba con una celda de carga en el caso de las pruebas monótonas (fig. 3.16 a) y cinco celdas de carga para las pruebas cíclicas, con el fin de conocer la magnitud de las fuerzas aplicadas. Se colocaron 22 transductores de desplazamiento de vástago para medir las deformaciones por corte en el lado norte (fig. 3.15a), 24 en la cara sur para medir deformaciones en las zonas nodales (NW_{xy} y NE_{xy}); cuatro, orientados a cuantificar deslizamientos en los extremos del refuerzo principal (XW_{xy} y XE_{xy}) y siete en la parte inferior de la viga para registrar la deformada de la viga (FL_{yy}). Por otra parte, se ubicaron dos transductores de carátula a lo largo de los puntales principales de compresión supuestos en el diseño ($DW01$ y $DE01$). En la nomenclatura empleada para la identificación de los instrumentos, el carácter x indica el nivel en el que se encuentra el transductor y la letra y indica un identificador consecutivo. En la fotografía de la fig. 3.16b se muestran detalles de la instrumentación en las zonas nodales.

Los instrumentos se colocaron mediante un sistema de tubos cilindro-émbolo en el que un tubo se inserta en otro de mayor diámetro. Se trató de reducir la fricción entre ellos al mínimo mediante la colocación de un forro de cinta de teflón y de una capa de grasa automotriz en la superficie del tubo interior. La longitud del traslape fue de unos 40 cm con el fin de evitar la flexión del sistema de tubos causada por su peso propio. Los tubos fueron conectados a las vigas mediante barras roscadas de $\frac{1}{2}$ plg. (12.7 mm) de diámetro que se dejaron embebidas en los especímenes antes del colado. El desplazamiento fuera del plano se evitó mediante la colocación de un juego de tuerca y rondana sobre las barras roscadas a cada lado de los tubos. La conexión entre los tubos y las barras roscadas se realizó mediante rótulas con el fin de que no se restringieran los giros en las uniones y funcionaran como una articulación.



a) celda de carga para gato de 400 t



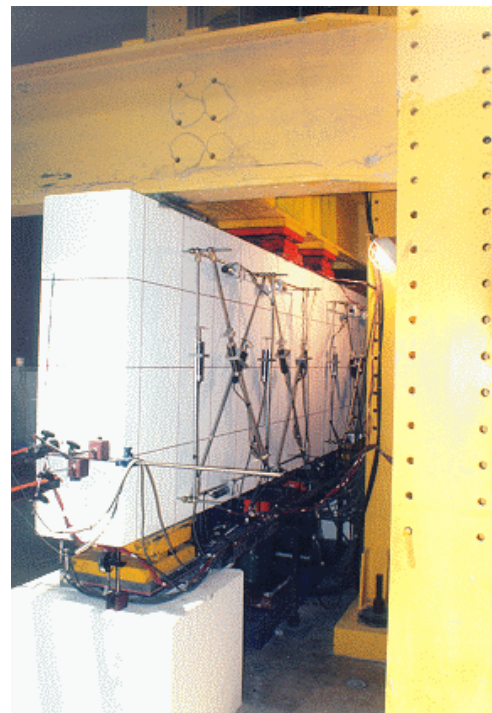
b) transductores de desplazamiento en zona nodal

Figura 3.16 – Detalle de instrumentación externa

Esta instrumentación fue idéntica en los cuatro especímenes. Adicionalmente, en el modelo CR se colocaron dos transductores de vástago para medir el desplazamiento en los apoyos en los ciclos negativos. En la fig. 3.17 se presenta una vista general de uno de los modelos instrumentados antes de la prueba.



a) cara sur



b) cara norte

Figura 3.17 – Modelo instrumentado antes de la prueba

En el refuerzo transversal la instrumentación se colocó de modo de obtener la mayor cantidad de información posible del modelo de puntales y tensores. Se colocaron deformímetros en algunos estribos a lo largo del puntal principal y en la parte inferior de todos los estribos colocados para confinamiento en el apoyo Oeste o bien, para resistir la porción de la carga que se supuso en el diseño que tomaba el refuerzo transversal. Se ubicaron también deformímetros eléctricos en las ramas transversales inferiores de los estribos cercanos a la zona nodal.

La nomenclatura de la instrumentación externa en el refuerzo longitudinal obedece al esquema $BLxy$ y a $ELyy$ para el refuerzo transversal.

donde

B es el nombre del lecho en el cual se encuentra la barra;

E se refiere a estribo;

L es el lado de la viga en el cual se encuentra el deformímetro; W para el lado Oeste y E para el lado Este;

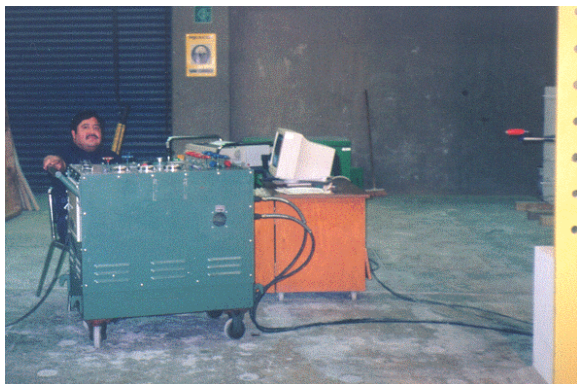
x es el número de barra. 1 para barras de borde y 3 para barras centrales; y

y es un número consecutivo para la identificación de los instrumentos. En todos los casos la numeración se realizó desde el centro de la viga hacia los extremos.

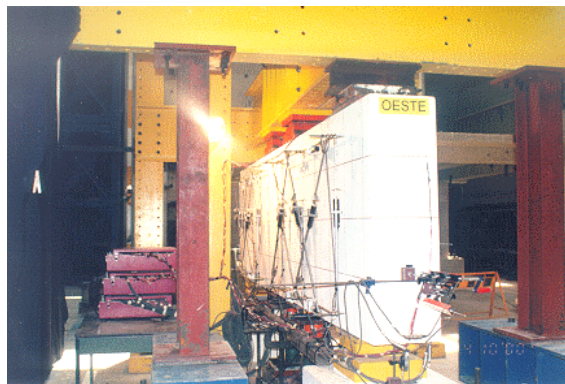
3.7 CAPTURA DE DATOS

El equipo para la captura de datos consistió en un registrador programable, una computadora personal con procesador 80486 y una impresora de matriz de puntos. El registrador de datos recibe la señal analógica de cada uno de los canales y la convierte en una señal digital que es enviada a la computadora. El programa la grafica y la almacena en un dispositivo magnético en un formato que permite su análisis posterior. Simultáneamente, se genera una salida en papel a través de la impresora. En la fig. 3.19 se presenta el equipo de adquisición de datos.

El equipo anterior opera bajo un programa que permite el seguimiento en tiempo real de algunos canales. Los canales que funcionaron como controles durante el ensaye, fueron las cargas aplicadas en los gatos ($+P$ y $-P$) y el desplazamiento vertical en el centro del claro, en la parte inferior de la viga.



a) equipo de adquisición de datos



b) cajas de conexión de instrumentos

Figura 3.19 – Equipo de adquisición de datos

CAPÍTULO 4

MODELO MT

4.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se describe el comportamiento del modelo MT. Este se explica a partir de la historia de daños, de los patrones de agrietamiento y del estudio de la curva carga–deflexión. Se estudian la evolución de las deformaciones del modelo y el incremento en las anchuras de las grietas.

Se analizan también los resultados obtenidos a partir de la instrumentación interna. Se presentan los registros de los deformímetros eléctricos adheridos a los refuerzos longitudinal y transversal de la viga.

Los deformímetros eléctricos se fijaron al acero de refuerzo de los modelos en secciones consideradas críticas. El estudio de los esfuerzos y las deformaciones del refuerzo en estas secciones permitió conocer con mayor detalle el comportamiento interno del modelo, así como, evaluar el modelo de puntales y tensores supuesto.

4.2 DEFINICIÓN DE PARÁMETROS

El comportamiento de estructuras sujetas a acciones sísmicas se puede estudiar mediante los valores y las tendencias de distintos parámetros que relacionan sus propiedades geométricas y mecánicas. A continuación se presentan las definiciones de algunos de estos parámetros. En el cuerpo de este documento se hará referencia a ellos para interpretar el desempeño global y local de los especímenes ensayados.

4.2.1 Deflexión y rotación

La *deflexión* es el desplazamiento de un punto del elemento en dirección perpendicular a su eje, debido a las deformaciones que sufre el mismo como producto de la carga aplicada. La deformación de vigas simplemente apoyadas se puede atribuir al corte, a la flexión y al deslizamiento del refuerzo y deterioro o, incluso, falla del anclaje. Si no se presenta deslizamiento del refuerzo respecto al concreto, la deflexión total, Δ , puede dividirse, de manera simplificada, en dos componentes, como sigue

$$\Delta = \Delta_F + \Delta_v \quad (4.1)$$

donde

Δ_F es la deflexión debida a la flexión; y

Δ_v es la deflexión debida a la fuerza cortante.

La deflexión y la rotación debidas a la flexión de un miembro se pueden calcular integrando las curvaturas a lo largo del mismo. Ya que la curvatura se define como la rotación por longitud unitaria del miembro, la rotación entre dos puntos A y B del miembro, puede calcularse como

$$\theta_{AB} = \int_A^B \phi \, dx \quad (4.2)$$

Adicionalmente, la deflexión transversal del punto A desde la tangente al eje del miembro en el punto B (fig. 4.1) debida a la curvatura a lo largo de toda la longitud del miembro entre esos puntos está dada por

$$\Delta_{AB} = \int_A^B x \phi \, dx \quad (4.3)$$

Estas ecuaciones ignoran el efecto del aumento en la rigidez de los elementos, debido a la tensión que trasmite el concreto entre las grietas, al igual que las deformaciones adicionales provocadas por las grietas a tensión diagonal debidas al cortante y por el deslizamiento de adherencia del refuerzo.

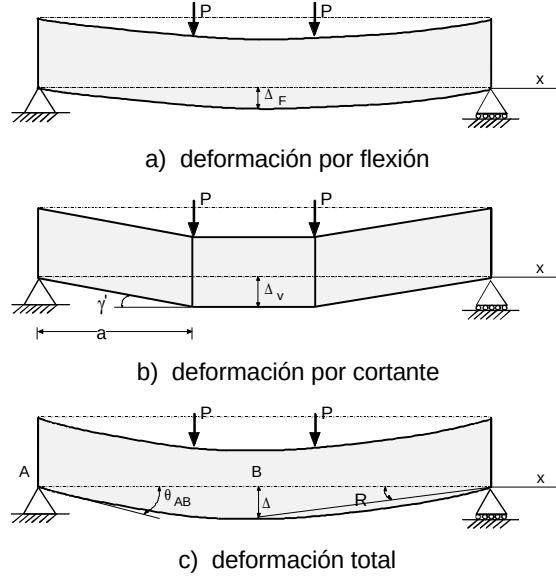


Figura 4.1 – Deflexión y rotación debidas a la deformación de una viga simplemente apoyada

Por otro lado, para una viga simplemente apoyada con cargas puntuales simétricas ubicadas a una distancia a de los apoyos, la curvatura de fluencia (ϕ_y) debida al momento plástico ($M_p = P \cdot a$) puede expresarse como

$$\phi_y = \frac{P \cdot a}{EI} \quad (4.4)$$

donde

- a es el claro de cortante; e
- I es el momento de inercia de la sección.

De tal manera que al integrar la expresión 4.3 se obtiene

$$\Delta_F = \frac{\phi_y a^2}{3} \quad 0 \leq x \leq a \quad (4.5a)$$

$$\Delta_F = \frac{\phi_y}{6} (3x^2 - a^2) \quad a \leq x \leq L/2 \quad (4.5b)$$

El ángulo de rotación θ_{AB} del eje de la viga en cualquier punto es el ángulo entre el eje y la tangente a la curva de deflexión en ese punto (fig. 4.1) que para el apoyo de una viga simplemente soportada con dos cargas puntuales simétricas se puede expresar como

$$\theta_{AB} = \frac{Pa}{2EI} (L - a) = \frac{\phi_y}{2} (L - a) \quad (4.6)$$

Sin embargo, dado que el término EI no es constante durante el ensaye, en este trabajo se empleará un parámetro, definido como *rotación media*, que permite obtener una idea general de la rotación en el apoyo o distorsión. Dividiendo la ec. 4.1 entre la mitad del claro libre, $L_1/2$, se puede escribir

$$R = R_F + R_v \quad (4.7)$$

donde

- R es la rotación media registrada entre el apoyo y el centro del claro;
- R_F es la contribución de la deformación por flexión a la rotación media; y
- R_v es la contribución de la deformación por corte a la rotación media.

La *rotación media* total en los apoyos de los modelos se determinó a partir de la lectura del transductor de desplazamiento ubicado en el centro del claro en la parte inferior de la viga. Este parámetro se calculó empleando la expresión

$$R = \frac{2\Delta}{L_1} \quad (4.8)$$

donde

- R es la rotación media de la viga en el apoyo;
- Δ es la deflexión total registrada en el centro del claro; y
- L_1 es la distancia entre ejes de apoyos de la viga.

En las rotaciones calculadas con la ec. 4.8 se incluyen deformaciones elásticas e inelásticas por corte, flexión y deslizamiento del refuerzo (si existió), así como la rotación local en el apoyo de la viga. Las rotaciones se presentan en porcentaje para facilitar su interpretación.

Las deformaciones provocadas por el cortante, Δ_v , pueden ser apreciables para las vigas cortas rectangulares muy peraltadas, como en el caso de los modelos ensayados, contrario a lo que sucede en la mayoría de los miembros relativamente esbeltos sujetos a cortante moderado en los cuales el efecto del cortante es despreciable en las deflexiones.

Antes del agrietamiento, las deflexiones de corte pueden expresarse en términos del módulo de rigidez a cortante, G . Sin embargo, después de que aparecen las primeras grietas por flexión o cortante, éstas pueden producir aumentos significativos en la deformación por corte de la viga. En estos casos, la deformación Δ_v se puede idealizar como la suma del alargamiento de los estribos, Δ_s , el componente del acortamiento del puntal a compresión, Δ_c (fig. 4.2) y las deformaciones en los anclajes de los estribos. Si se desprecia este último componente, la deformación por corte puede expresarse como

$$\Delta_v = \Delta_s + \frac{\Delta_c}{\sen \theta} \quad (4.9)$$

donde

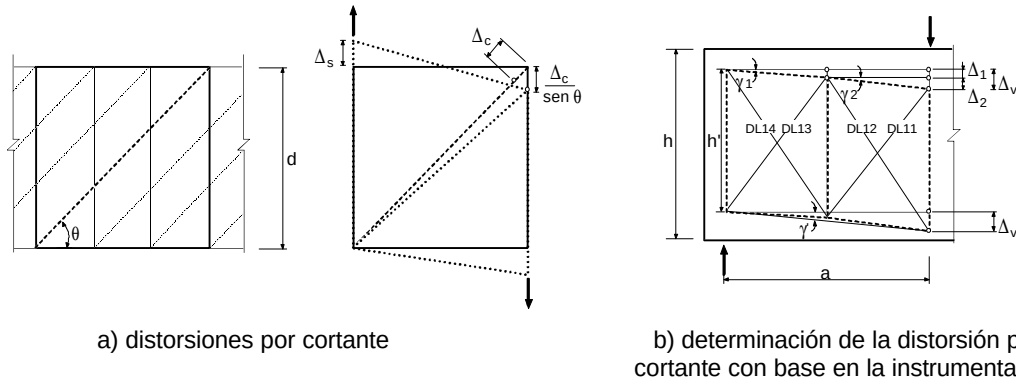
- θ es el ángulo de inclinación del puntal de compresión.

La deflexión vertical debida al cortante también puede expresarse como

$$\Delta_v = \gamma' a \quad (4.10)$$

donde

- a es el claro de cortante; y
- γ' es la deformación angular en el alma de la viga debido a las deformaciones por cortante.



a) distorsiones por cortante

b) determinación de la distorsión por cortante con base en la instrumentación

Figura 4.2 – Distorsiones por cortante en el alma de una viga de concreto reforzado

Una aproximación del ángulo γ' , medido a cada lado de la viga, puede obtenerse a partir de la instrumentación externa (fig. 3.15), en la que las deformaciones angulares de cada panel, γ_1 y γ_2 , pueden calcularse, según principios de resistencia de materiales, mediante la expresión general (Chen y otros, 1978)

$$\gamma_j = |\delta_1| \frac{L_d}{2L'h'} + |\delta_2| \frac{L_d}{2L'h'} \quad (4.11)$$

donde

- γ_j es la deformación angular del j -ésimo panel (γ_1 ó γ_2);
- δ_1 es el acortamiento o alargamiento medido en la diagonal anterior del j -ésimo panel; está dado por las lecturas de los transductores DL12 y DL14, para los paneles 1 y 2, respectivamente;
- δ_2 es el acortamiento o alargamiento medido en la diagonal posterior del j -ésimo panel; está dado por las lecturas de los transductores DL11 y DL13, para los paneles 1 y 2, respectivamente;
- L_d es la longitud inicial de las diagonales del j -ésimo panel;
- L' es la longitud del j -ésimo panel; y
- h' es la altura del j -ésimo panel.

En la fig. 4.2b se muestra la deformación por cortante de un lado de la viga. El dibujo se ha exagerado con objeto de facilitar la visualización de las deformaciones. Se observa que para una carga aplicada en un sentido, una de las diagonales presenta un alargamiento, mientras que la otra mide un acortamiento. Con base en la fig. 4.2b, la deflexión por cortante puede calcularse como

$$\Delta_v = \Delta_1 + \Delta_2 \quad (4.12)$$

donde

- Δ_1 es la deflexión por cortante en el panel 1; asociada a γ_1 ; y
- Δ_2 es la deflexión por cortante en el panel 2; asociada a γ_2 .

Con base en las ecs. 4.11 y 4.12 pueden obtenerse las siguientes expresiones para calcular la deformación angular, γ' , y la deflexión debida al cortante, Δ_v , en el lado L (W, para Oeste o E, para Este) de la viga

$$\gamma' = \frac{L_d}{2ah'} (|DL11| + |DL12| + |DL13| + |DL14|) \quad (4.13)$$

$$\Delta_v = \frac{L_d}{2h'} (|DL11| + |DL12| + |DL13| + |DL14|) \quad (4.14)$$

4.2.2 Consideraciones sobre el análisis de deformímetros

A continuación se presentan las consideraciones más importantes que se establecieron para el análisis de los deformímetros eléctricos. En este análisis, las deformaciones registradas por los deformímetros se transformaron a esfuerzos empleando las curvas esfuerzo–deformación idealizadas obtenidas a partir de los resultados de ensayos de materiales (fig. 3.4).

La rigidez inicial del acero de refuerzo, para ambos modelos, se consideró igual al módulo de elasticidad teórico del acero, E_s (2 100 000 kg/cm² o 206 010 MPa) y el esfuerzo de fluencia, f_y , se supuso igual al valor medio obtenido de las pruebas monótonas que se practicaron al acero de refuerzo empleado en la construcción de los especímenes.

La deformación de fluencia, ϵ_y , para el acero de refuerzo laminado en caliente se definió, en cada caso, como la deformación asociada al final de la etapa de proporcionalidad de la curva esfuerzo–deformación. La *fluencia* del acero de refuerzo se definió como la presencia de deformaciones permanentes después del registro de deformaciones mayores a la de fluencia.

4.3 COMPORTAMIENTO GENERAL

El modelo MT se diseñó y detalló según la práctica actual. Fue sometido a carga monótona y se consideró como modelo de control. El tipo de carga aplicada y no tener reducción en la longitud de desarrollo lo identifican como patrón de referencia para el análisis del comportamiento de los modelos MR y CT; así, la evaluación de la respuesta y la determinación de la influencia de los efectos de la carga cíclica (CT) y de la reducción del anclaje (MR), son estudiadas lo más objetivamente posible apoyándose en las observaciones obtenidas a partir de este primer modelo.

La viga MT fue construida con concreto con una resistencia media a la compresión de 360 kg/cm² (36 MPa). El esquema de refuerzo fue el mismo empleado en todos los especímenes, con diferencias en las cuantías de refuerzo transversal en las zonas de apoyos.

El refuerzo longitudinal para momento positivo estaba formado por 12 barras del no. 8 (25.4 mm); para momento negativo, la viga contaba con 6 barras del no. 8. Como refuerzo transversal se colocaron estribos del no. 4 a cada 14 cm. Todo el refuerzo tenía un esfuerzo nominal a la fluencia de 4 200 kg/cm² (412 MPa). En el extremo Este de la viga se suprimieron los estribos en la zona de apoyo y de anclaje del refuerzo longitudinal.

Este espécimen exhibió un comportamiento típico de vigas peraltadas sometidas a altas demandas de deformación por cortante. El daño se concentró a lo largo de dos grietas diagonales que se extendían desde los puntos de aplicación de carga hacia los apoyos. La falla se presentó cuando se alcanzaron 22.4 mm de desplazamiento en el centro del claro, correspondientes a una carga aplicada de 161 t (1578 kN). Como regla general durante este trabajo, se hará referencia a la carga aplicada como P , es decir, a cada una de las dos cargas puntuales actuantes sobre la viga; esto, debido a que la carga P es equivalente al cortante actuando en la sección V , por lo que se denominarán indistintamente.

Durante el ensaye, se marcaron las grietas que se formaban o extendían en ambas caras de la viga y se registró la evolución de la anchura de algunas de ellas. Simultáneamente se llevó a cabo un registro impreso de la evolución del agrietamiento. La distribución de grietas para cualquier nivel de carga fue igual en ambas caras de la viga; las grietas atravesaron el espesor del modelo y se presentaron simultáneamente sobre ambas caras. En este trabajo, para todos los modelos, se presentan únicamente los patrones de agrietamiento registrados en la cara sur.

4.3.1 Evolución del daño

Los primeros indicios de daño aparecieron para una carga de 19.8 t cuando se formaron las primeras grietas por flexión en el centro del claro. Se trataba de pequeñas grietas, con longitudes cortas, en el lado a tensión de la viga, que se fueron extendiendo hacia arriba. Con el incremento en la carga, las grietas se hicieron más pronunciadas hasta $P = 27.7$ t cuando se formó la primera grieta inclinada, por corte, en el lado Oeste (O) de la viga con una inclinación aproximada de 47° . Para $P = 35.4$ t se formó la primera grieta diagonal en el lado Este (E). En la fig. 4.3a se presenta el nivel de daño para un cortante de 50 t.

Cuando se alcanzaron 57.7 t se extendió una segunda grieta diagonal por corte en el lado Este de la viga desde la placa de aplicación de carga hasta la zona de apoyo. Así mismo, en $P = 63.5$ t se inició la segunda grieta diagonal en el lado Oeste.

Cuando el cortante fue equivalente a 73.8 t, se registró la formación de numerosas grietas inclinadas paralelas a las primeras grietas inclinadas. Al alcanzar la carga de diseño ($P = 97$ t) se presentaba un profuso agrietamiento representado por grietas inclinadas de corte y grietas verticales por flexión en el centro del claro en la parte inferior de la viga. Se notaba más concentración del agrietamiento en el lado Este del modelo (fig. 4.3b) aunque las anchuras de grietas era mayores en el lado Oeste.

A partir de entonces, con el incremento de la carga, se presentó mayor deterioro del concreto en la zona de los puntales de compresión, con algunos desprendimientos de pequeñas áreas de recubrimiento, del orden de 4 cm^2 , a lo largo de la grieta diagonal principal. En $P = 116.7$ t se formaron grietas horizontales a un tercio de la altura en las caras laterales de la viga como producto de la flexión en los extremos de la viga.

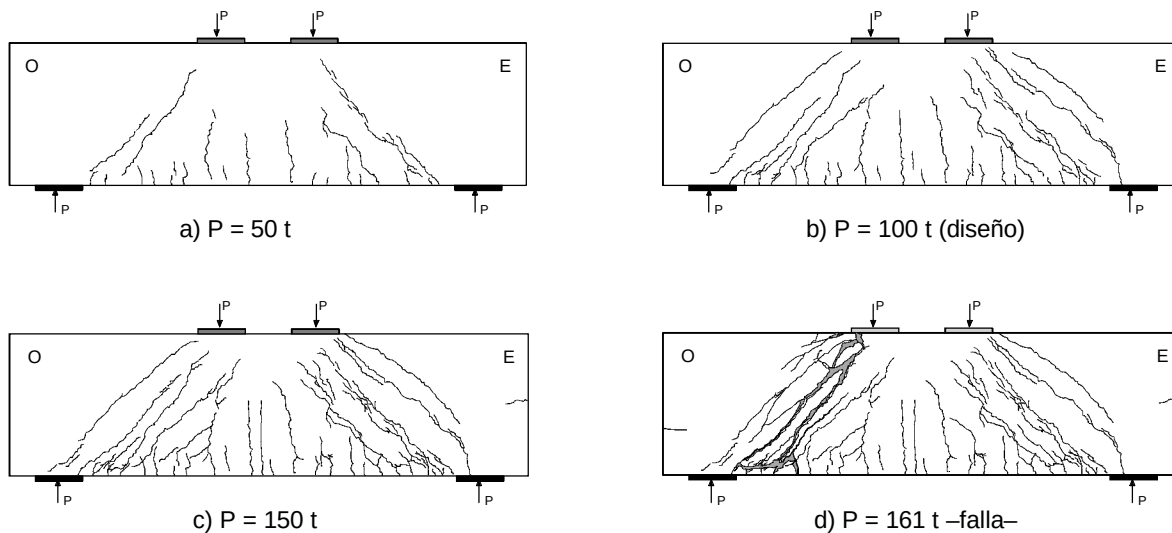
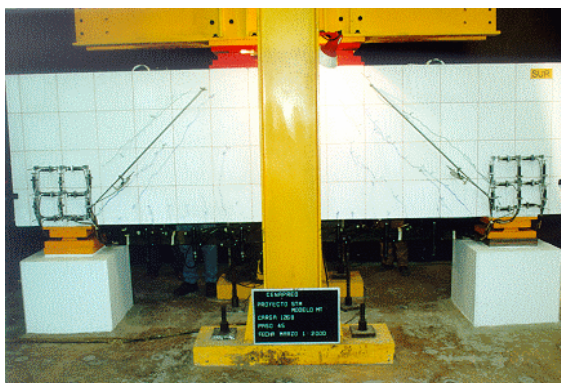
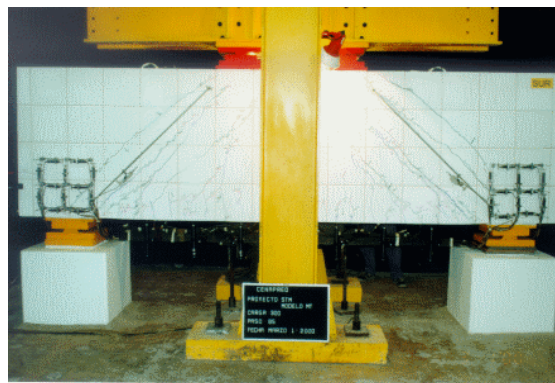


Figura 4.3 – Evolución del agrietamiento durante el ensaye (modelo MT)

A lo largo del ensaye se registró un patrón de daño definido por dos grietas con una inclinación cercana a 47° , extendidas desde los puntos de aplicación de carga hacia los apoyos (fig. 4.4). Durante la prueba, se presentó deslizamiento entre los dos bloques de concreto definidos por la grieta principal del lado Oeste (fig. 4.5a). Este deslizamiento se hizo evidente y fácil de identificar a simple vista gracias a la cuadrícula dibujada para el seguimiento del agrietamiento en la que se observaba discontinuidad en algunas de las líneas. Este movimiento relativo entre los dos cuerpos de concreto pudo haber inducido el inicio del trabajo de trabazón del agregado a lo largo de la grieta y la contribución del efecto de dovela a la resistencia a corte por la deformación de las barras inherente al propio deslizamiento.



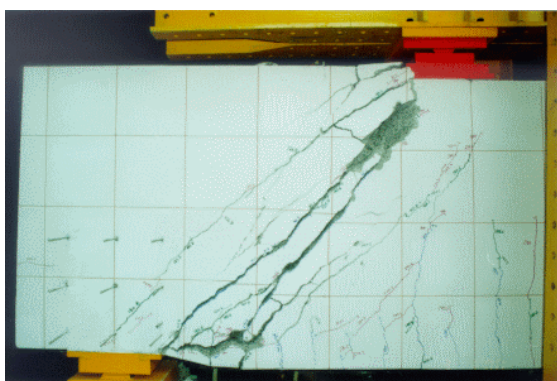
a) $P = 63.4 \text{ t}$



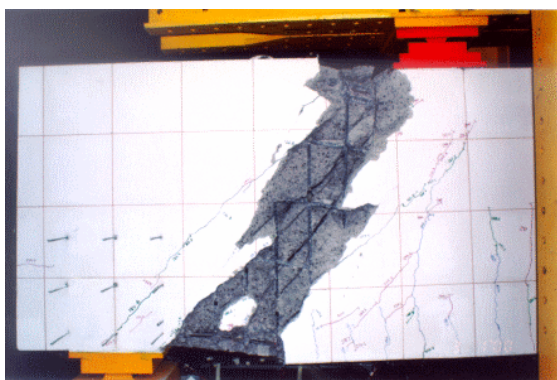
b) $P = 150 \text{ t}$

Figura 4.4 – Modelo MT durante la prueba

Al exceder un cortante de 160 t, se inició el aplastamiento del concreto en la zona de compresión por flexión en el lado Oeste, cerca de las placas de aplicación de carga. Con el incremento de carga el daño se propagó ampliamente y las grietas inclinadas deterioraron con rapidez los puntales principales de compresión, induciendo el mecanismo de falla que determinó el final del ensayo al alcanzar un cortante de 161 t, cuando se registró una reducción drástica de resistencia y rigidez. Finalmente, la viga falló frágilmente (fig. 4.5a). En la fig. 4.5b se presenta el estado final de daño del puntal Oeste después de retirar el recubrimiento desprendido.



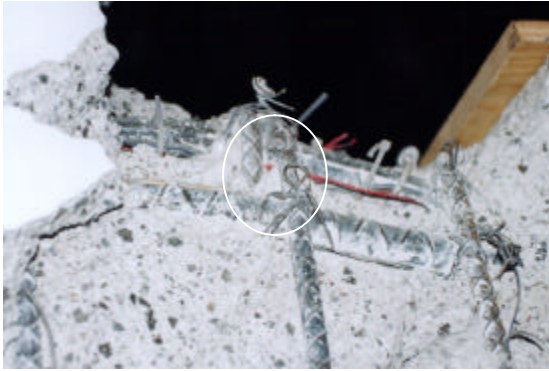
a) antes de retirar el recubrimiento desprendido



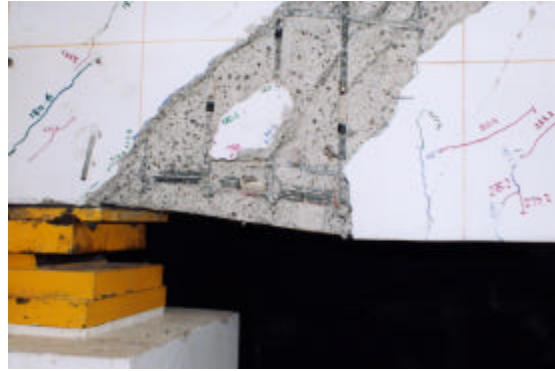
b) después de retirar el concreto desprendido

Figura 4.5 – Detalle del daño en puntal Oeste (modelo MT)

La falla frágil ocurrió después de que, una vez roto un estribo del lado Oeste que atravesaba el puntal principal, se redistribuyeron los esfuerzos y se excedieron los esfuerzos límites en el concreto por lo que éste se aplastó y perdió toda capacidad de carga. En la fig. 4.6 se presentan detalles de la rotura del estribo y el plegamiento del refuerzo longitudinal en el puntal de compresión del lado Oeste.



a) rompimiento del estribo en parte superior



b) deformación del refuerzo longitudinal

Figura 4.6 – Detalle de daño en el refuerzo del lado Oeste (modelo MT)

En la fig. 4.7 se muestra el aspecto final de daño del espécimen MT. Son notables el aplastamiento y el desprendimiento del concreto a lo largo de las dos diagonales y en las zonas cercanas a los puntos de aplicación de carga, especialmente en el lado Oeste. Al retirar el recubrimiento de concreto desprendido, pudo observarse la magnitud de las grietas en el estado de cero carga. Además, se hizo evidente la configuración deformada del refuerzo, tanto longitudinal como transversal, permitiendo ubicar el estribo roto. En las barras del lecho superior del refuerzo longitudinal se presentó un considerable plegamiento cerca de la placa de carga del lado Oeste, similar al ocurrido en la parte inferior del mismo lado en la zona adyacente al apoyo, debido al deslizamiento e indicativo de un posible trabajo de dovela.

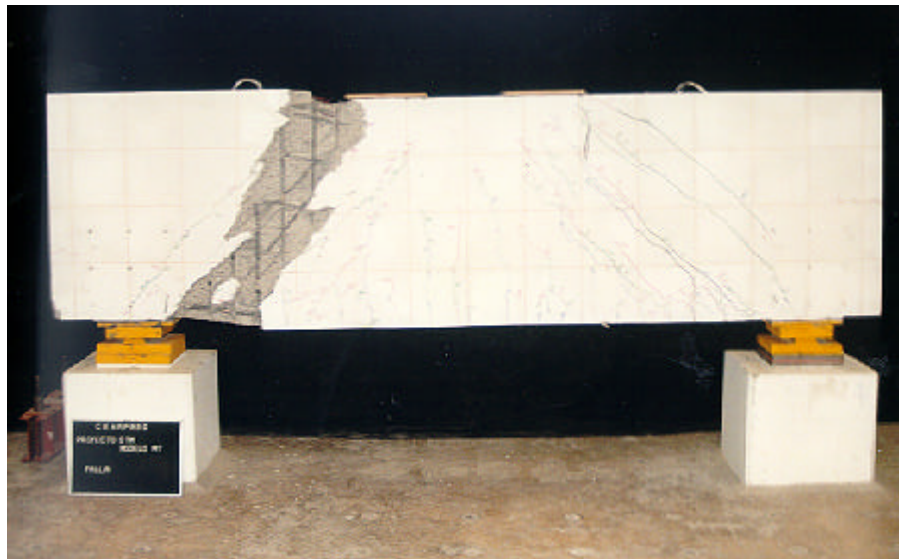


Figura 4.7 – Condición final de daño (modelo MT)

4.3.2 Comportamiento carga-deflexión

En la fig. 4.8 se presenta la curva carga–deflexión del modelo MT; en ella se grafica la fuerza cortante contra el desplazamiento en el centro del claro en la parte inferior de la viga, medido a lo largo de toda la prueba mediante el transductor FL04 (fig. 3.15b). Se expresan también las deflexiones en términos de la rotación media en el apoyo de la viga.

Se resaltan los puntos en los cuales se presentaron los principales agrietamientos y se observa cómo al ocurrir éstos, la gráfica presenta pequeños escalones asociados a una disminución de rigidez. Se indica con línea horizontal la fuerza cortante de diseño según las recomendaciones de la FIP (*Fédération*, 1998).

Se observó un comportamiento sensiblemente elástico lineal del modelo hasta deformaciones del orden de 10 mm. Esta deflexión constituyó el fin de la etapa de proporcionalidad de cargas y deformaciones y, por lo tanto, se consideró como deflexión de fluencia, Δ_y . A partir de entonces, hubo pérdida de rigidez (ablandamiento del mecanismo resistente) y, posteriormente, se presentó una pequeña plataforma de fluencia, alrededor de 12 mm. La viga continuó resistiendo carga hasta alcanzar un desplazamiento en el centro del claro, de 22.4 mm que fue el punto en el que se registró la carga máxima alcanzada igual a 161 t (1578 kN), correspondiente a 1.66 veces la carga de diseño. Después de alcanzar la carga máxima se presentó una caída en la capacidad de carga, de tipo frágil, tal como se esperaba al inducir que ocurriera una falla por corte.

Para el desplazamiento máximo registrado antes de la pérdida de capacidad de carga, la ductilidad de desplazamiento, definida como la relación entre el desplazamiento de fluencia, Δ_y , y el desplazamiento máximo registrado, Δ_u , fue de 2.2. La rotación media para la carga máxima fue de 1.25 por ciento.

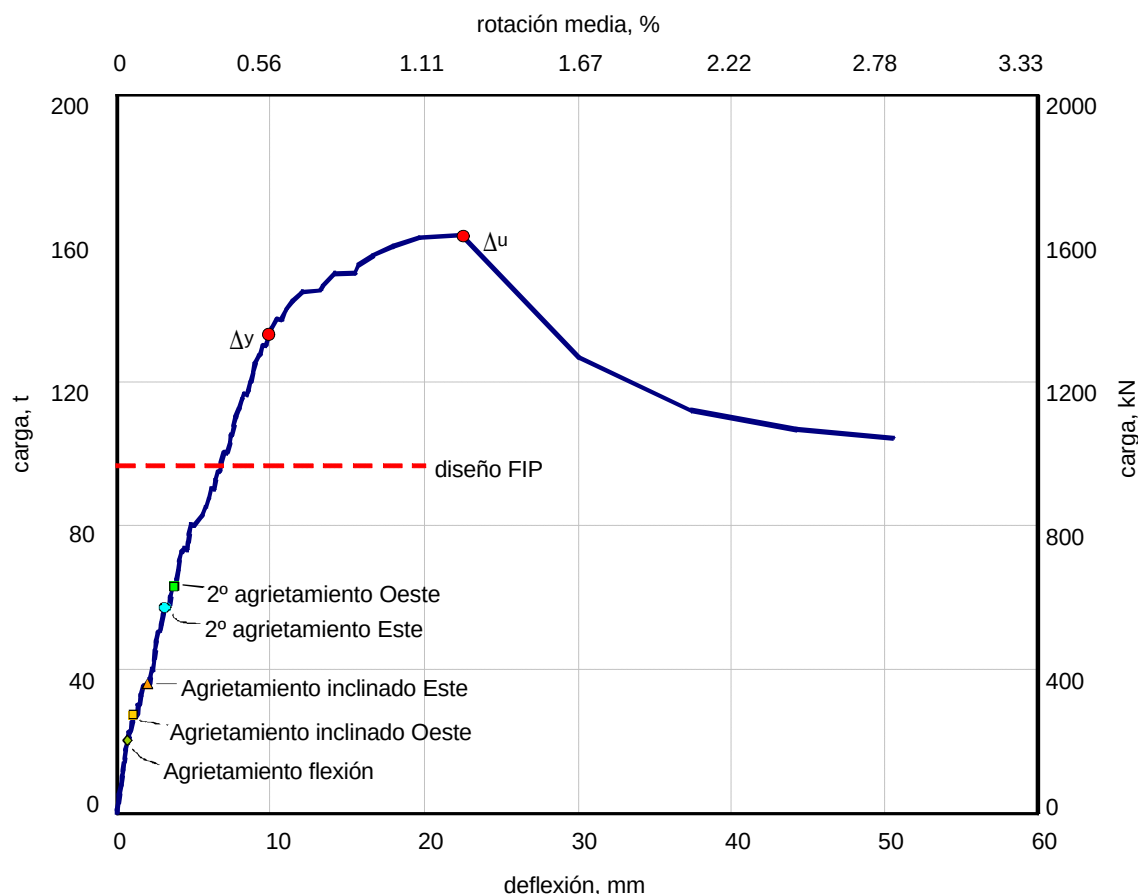


Figura 4.8 – Curva fuerza cortante–deflexión (modelo MT)

4.4 ANÁLISIS DE LA INSTRUMENTACIÓN EXTERNA

En esta sección se estudia de manera más detallada el comportamiento del modelo con base en los registros obtenidos a partir de los transductores de desplazamiento. Como regla general, las deformaciones por compresión se indicarán con signo negativo.

4.4.1 Comportamiento del puntal principal

Como se mencionó anteriormente, en el modelo de puntales y tensores empleado se supuso que una porción de la fuerza aplicada, P , se transmitía directamente desde las placas de apoyo hasta las placas de apoyo (fig. 3.2) mediante puntales de concreto a compresión. Con base en la geometría del modelo supuesto, el ángulo de inclinación de los puntales principales a cada lado del modelo fue de 44.2° . Estos puntales, se diseñaron para resistir una fuerza cortante de 33.3 t (326.6 kN), es decir una fuerza axial de compresión de 47.7 t (467.8 kN). Sin embargo, empleando las propiedades medidas del concreto, la resistencia esperada según el modelo supuesto es de 42.8 t (419.7 kN) de fuerza aplicada, es decir, 61.3 t (601.1 kN) de compresión axial.

La deformación a lo largo de los puntales principales de compresión se midió con dos potenciómetros de carátula ubicados a lo largo de dichas diagonales en la cara sur del modelo mediante el sistema descrito en la sección 3.6.

En la fig. 4.9 se presentan las gráficas carga-deformación registradas por los instrumentos colocados a lo largo de los puntales principales supuestos en el diseño. Se comparan dichas curvas con las obtenidas a partir de las mediciones de los transductores diagonales de la malla por corte. Se incluye, con línea discontinua, el modelo de puntales y tensores supuesto en el diseño. Las deformaciones de compresión o acortamientos se indican con signo negativo.

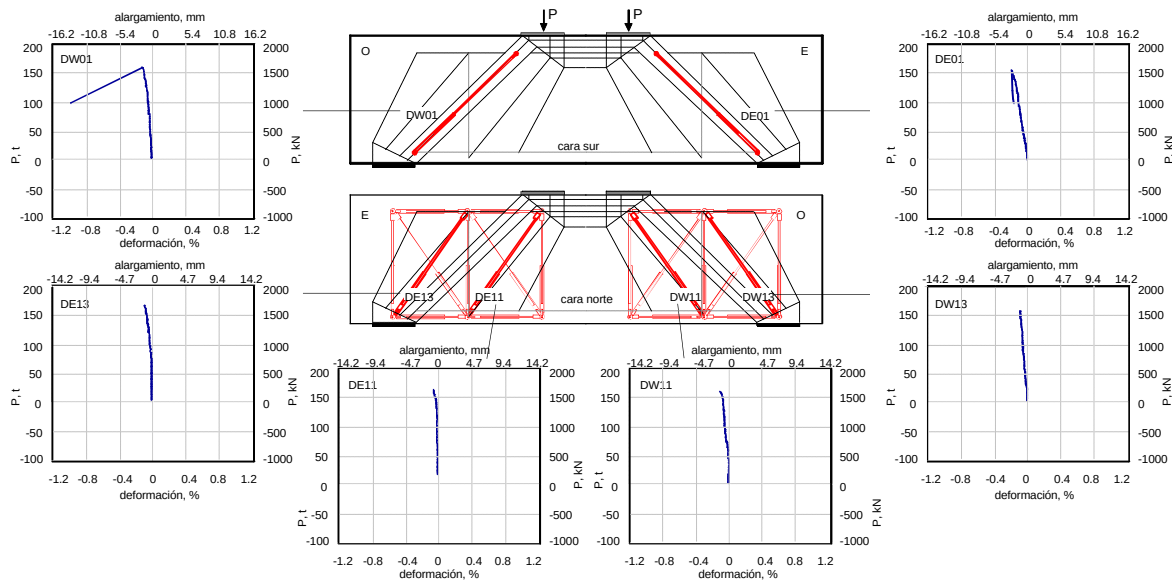


Figura 4.9 – Deformaciones en los puntales de compresión (modelo MT)

Las deformaciones de compresión registradas fueron, en todos los casos, menores a 3 mm (0.25 por ciento). Estas deformaciones contrastan con una de las hipótesis del modelo de puntales y tensores que supone que los puntales de compresión son infinitamente rígidos. Se observaron mayores deformaciones a lo largo del puntal principal en el lado Este a pesar de que la falla se presentó en el lado Oeste. Sin embargo, la mayor cantidad de grietas se presentó en el lado Este.

Las curvas carga-deformación de los puntales principales, en ambos lados, presentaron un comportamiento lineal con falla frágil provocada por el aplastamiento del concreto en los puntales de compresión al alcanzar la carga máxima.

Las deformaciones registradas por los instrumentos colocados en la parte frontal de la viga fueron comparables a las obtenidas con los transductores colocados en los paneles de corte en la parte posterior.

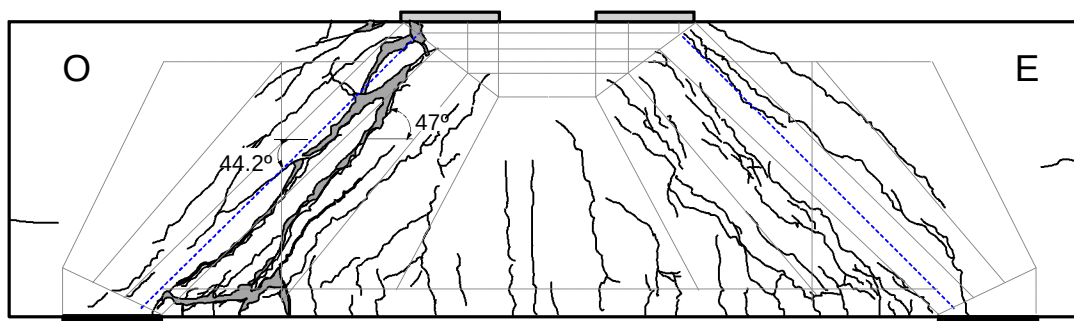


Figura 4.10 – Orientación del puntal de compresión (modelo MT)

La orientación observada del puntal principal difirió ligeramente de la supuesta en el diseño. La inclinación medida, con base en el agrietamiento y tomando como referencia la grieta sobre la cual ocurrió el deslizamiento, fue del orden de 47° , mientras que la orientación considerada en el modelo de puntales y tensores fue de 44.2° (fig. 3.2). El mayor ángulo de inclinación se debió a que la grieta no se extendió desde el punto de aplicación de carga hasta el apoyo, como estaba supuesto, sino entre los límites interiores de las placas de carga y apoyo (fig. 4.10). De esta manera, la zona de reacción del puntal de compresión se formó a un lado de la placa rígida de apoyo y fue allí donde se presentaron las mayores deformaciones. Adicionalmente, los dos puntales supuestos en la armadura que distribuye la carga tomada por los estribos no aparecen muy evidentes. Sin embargo, se concentran también en la zona aledaña al apoyo y hacen que el puntal principal sea de mayor tamaño como una combinación de todas las compresiones que reaccionan en la zona.

4.4.2 Evolución de la deformada

Para el estudio de la deformación de la viga se emplearon los transductores de desplazamiento presentados en la fig. 3.15b. Estos instrumentos se colocaron sobre un sistema de referencia fijo y sus vástagos se apoyaron en la cara inferior de la viga.

De acuerdo con la teoría simple de flexión, y puesto que el momento flexionante en el plano de la viga aumenta linealmente hacia los puntos de aplicación de carga, la curva de la elástica debe tener su máximo en la mitad de la viga. Así, la flecha máxima se presentó en el centro del claro antes de la pérdida de capacidad de carga. Se registraron 22.4 mm para una carga de 161 t.

En la fig. 4.11 se presenta la evolución de la deformada para diferentes estados de carga, con base en la instrumentación dispuesta. Se presenta también la curva de la elástica obtenida a partir de las expresiones de la mecánica de materiales (ecs. 4.1 y 4.5) y calculada para $P = 130.3$ t. Es importante anotar que esta última curva tiene sólo como objetivo servir de comparación para las curvas obtenidas experimentalmente y que las magnitudes obtenidas pueden no ser comparables por el efecto de las deformaciones inelásticas, la degradación en la rigidez del modelo y una mayor contribución de las deformaciones por cortante, entre otros factores.

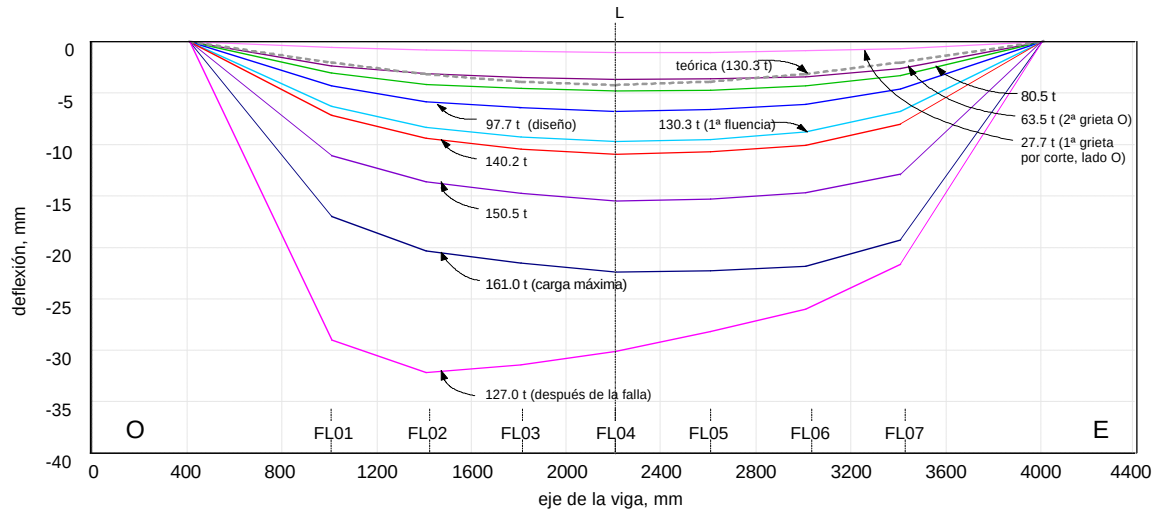


Figura 4.11 – Deformada (modelo MT)

Se observa que la deformada es prácticamente simétrica para cargas menores a 150.5 t. A partir de entonces, la flecha es mayor en el lado Este debido al más alto nivel de deterioro. Sin embargo, después de que se alcanzó la carga máxima y se presentó la falla por aplastamiento del concreto en el lado Oeste, la deflexión se concentró en este lado. Para la carga de diseño, la forma de la curva deformada es bastante similar a la de la curva teórica pero conforme se incrementa la carga, se registran mayores deformaciones cerca de los extremos y la curva presenta puntos de inflexión al medio del claro de cortante. Sin embargo, es probable que la ubicación discreta de los transductores haya influenciado la forma obtenida.

4.4.3 Deformaciones en el alma

El estudio de las deformaciones por corte y por flexión permite entender mejor el modo de falla de los modelos. La disposición de la instrumentación hizo posible la determinación de estas deformaciones. Una malla de transductores de desplazamiento se ubicó sobre el alma de la viga a ambos lados de la misma en la zona del claro de cortante (fig. 3.15a). Los instrumentos se colocaron sobre tubos de aluminio que formaban la malla mencionada en la cara norte, empleando un sistema similar al descrito en la sección 3.6. Dos transductores verticales se colocaron de manera coincidente con el centroide del tensor supuesto en el modelo de puntales y tensores (instrumentos VE12 y VW12 en la fig. 3.15a).

En la fig. 4.12 se presenta, con línea discontinua, la configuración deformada de la viga para la condición de carga máxima. Se incluyen las deformaciones totales en el alma y la curva de deflexión en $P = 161$ t. Las deformaciones presentadas están compuestas por los efectos tanto de las cargas de flexión como de cortante y se obtuvieron a partir de los registros de los instrumentos colocados.

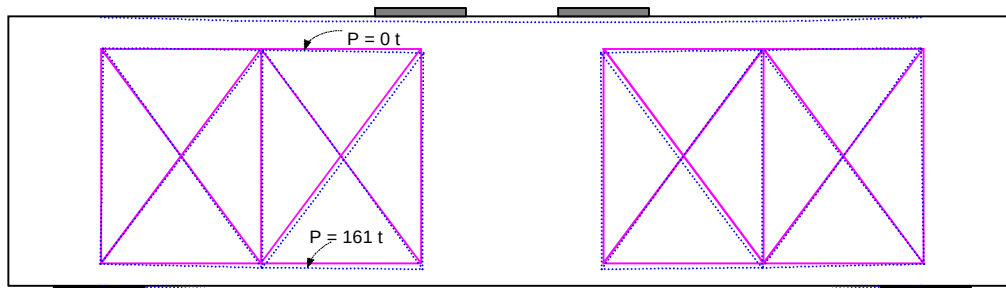


Figura 4.12 – Deformaciones en el alma (modelo MT)

4.4.4 Deformaciones en zonas nodales

Con los transductores colocados en las zonas de apoyos (fig. 3.15b) se pretendía estudiar el comportamiento de las zonas nodales. Sin embargo, las solicitaciones en estas regiones resultaron muy bajas y no presentaron gran influencia en el comportamiento general del modelo.

De la observación durante la prueba se pudo inferir que las demandas de deformación en las regiones de anclaje del refuerzo y reacción del puntal principal, encima del apoyo, no fueron muy altas y, por tanto, no se presentó deterioro. Esto pudo haber estado influenciado por la alta rigidez de la placa de apoyo que confinó y rigidizó la zona evitando daño considerable.

En la fig. 4.13 se presentan las curvas carga aplicada – deformación registradas en los transductores de estas zonas. En general, se observa que las deformaciones fueron de muy baja magnitud en esta zona. Se midieron deformaciones menores a 0.5 mm (0.25 por ciento), congruentes con el bajo deterioro observado y, en algunos casos, debidas probablemente a que, a pesar de que los instrumentos tenían una precisión de 1000×10^{-6} /mm, y de que en el sistema cilindro-émbolo utilizado para colocarlos (sección 3.6) se emplearon fundas de teflón y grasa, se presentaron fricciones entre el cilindro y el émbolo que impidieron el registro de deformaciones. Por lo tanto, aunque la instrumentación permitió corroborar las observaciones realizadas durante el ensaye, relativas a la poca deformabilidad de las zonas de apoyo, la información proporcionada no resultó cuantitativamente de gran utilidad. Por otro lado, se esperaba que el comportamiento fuera simétrico en ambos apoyos de la viga, cosa que no sucedió en todos los casos.

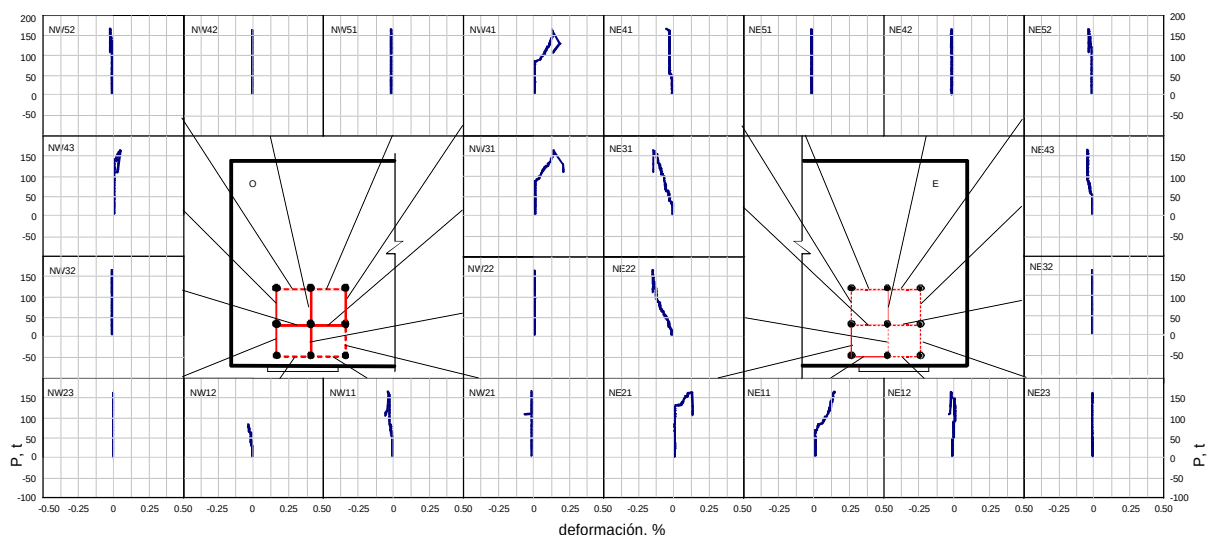


Figura 4.13 – Deformaciones en zonas nodales (modelo MT)

En la fig. 4.13 se indican con línea discontinua los transductores en los cuales se registró acortamiento y, con línea continua, aquéllos en los cuales las deformaciones registradas fueron de tensión o fueron despreciables. Los alargamientos medidos en algunos de los transductores ubicados en la zona interior de los arreglos, se deben, probablemente, al efecto del puntal de compresión. Es decir, el puntal principal de compresión que reacciona cerca del apoyo, se extiende con una forma que no es necesariamente prismática y que puede ser de botella. Así, la expansión del puntal al alejarse de la zona nodal (donde es cruzado por los instrumentos) puede inducir deformaciones de tensión. En general, en los primeros niveles horizontales de transductores, las deformaciones fueron muy bajas debido a la poca deformabilidad de la zona por la presencia de la placa de acero.

4.4.5 Anchura de grietas

Se llevó a cabo un análisis de la evolución de la anchura de algunas grietas, seleccionadas arbitrariamente durante el ensaye, prestando especial atención a las grietas inclinadas producto de las solicitaciones por cortante. La medición de la anchura de las grietas se inició en $P = 50.3$ t después de que se habían presentado grietas diagonales de corte en ambos lados de la viga. A partir de entonces, las grietas permanecieron abiertas y se tomaron lecturas en intervalos discretos de carga. Se registraron anchuras hasta de 3.5 mm en el lado Oeste. A pesar de que se presentó mayor cantidad de pequeñas grietas en el lado Este, las anchuras fueron mayores en el lado Oeste y el incremento fue más acelerado en este lado.

En la figura 4.14 se presenta la ubicación de las grietas a las cuales se les realizó un seguimiento y se grafica la anchura de las mismas contra la carga y el desplazamiento al centro del claro. La tabla 4.1 resume la evolución en la anchura de las grietas. La grieta W3 fue la que alcanzó una mayor anchura; sin embargo, esta grieta sólo comenzó a medirse a partir de $P = 95.2$ t cuando se detectó una anchura significativa.

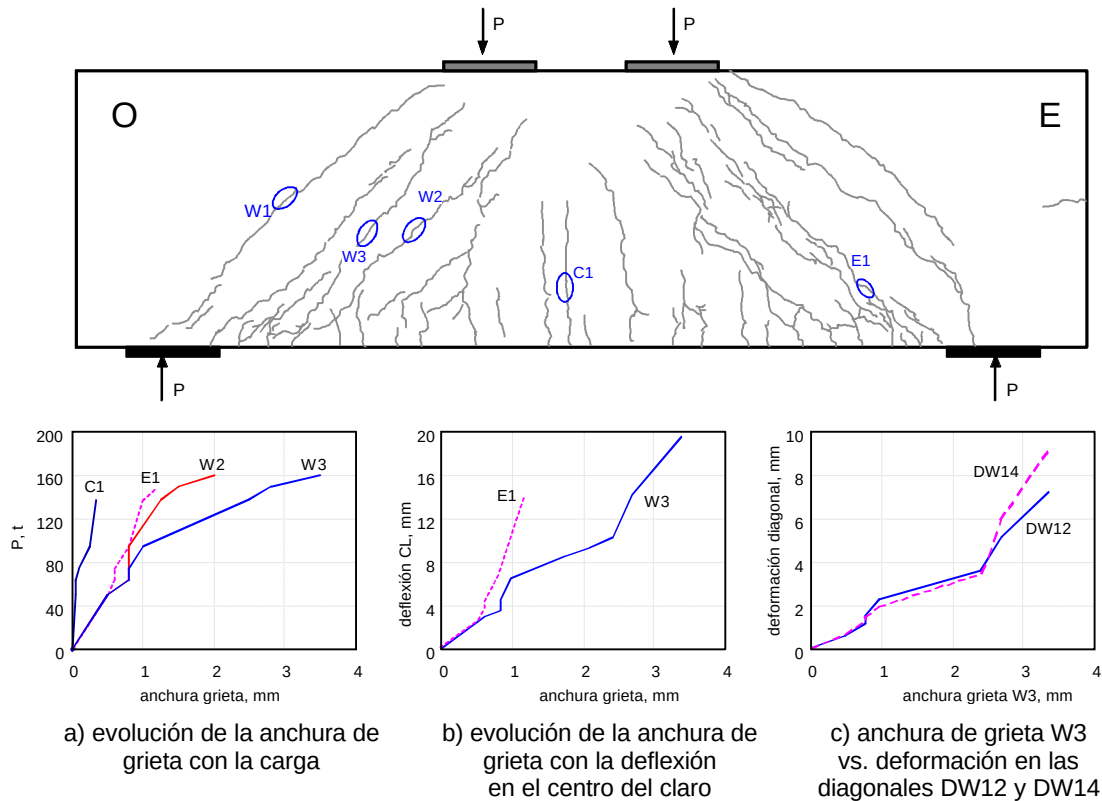


Figura 4.14 – Anchura de grietas (modelo MT)

La grieta C1, ubicada en el centro del claro, no tuvo un incremento considerable en su anchura a pesar de haber sido una de las primeras grietas en aparecer. Esto, debido a que se trató de una grieta de flexión y el comportamiento del modelo estuvo dominado por corte.

En este modelo, la anchura de las grietas se modificó e incrementó con el aumento de la carga y el incremento de deformación en el centro del claro. La aparición de las grietas y su propagación se vio restringida por la resistencia a tensión diagonal del concreto y por la presencia de refuerzo transversal en toda la longitud del elemento.

Tabla 4.1 – Anchura de grietas (modelo MT)

Paso	P, t	Deflexión, D mm	Anchura, mm				
			W1	W2	W3	E1	C1
25	35.7	2.0	0.18	—	—	0.41	0.05
37	50.3	2.7	0.30	0.50	—	0.50	0.05
45	63.5	3.7	0.03	0.80	—	0.60	0.05
52	73.8	4.4	0.03	0.80	—	0.60	0.10
64	95.2	6.6	0.41	0.80	1.00	0.80	0.25
88	137.5	10.4	0.80	1.25	2.50	1.00	0.35
95	150.2	14.2	0.30	1.50	2.80	1.20	—
100	160.1	19.7	3.00	2.00	3.50	—	—

En las zonas cercanas a los apoyos y al anclaje del refuerzo longitudinal sujeto a tensión se presentaron algunas pequeñas grietas horizontales que indican incipiente deterioro del mecanismo de adherencia entre las barras y el concreto. A pesar de esto, no ocurrieron fallas de adherencia que determinaran el comportamiento del modelo. El nivel de agrietamiento de este tipo fue similar en ambos lados de la viga aún no teniendo estribos en la zona de apoyo del lado Este.

4.5 COMPORTAMIENTO DETALLADO

En la fig. 4.15 se muestra la curva carga–deflexión del modelo MT y se indica la ocurrencia de algunos de los principales fenómenos asociados al comportamiento del refuerzo, esto es, todas las fluencias que se consideró fueron determinantes en el comportamiento del modelo. Adicionalmente, se presentan las resistencias de la viga calculadas de acuerdo con lo establecido por las Recomendaciones FIP de 1996 (*Fédération*, 1998) y el ACI318-99, así como según las Normas Técnicas Complementarias para Concreto del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (Departamento, 1996). En este último caso se incluyen dos estimaciones, la primera de ellas, considerando la propuesta de reducción del 30 por ciento en la contribución del concreto a la resistencia a corte de vigas con peraltes mayores a 70 cm y la segunda sin aplicar ninguna reducción.

Se observa que, a pesar de que la falla se presenta en el lado Oeste, el comportamiento $P-\Delta$ parece más influenciado por los fenómenos ocurridos en el lado Este, donde no se colocaron estribos en la zona de anclaje del refuerzo longitudinal a tensión. Las fluencias en los estribos asociados al centroide del tensor principal marcan pequeñas plataformas con aumento en la deformación y sin incremento en la carga para la curva general carga–deflexión. Estos escalones podrían estar asociados también a las fluencias que ocurren simultáneamente en el lado Oeste.

Aunque el agrietamiento se presentó inicialmente en el lado Oeste, las primeras fluencias en el acero longitudinal se presentan en el lado Este de la viga. En general, en el lado Este fluyó primero el acero longitudinal y posteriormente fluyeron los estribos, probablemente por el hecho de que la fluencia en las barras horizontales, principalmente por trabajo de dovela, haya inducido mayores deformaciones en estribos cercanos y posteriormente su fluencia. En contraposición, en el lado Oeste, se presentó primero la fluencia de los estribos.

Las primeras fluencias registradas ocurrieron para un cortante de 130.2 t y 130.3 t en estribos y refuerzo longitudinal, respectivamente. Al alcanzar la carga máxima resistida se observó fluencia en las ramas transversales de los estribos coincidentes con los bordes interiores de las placas de apoyo (límite de la zona nodal) en ambos lados de la viga.

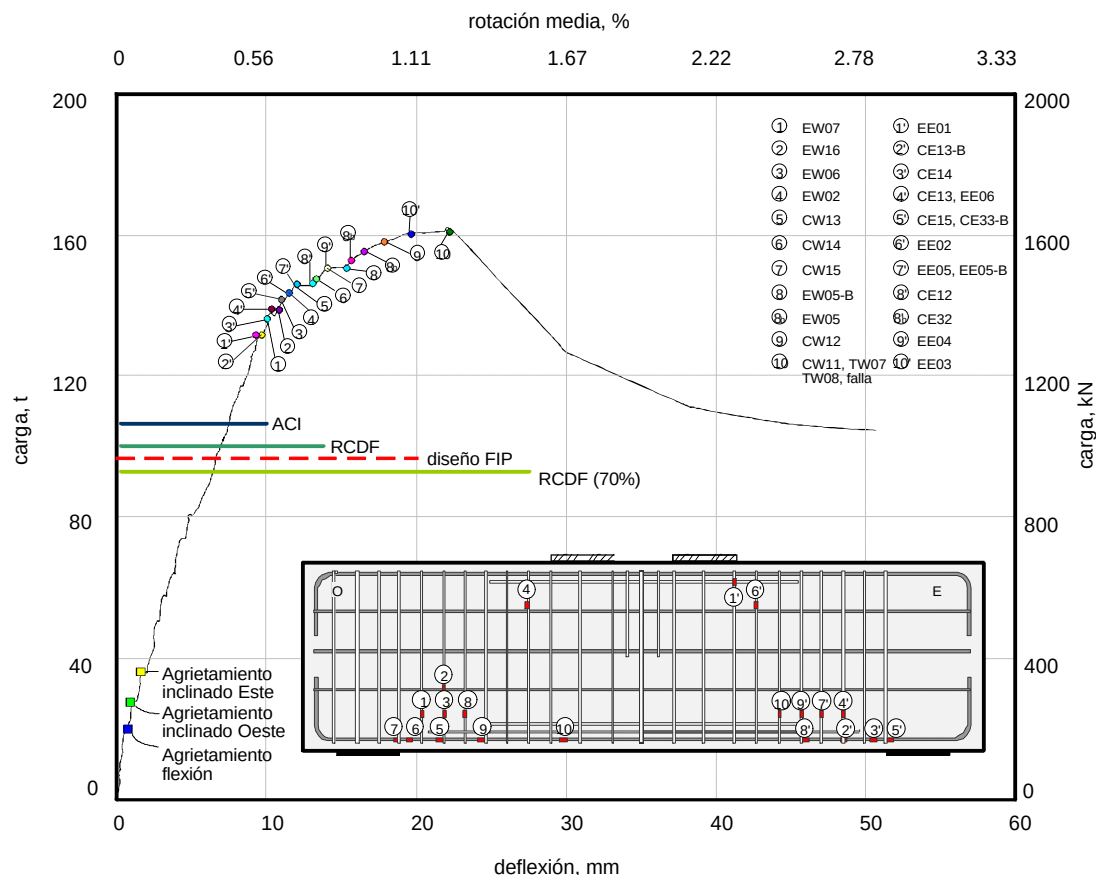


Figura 4.15 – Curva carga – deflexión y secuencia de fluencias (modelo MT)

4.5.1 Refuerzo longitudinal

El espécimen MT fue reforzado horizontalmente con barras del no. 8 (25.4 mm) tal como se presenta en la fig. 3.5a. El anclaje de este refuerzo se proporcionó mediante longitudes de desarrollo determinadas de acuerdo con los lineamientos de detallado del ACI318-99 (American, 1999).

Las deformaciones registradas en el refuerzo horizontal cercano a la cara lateral de la viga se muestran en la fig. 4.16. Vale la pena anotar que los deformímetros se ubicaron en las caras laterales, sobre los ejes longitudinales de las barras, de manera que, se espera que la influencia de las deformaciones locales de las barras en la lectura de los instrumentos sea pequeña.

El refuerzo horizontal de los lechos inferiores estuvo sujeto a fuerzas de tensión durante todo el ensaye, como era de esperarse. Tales fuerzas de tensión, de magnitud variable, provocaron diferentes niveles de deformación en las barras de acero. Es así como las mayores demandas de deformación se presentaron alrededor de la zona en la que se supuso ubicado el tensor principal (deformímetros CW12, CW13, CE12, CE13-B), mientras que en los apoyos y en los ganchos de las barras las deformaciones fueron menores a la de fluencia (del orden de 75 por ciento de la deformación de fluencia), lo que indica bajas solicitaciones en la zona de anclaje.

El refuerzo longitudinal colocado en la zona de compresión por flexión estuvo sujeto a compresiones en el centro del claro, cerca de la zona de momento máximo; mientras que, cerca de los apoyos las deformaciones registradas fueron de tensión aunque de magnitudes muy pequeñas.

En general, se observó un comportamiento elástico del refuerzo hasta alcanzar un cortante de 130.3 t (1278 kN). Antes del agrietamiento diagonal las deformaciones fueron despreciables. Después de la aparición de las primeras grietas por corte, se registraron deformaciones inferiores a 0.0004 (alrededor de 15 por ciento de la deformación de fluencia).

Por otro lado, a causa de la formación aleatoria de grietas, se observaron diferentes niveles de deformación en los dos lados de la viga para la misma sección. Las deformaciones registradas fueron mayores en el lado Este de la viga a pesar de que las mayores anchuras de grieta se presentaron en el lado Oeste. Hacia el final del ensaye, las mayores deformaciones se midieron a 30 cm del apoyo Este (posiciones CE13-B y CE33-B, no mostrada en este trabajo) tanto en la barra de borde como en la barra central, llegando a ser mayores a seis veces la deformación de fluencia.

La poca participación del refuerzo longitudinal en las posiciones CE16, CE17, CE18, CW16, CW17 y CW18 es indicativa de que el anclaje del refuerzo no fue solicitado.

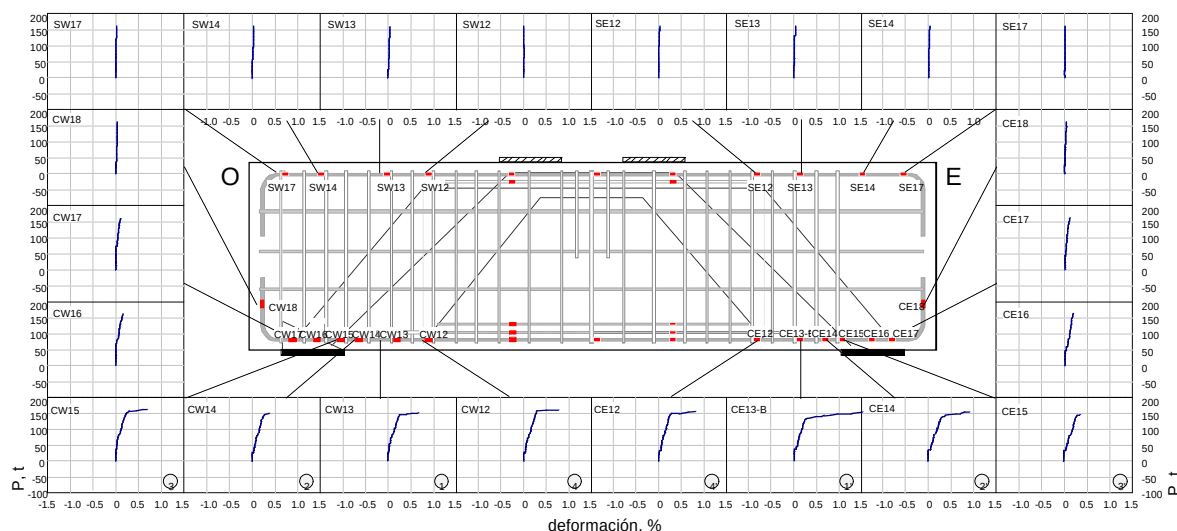


Figura 4.16 – Deformaciones en el refuerzo longitudinal (modelo MT)

La secuencia de fluencia del refuerzo horizontal del modelo MT se presenta también en la fig. 4.16. Se ha indicado el orden en que fluyeron las distintas secciones mediante números arábigos para el lado Oeste y número arábigos con apóstrofo para el lado Este.

La primera fluencia del refuerzo horizontal se registró a 30 cm del borde interior del apoyo Este ($\Delta = 9.7$ mm, $P = 130.3$ t), en la barra de borde del lecho inferior a tensión (posición CE13-B). La posición de esta sección coincidió, aproximadamente, con la de la zona de reacción del puntal de compresión observado durante el ensaye.

En el lado Este, la fluencia en CE13-B estuvo seguida por la del refuerzo en las posiciones CE14 ($\Delta = 10.1$ mm, $P = 135.2$ t), CE15 ($\Delta = 11.0$ mm, $P = 140.2$ t) y CE12 ($\Delta = 13.3$ mm, $P = 145.8$ t). Es decir la fluencia se “desplazó” desde la zona de reacción del puntal hacia el apoyo y posteriormente se presentó en la posición más cercana al estribo ubicado en el centroide del tensor supuesto. Igual tendencia se presentó en el comportamiento del lado Oeste, donde la primera fluencia en el refuerzo longitudinal se registró en la posición CW13 ($\Delta = 12.1$ mm, $P = 145.1$ t).

En $P = 161$ t, cuando se alcanzó la resistencia del modelo, ya se había presentado la plastificación de todas las posiciones cercanas a la zona de reacción del puntal en ambos lados de la viga. La plastificación de las barras en las posiciones mencionadas estuvo relacionada con la fluencia del refuerzo transversal vecino

(ver sección 4.5.2). Hacia el centro del claro, ya que la falla de la viga fue por corte, no se registraron altas demandas de deformación en el acero longitudinal.

Después de alcanzar la carga máxima y de que se presentó la falla en el modelo, con el deterioro a lo largo del puntal principal Oeste se presentó deslizamiento entre los dos cuerpos de concreto a lado y lado de la grieta. Además, por la redistribución de esfuerzos y la concentración de esfuerzos de compresión en las zonas aledañas a las placas de aplicación de carga y apoyo, el deterioro en estas zonas fue muy alto y las deformaciones en el acero aumentaron de manera significativa presentándose un plegamiento en el refuerzo longitudinal como el que se esquematiza en la fig. 4.17 indicativo de trabajo de dovela en la zona. Estas deformaciones no se registraron en los deformímetros eléctricos, debido a que después de la falla, ocurrieron daños en algunos de los instrumentos, pero se observan en la configuración final de la viga. Se nota gran influencia del refuerzo transversal en la restricción a la deformación de la barra principal.

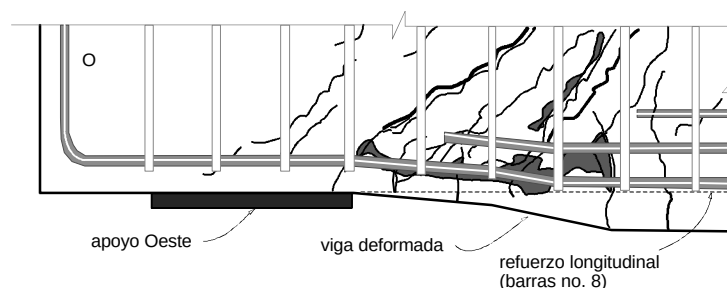


Figura 4.17 – Plegamiento del refuerzo horizontal cerca del apoyo (modelo MT)

A pesar de que se esperarían niveles semejantes de deformaciones en las barras interiores y exteriores de un mismo lecho, en general, se registraron mayores deformaciones en la barra central. Esto pudo haberse debido a una excentricidad en la aplicación de la carga o al efecto del confinamiento en las barras interiores que incrementa la rigidez por adherencia y que, por tanto, facilita el desarrollo de las deformaciones. Sin embargo, el efecto de plegamiento del refuerzo longitudinal cerca de las zonas rígidas (placas de apoyo y aplicación de carga) fue más notorio en el refuerzo exterior, en este caso, debido probablemente al menor confinamiento.

4.5.2 Refuerzo transversal

Además de resistir una porción de la fuerza cortante, tal como se supuso en el diseño, la función del refuerzo transversal fue la de proporcionar confinamiento en la viga y en las zonas de apoyos. En general, el comportamiento del refuerzo transversal del modelo MT exhibió comportamiento a tensión durante todo el ensaye.

Únicamente tres de los deformímetros registraron deformaciones superiores a 0.01, tal como se presenta en la fig. 4.18 en la que se resume el comportamiento cortante-deformación del refuerzo transversal. La mayor deformación se obtuvo en el estribo coincidente con la mayor deformación en la barra longitudinal del lado Oeste (posición EW06).

Algunos estribos contaban con dos deformímetros eléctricos, el primero de ellos ubicado en la parte inferior y el segundo, colocado donde se supuso en el diseño que era atravesado por el puntal principal. Aunque en estos estribos con doble instrumentación se esperaba que se registraran las mayores deformaciones en la zona en la que la grieta diagonal cruzaba al estribo, no ocurrió así y las demandas de deformación en la diagonal fueron muy bajas; en algunos casos, incluso, no se presentaron deformaciones plásticas. Las deformaciones registradas fueron mayores en la parte inferior de los estribos por el efecto de las mayores deformaciones en el refuerzo longitudinal y de la acción de dovela que provocaron mayores demandas a los estribos.

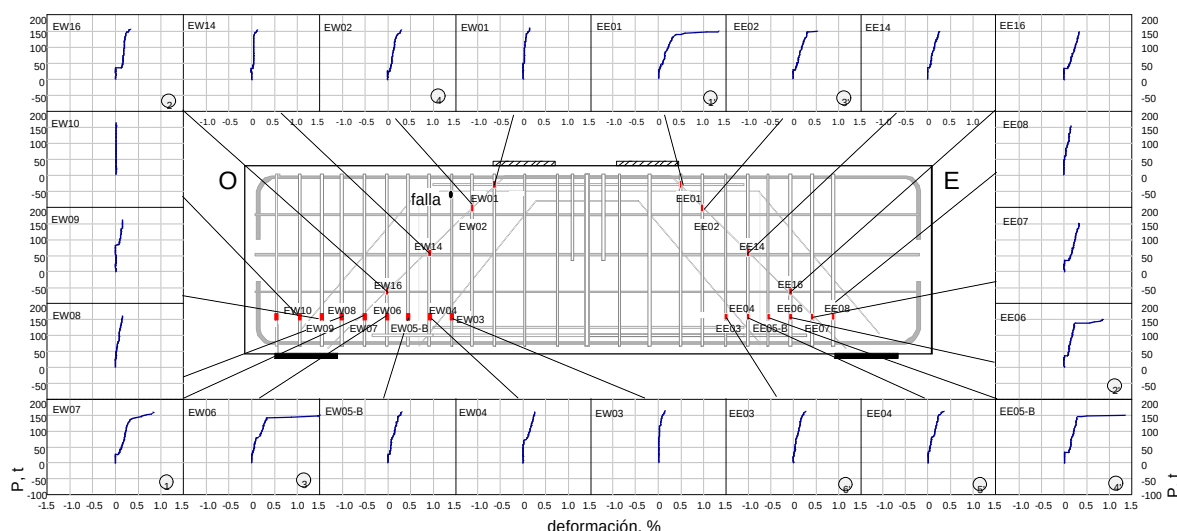


Figura 4.18 – Deformaciones en el refuerzo transversal (modelo MT)

En general, como era de esperarse, el refuerzo transversal empezó a trabajar después del agrietamiento diagonal participando en el mecanismo de transferencia de fuerzas y exhibió un comportamiento elástico hasta niveles de deformación al centro del claro del orden de 10 mm. En la última parte de la prueba se registró fluencia en la rama transversal inferior de los estribos ubicados en la zona de reacción del puntal principal, a un lado de las placas de apoyo (posiciones TW07, TW08 y TE08) debido a las concentraciones de esfuerzos luego de alcanzar la carga última y a los altos niveles de deformación en dichas zonas y, probablemente, como restricción al deterioro del concreto.

Al alcanzar la carga máxima se presentó rotura por tensión en el estribo EW3 cerca del gancho en la parte superior de la viga. Sin embargo, no se conocieron las deformaciones que resistió por la falta de un deformímetro en la zona. En la parte inferior del estribo, las deformaciones registradas fueron muy bajas con una corta incursión en el intervalo de fluencia. La falla del estribo se pudo haber debido a varios factores, entre ellos, el debilitamiento del estribo por el doblado para el gancho y las deformaciones concentradas en el refuerzo longitudinal superior cerca de la placa de aplicación de carga.

En la fig. 4.18 se incluye también la secuencia de fluencia del refuerzo transversal, con números arábigos para el lado Oeste y con arábigos con apóstrofo para el lado Este. La primera fluencia en el refuerzo transversal se presentó en la parte superior, cerca de la placa de aplicación de carga, sobre la diagonal principal del lado Este (posición EE01) para un desplazamiento al centro del claro, $\Delta = 10.1$ mm y $P = 135.2$ t. Posteriormente se registró la fluencia en las posiciones EE06 ($\Delta = 10.4$ mm, $P = 137.6$ t), EE02 ($\Delta = 11.4$ mm, $P = 142.7$ t), EE05-B ($\Delta = 12.1$ mm, $P = 145.1$ t) y EE04 ($\Delta = 14.2$ mm, $P = 150.2$ t).

En el lado Oeste las fluencias ocurrieron en el siguiente orden: EW07 ($\Delta = 10.1$ mm, $P = 135.2$ t), EW16 ($\Delta = 10.8$ mm, $P = 137.4$ t), EW06 ($\Delta = 11.0$ mm, $P = 140.2$ t) y EW02 ($\Delta = 11.4$ mm, $P = 142.7$ t). El comportamiento a ambos lados de la viga no fue simétrico.

En la fig. 4.19 se presenta la distribución de deformaciones en los estribos a lo largo de la viga para algunos niveles de carga y se compara con la distribución correspondiente en la barra exterior del lecho inferior del refuerzo longitudinal. Los puntos omitidos en la gráfica indican que el deformímetro funcionó mal o falló. Se presentan las cargas correspondientes al agrietamiento inclinado ($P = 27.7$ t), la carga de diseño ($P=97.7$ t), la primera fluencia en el refuerzo longitudinal ($P = 130.3$ t), la carga última ($P = 161$ t) y tres niveles más de carga en los que se consideró que las fluencias ocurridas fueron determinantes en el comportamiento del modelo ($P = 140.2$ t, $P = 145.1$ y $P = 150.2$ t).

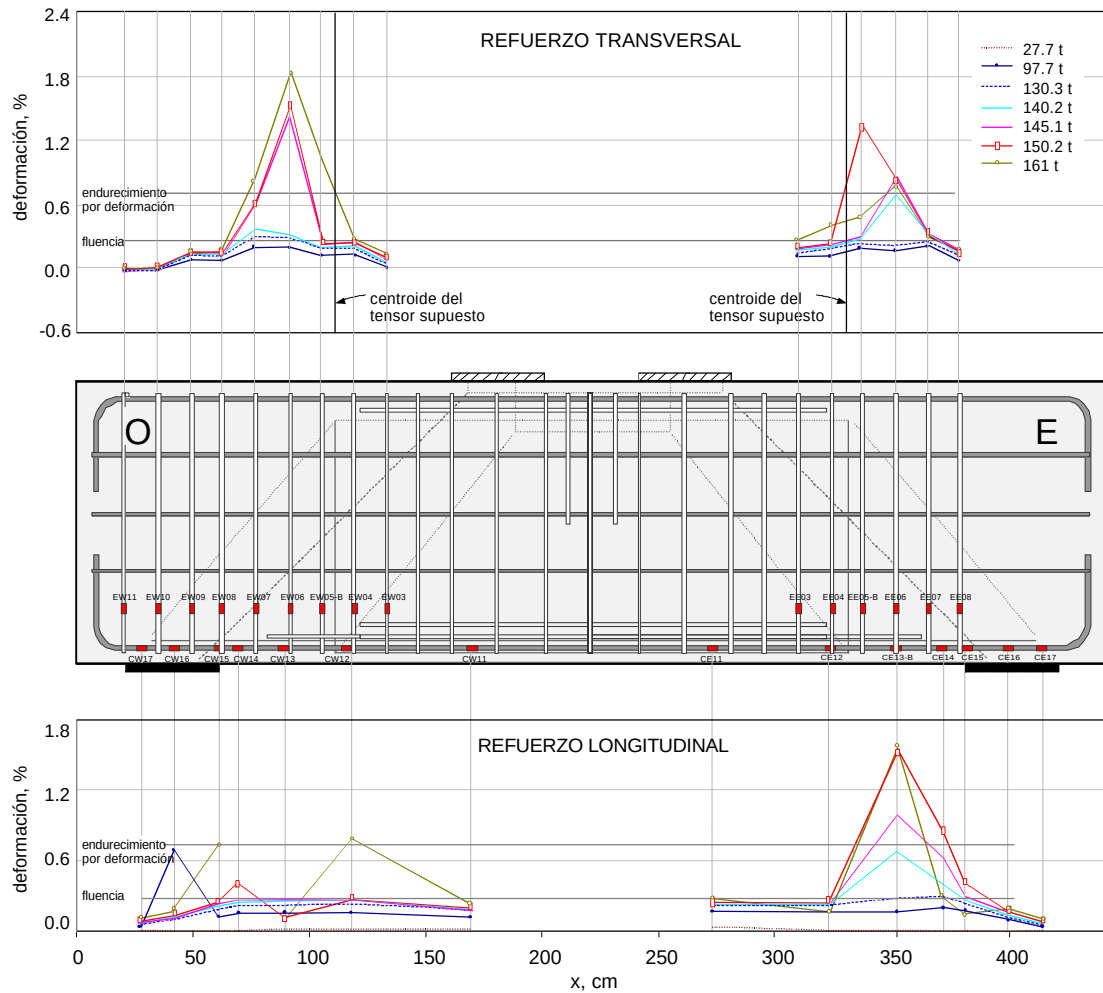


Figura 4.19 – Distribución de deformaciones en el refuerzo (modelo MT)

Las deformaciones máximas se presentaron en la posición EW06 ubicada en el centro de la zona de reacción del puntal de compresión en el lado Oeste. Este estribo alcanzó niveles de deformación superiores a 0.018, mientras que en el lado Este las mayores deformaciones fueron del orden de 0.013.

En el lado Oeste, las deformaciones en los estribos EW4 a EW6 fueron uniformes hasta $P = 80$ t. Cuando se superaron las 140 t, las deformaciones se concentraron en EW6 superando la deformación correspondiente al inicio del endurecimiento por deformación. Por su parte, en el lado Este, hasta cargas del orden de 137 t, las deformaciones se distribuyeron de manera uniforme en los estribos EE5 a EE7, con ligeros incrementos en EE5 y EE7. A partir de entonces, las mayores deformaciones se registraron en EE6. Cuando el cortante aplicado fue de 150.2 t se midieron altos niveles de deformación en el estribo EE5 pero podría deberse a un error en la lectura del deformímetro, a juzgar por la tendencia posterior en la que se observó más deformado al estribo EE6.

Si se consideran como centroides de los tensores a los estribos con mayores niveles de deformación (EW6 y EE6) se estaría hablando de un modelo simétrico. Sin embargo, los niveles de deformación en el lado Este corresponden al 50 por ciento de las deformaciones en el lado Oeste, lado en el que se registró la mayor anchura de grieta, a pesar de que las mayores deformaciones en el refuerzo longitudinal y la mayor cantidad de grietas se presentaron en el lado Este.

Los deformímetros colocados en los estribos coincidentes con las placas de apoyo, en ambos lados, no registraron fluencia para ningún nivel de carga. Asimismo, los niveles de deformación en los estribos colocados en la zona de anclaje en el lado Oeste fueron muy bajos y son indicativos de que el mecanismo de adherencia y anclaje no fue determinante en el comportamiento del modelo. En los estribos colocados a 14 cm del borde interior de los apoyos se presentó fluencia para niveles de carga superiores a la carga de diseño (posiciones EW09 y EE09).

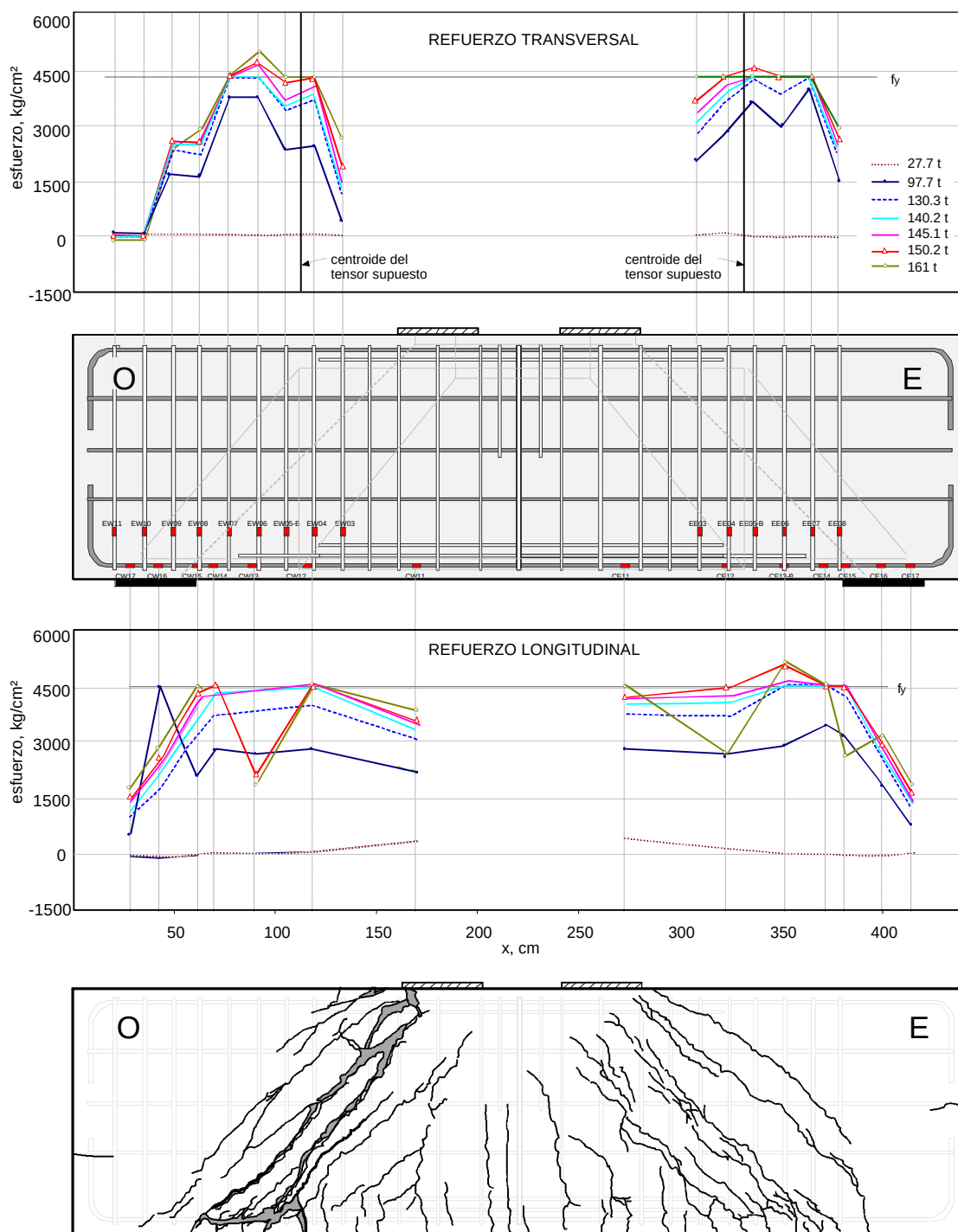


Figura 4.20 – Distribución de esfuerzos en el refuerzo (modelo MT)

En el lado Este las mayores concentraciones de deformaciones alrededor del estribo EE6 ubicado a 130 cm del centro del claro, coincidieron con las altas demandas de deformación del refuerzo longitudinal en la posición CE13-B, a 131 cm del centro del claro. A pesar de que las deformaciones fueron mayores en el refuerzo transversal del lado Oeste, en el refuerzo longitudinal no ocurrió lo mismo y se mostró más deformado el lado Este. En el lado Oeste, sin embargo, la distribución de deformaciones en el refuerzo longitudinal fue más uniforme para niveles altos de carga y no evidenció mucha correlación con la concentración de deformaciones alrededor del estribo EW6.

El comportamiento de la viga y el modelo de resistencia a carga pueden ser mejor visualizados si las deformaciones registradas se convierten a fuerzas internas. En la fig. 4.20 se muestran las curvas de distribución de esfuerzos para algunas condiciones de carga. Los niveles de esfuerzo registrados en el refuerzo transversal fueron muy similares en ambos lados del modelo para fuerzas cortantes mayores a la carga de diseño. Sin embargo, contrario a lo que supone el modelo de puntales y tensores, los esfuerzos no fueron iguales en todos los estribos que conformaban el tensor. En el lado Oeste de la viga, donde ocurrió la falla, se alcanzó el esfuerzo de fluencia en los estribos EW4 a EW7. Hasta $P = 140.2$ t parece haber mayores esfuerzos en el estribo EW7 aunque no difieren considerablemente del EW6. Sin embargo, para P mayor a 142.65 t se concentran los esfuerzos en el EW6 que puede considerarse el centroide del tensor principal en el modelo observado. Es así como, el esfuerzo máximo registrado correspondió a la posición EW06 ($f_s = 5020$ kg/cm²) donde ya se había iniciado el endurecimiento por deformación al momento de la falla. El efecto de dovela parece estar restringido por los estribos EW5 y EW7.

En la fig. 4.20 se superpone el agrietamiento con el refuerzo del modelo. Para los últimos niveles de carga se observa disminución en los estados de esfuerzos en el refuerzo longitudinal en las posiciones CE12 y CW13. En esta última puede estar asociada al efecto de plegamiento en esas barras y al alto deterioro en la zona debido a que, además de que en ella se ubicó la reacción del puntal, existía un cambio en la rigidez y en la resistencia de la viga por el corte en el segundo lecho de refuerzo longitudinal.

4.6 MECANISMO DE FALLA

En la curva carga–deflexión de la fig. 4.15 se ha señalado la ocurrencia del agrietamiento y de la plastificación del acero, registrada por los deformímetros eléctricos, en diferentes secciones del modelo. El estudio de la secuencia de fluencia del acero es de gran importancia para entender el mecanismo de falla del modelo. La primera fluencia se registró en uno de los estribos a lo largo del puntal principal del lado Este de la viga (posición EE01) para un cortante de 130.2 t. A partir de entonces se presentaron, secuencialmente, fluencias en los estribos y en el lecho inferior del refuerzo longitudinal a ambos lados de la viga. El comportamiento, sin embargo, no fue simétrico. En el lado Oeste también ocurrió primero la fluencia de los estribos y posteriormente la fluencia del refuerzo longitudinal. En ambos casos, la fluencia del acero longitudinal pareció propagarse desde los estribos no. 6 hacia los apoyos. El puntal principal de compresión se extendió desde el borde externo de la placa de aplicación de carga hacia el borde interior del apoyo resultando, de esta manera, con una inclinación del orden de 47°. Para niveles de carga superiores a 150 t la anchura de grietas fue considerable, principalmente en el lado Oeste, con alto deterioro a lo largo del puntal principal, obligando mayores deformaciones en los estribos que cruzaban la grieta inclinada y presentándose deslizamiento a lo largo del plano de la grieta así como plegamiento en el refuerzo longitudinal (fig. 4.21).

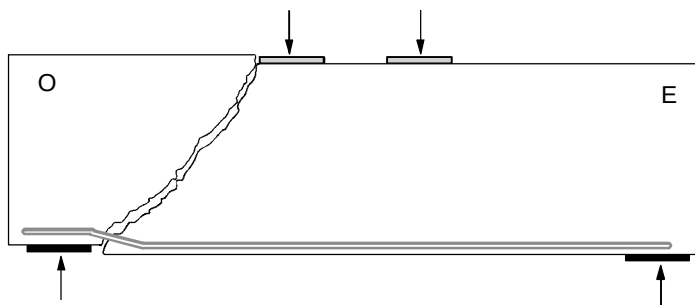


Figura 4.21 – Modo de falla (modelo MT)

Paralelamente, se registraron fluencias en las ramas transversales de los estribos. Estas últimas, en la base de la viga, parecen indicar que trataron de compensar el alto deterioro del concreto agrietado a un lado del apoyo Oeste. Durante la revisión de los deformímetros eléctricos en las vigas se observó que la plastificación del refuerzo colocado en la zona de compresión por flexión no se presentó (sección 4.5.1) lo que era de esperarse ya que el modelo no se vió sometido a cargas en esa dirección ni presentó niveles de compresión tan altos como para requerir la contribución del acero.

Por último, el abundante agrietamiento, la fluencia de los estribos, el alto deterioro presentado por el puntal principal y el aplastamiento del concreto indican que las altas fuerzas de corte fueron responsables de la destrucción de la zona a compresión, provocando una falla súbita y de tipo frágil como estaba previsto desde el diseño cuando se trató de inducir falla por corte.

Con base en el estado final de daño del modelo MT que se presenta nuevamente en la fig. 4.22 con el fin de ubicar los estribos atravesados por la grieta principal en el lado Oeste, se estima que la carga resistida por los ocho estribos que cruzan la grieta es cercana a 82.5 t (809 kN) al momento de la falla, con base en las deformaciones registradas por los deformímetros colocados en ellos y considerando que algunos de ellos no habían presentado fluencia al alcanzar la carga máxima. Sin embargo, debido a que se emplearon las deformaciones de los estribos en la parte inferior de la viga, podría estarse subestimando el trabajo del refuerzo transversal si se considera que algunos puntos a lo largo de los estribos pudieron haber sufrido mayores niveles de deformación. Si se compara la contribución registrada con la obtenida por medio de la expresión $V_s = A_v f_y d / s$ del ACI318-99 para calcular la contribución de los estribos a la resistencia a corte, que habría predicho un valor de $V_s = 87.2 \text{ t}$ (855 kN), la relación es de 0.95. Por su parte, la contribución del

refuerzo transversal calculada con base en el modelo de puntales y tensores supuesto, empleando las propiedades medidas para el acero, suponiendo distribución uniforme de esfuerzos en todos los estribos y considerando fluencia en ellos, es 88.8 t (870.8 kN).



Figura 4.22 – Agrietamiento final y refuerzo transversal (modelo MT)

De esta manera la porción del cortante resistido por el concreto es cercana a 78.5 t (769.8 kN) lo que significa un esfuerzo de compresión en el puntal inclinado, con base en la geometría supuesta, del orden de 210 kg/cm² (20.6 MPa) que provocó la falla por aplastamiento del concreto. Este esfuerzo contrasta con la resistencia efectiva a compresión del concreto en puntales con grietas paralelas a su dirección, empleada en el diseño, $f_{cu} = 120 \text{ kg/cm}^2$ (11.8 MPa).

4.7 RESUMEN

En esta sección se presenta una síntesis del comportamiento general del modelo MT. Se resumen el estado final de daño y las principales características del comportamiento carga–deflexión. Adicionalmente, se incluye la historia de fluencias del refuerzo empleado.

4.7.1 Estado final de daño

Al observar las figs. 4.3, 4.6 y 4.21 que muestran el aspecto final del daño en la viga MT, se puede distinguir el tipo de patrón. El daño se concentró en dos grietas principales, en los claros de cortante del modelo. En general, se presentó agrietamiento inclinado extendido desde las placas de aplicación de carga hacia los apoyos debido al mecanismo de puntal. Es a través de este puntal (campo de esfuerzos de compresión) que se transmite una porción de la fuerza cortante aplicada y que constituye la contribución del concreto. Las grietas principales tuvieron una inclinación cercana a los 47°.

La falla se presentó en forma repentina por el aplastamiento del concreto cerca al punto de aplicación de carga en el lado Oeste con desplazamientos del bloque triangular superior definido por el agrietamiento inclinado más evidente. Adicionalmente, se presentó fractura en uno de los estribos de ese lado.

La secuencia de agrietamiento principal se puede resumir en tres etapas: 1) aparición de grietas por flexocortante para un cortante de 19.8 t, 2) aparición del agrietamiento diagonal en el lado Oeste para una carga aplicada cercana a 27.7 t, y 3) propagación de grietas que definen de manera muy evidente el puntal de compresión.

4.7.2 Deflexión y resistencia

El modelo MT alcanzó un desplazamiento máximo al centro del claro de 22.4 mm, correspondiente a una ductilidad de desplazamiento de 2.2. La rotación media observada fue de 1.25 por ciento.

En la curva carga-deflexión del modelo se distinguió un comportamiento sensiblemente elástico-lineal hasta deformaciones de 10 mm.

La carga máxima resistida fue mayor en un 66 por ciento que la carga de diseño (97 t). Esto se debe, entre otros factores, a que las propiedades mecánicas reales de los materiales fueron mayores que las de diseño, al efecto de la incursión del modelo en el rango inelástico y a que el método de diseño empleado proporciona un límite inferior de la resistencia. La resistencia de la viga calculada empleando las propiedades mecánicas medidas de los materiales y con base en el modelo de puntales y tensores supuesto es 120 t (1176.8 kN). Así, la relación entre la carga última y la resistencia predicha es de 1.34.

4.7.3 Comportamiento del refuerzo

En general, los niveles de deformación registrados en el acero fueron menores a 0.015. En el lado Oeste fueron mayores las anchuras de las grietas medidas y las deformaciones en los estribos, mientras que, en el lado Este fueron mayores las deformaciones en el acero longitudinal para los mismos niveles de carga.

En ambos lados se presentó fluencia en los estribos colocados a lo largo del puntal principal en la parte superior. Las mayores deformaciones en el refuerzo transversal se presentaron en los estribos no. 6 y empezaron a hacerse evidentes para cargas mayores a 140.2 t. En la zona de anclaje, encima de las placas de apoyo, las deformaciones fueron menores a la de fluencia.

En la fig. 4.23 se presenta la secuencia de fluencia del refuerzo del modelo MT. En el lado Este la primera fluencia registrada ocurrió en el estribo EE1 en la zona del puntal ①'. Posteriormente se presentó la fluencia del refuerzo longitudinal en la zona de reacción del puntal ②' y en la zona cercana al apoyo ③'. La fluencia se desplazó desde la posición CE13 hacia CE15 ⑤', es decir, desde el supuesto centroide del tensor hacia el apoyo e indujo fluencia en el estribo no. 6 ④'. Posteriormente fluyeron las posiciones EE02 ⑥', estribo ubicado sobre el puntal principal; EE05-B ⑦' y EE04 ⑧', cercanos al centroide del tensor; CE12, en el refuerzo longitudinal en el anclaje del estribo EE5 ⑨' y, finalmente el estribo EE03 ⑩'.

En el lado Oeste se presentó de manera temprana la fluencia en el estribo EW7 ①. Posteriormente se presentó la fluencia del estribo EW6 inicialmente, cerca de la intersección con el puntal principal ② y luego en la parte inferior ③. Para un cortante de 142.65 t se registró fluencia en EW02 ④. Las fluencias en el estribo no. 6 podrían haber provocado fluencia en el refuerzo longitudinal cercano (posiciones CW13 ⑤, CW14 ⑥ y CW15 ⑦). Posteriormente fluyeron las posiciones EW05 ⑧, CW12 ⑨ y CW11 ⑩. Para la carga máxima fluyeron las ramas transversales de los estribos EW7 y EW8.

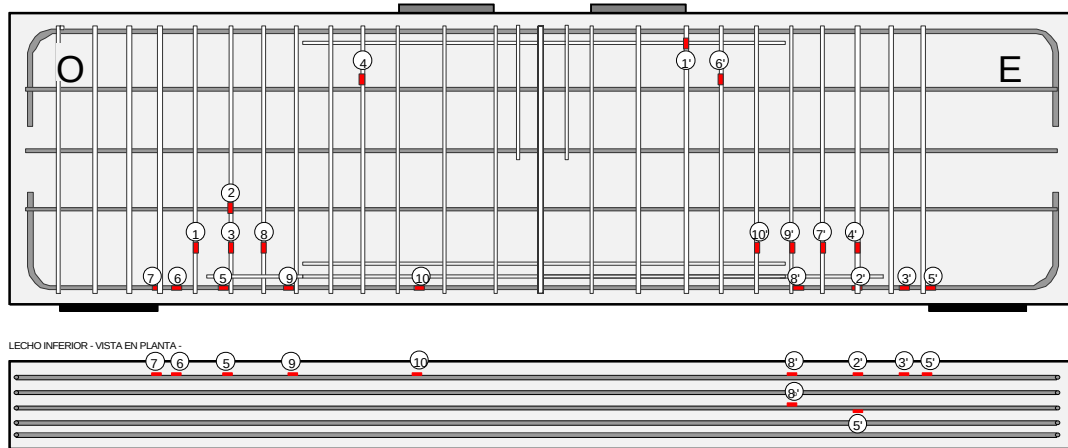


Figura 4.23 – Secuencia de fluencia del refuerzo (modelo MT)

Finalmente, es importante anotar que no se observaron efectos significativos del sistema de anclaje ni fallas en el mecanismo de adherencia en el comportamiento del modelo. La supresión de los estribos en el apoyo Este no indujo mayores solicitaciones al refuerzo longitudinal.

CAPÍTULO 5

MODELO MR

5.1 INTRODUCCIÓN

En esta sección se presentan los resultados del ensaye del modelo MR. Se describe su comportamiento con base en los registros obtenidos tanto de la instrumentación externa como de la interna. Se evalúan los patrones de agrietamiento, la curva carga–deflexión y las deformaciones en el refuerzo longitudinal y transversal, con base en los parámetros definidos en la sección 4.2.

5.2 COMPORTAMIENTO GENERAL

El modelo MR se construyó con base en el diseño realizado mediante el modelo de puntales y tensores propuesto por la FIP (*Fédération*, 1998). El detallado se realizó de acuerdo con los lineamientos del ACI318-99 pero las longitudes de anclaje del acero de refuerzo del lecho inferior fueron reducidas arbitrariamente al 70 por ciento de lo establecido por dicho reglamento mediante la colocación de fundas de poliuretano que impidieran el contacto barra–concreto. En la fig. 5.1 se presentan detalles de los extremos de la viga antes del colado en los que se observan las fundas de poliuretano selladas con silicona para impedir la entrada de la lechada.

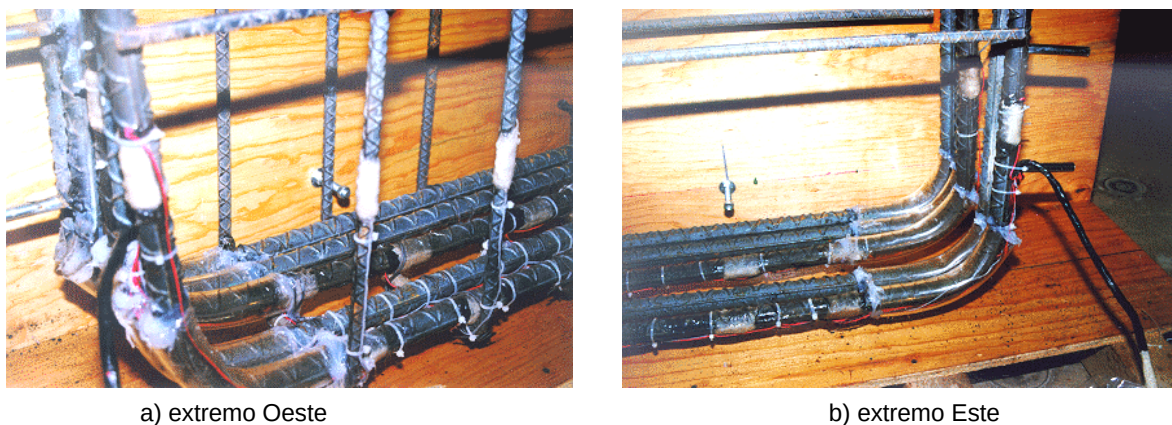


Figura 5.1 – Detalle de extremos inferiores (modelo MR)

Al igual que en los otros modelos, en el extremo Este de la viga fueron suprimidos los estribos en la zona de apoyo para disminuir intencionalmente el confinamiento en dicha zona. El modelo MR fue sometido a cargas monótonas, de manera similar al MT, con el fin de evaluar el efecto de la reducción en el anclaje y de utilizarlo como modelo de control, posteriormente al estudiar el comportamiento del espécimen CR.

La viga MR fue construida con concreto con una resistencia promedio a la compresión de 360 kg/cm² (36 MPa) y con acero con un esfuerzo nominal de fluencia de 4 200 kg/cm² (412 MPa). El armado del refuerzo se realizó de acuerdo con la fig. 3.4b.

El espécimen MR exhibió un comportamiento típico de vigas peraltadas sometidas a cortante, con transmisión de una porción de la carga mediante el mecanismo de puntal desde los apoyos hasta los puntos de aplicación de carga.

La carga máxima resistida por esta viga fue de 163.3 t, correspondiente a un desplazamiento al centro del claro de 21.4 mm.

5.2.1 Evolución del daño

El agrietamiento de este modelo se inició con la formación de grietas de flexión al centro del claro, con longitudes menores a unos cuantos centímetros. La primera de ellas se formó para un cortante de 17.5 t.

Posteriormente, aunque aún en las primeras etapas del ensaye, se registró la formación de grietas diagonales a ambos lados de la viga, extendidas desde los puntos de aplicación de carga hasta los apoyos. En el lado Oeste, primero en agrietarse por corte, la grieta apareció cuando la carga aplicada fue de 25.1 t; mientras que en el lado Este, la grieta diagonal apareció para $P = 32.7$ t. En la fig. 5.2a se presenta el estado de daño para $P = 50$ t.

A partir de entonces, con el incremento de carga, las grietas diagonales se extendieron definiendo los puntales de compresión. En el lado Este, el deterioro fue mayor, se presentó mayor cantidad de grietas pequeñas y la evolución en la anchura de las mismas fue más acelerada que en el lado Oeste (fig. 5.2b).

Hacia el final del ensaye se formaron grietas horizontales en la mitad de la altura a ambos extremos de la viga y grietas horizontales cerca de la zona de los apoyos colineales con las barras longitudinales, principalmente al lado Este, indicadoras de deterioro del mecanismo de adherencia barra–concreto.

Cuando el cortante fue de 150 t, el agrietamiento se hizo más pronunciado y la anchura de la grieta diagonal principal Este aumentó considerablemente (fig. 5.2c). Este fenómeno está relacionado, probablemente, con algunas fluencias registradas en ese momento.

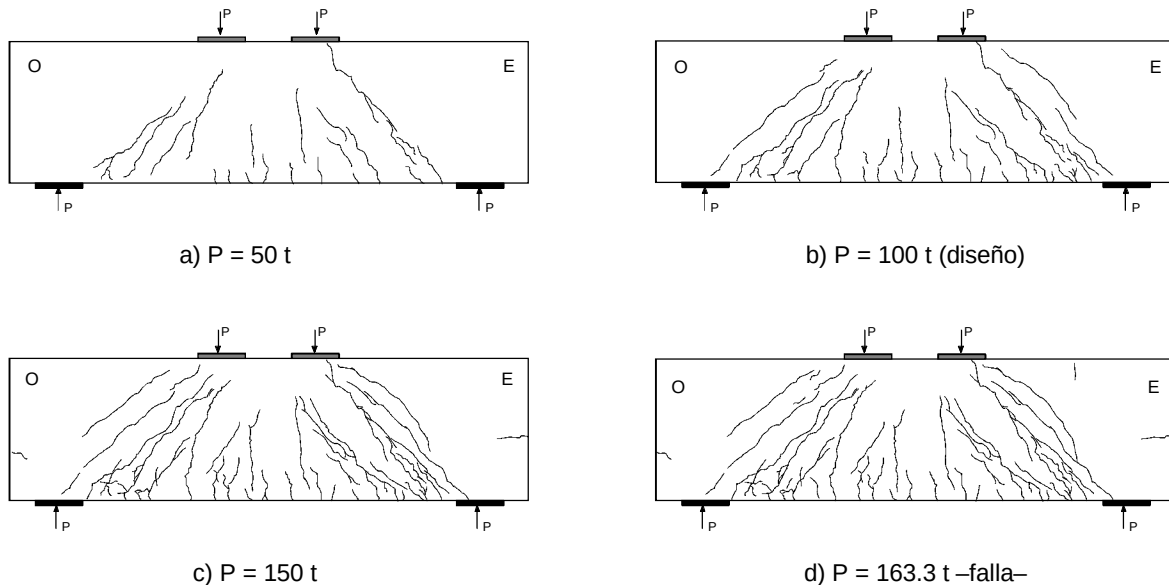
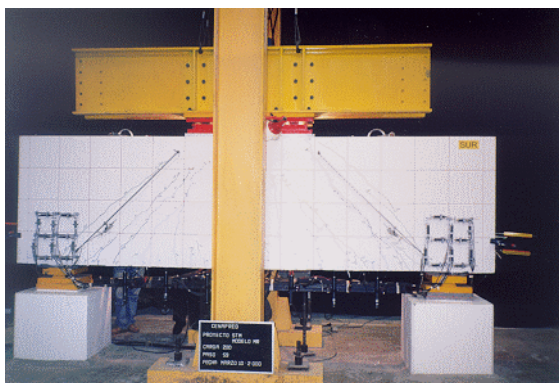
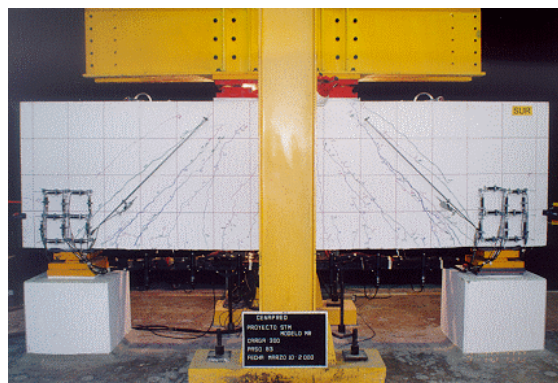


Figura 5.2 – Evolución del agrietamiento durante el ensaye (modelo MR)

En la carga última, la falla frágil se inició con aplastamiento del concreto en la zona adyacente a la placa de aplicación de carga. Este deterioro del concreto se propagó a lo largo del puntal principal, concentrando nuevamente el daño en la región de reacción del puntal principal en la parte inferior de la viga (fig. 5.2d). Se presentó deslizamiento de los dos bloques de concreto delimitados por la grieta principal. La inclinación de la grieta principal fue del orden de 44° . El deslizamiento entre los dos bloques indujo grandes esfuerzos de tensión que provocaron la falla de dos de los estribos en la parte superior de la viga, en la zona de doblez del gancho, quizá debilitada por el doblado. Estos estribos (no. 3 y no. 4) coinciden con la zona con mayores deformaciones del refuerzo longitudinal en el lecho superior. En la fig. 5.3 se presentan fotografías del modelo MR durante la prueba.



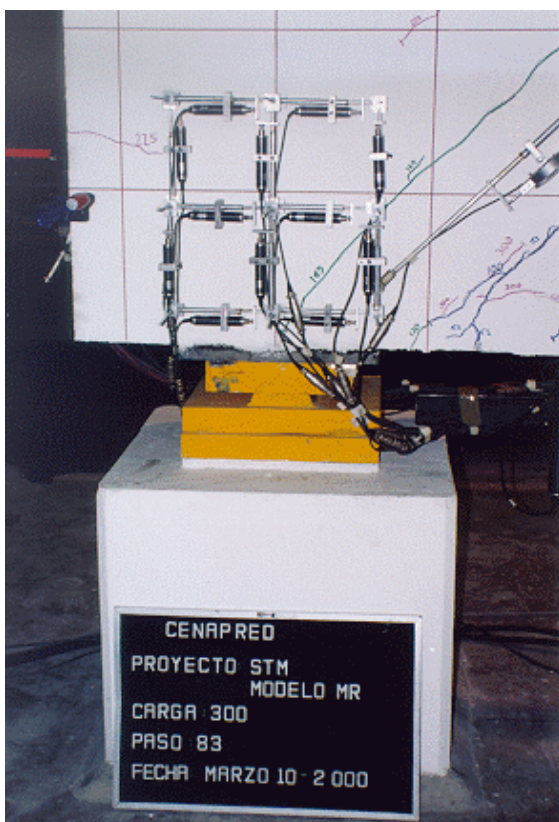
a) $P = 100$ t (diseño)



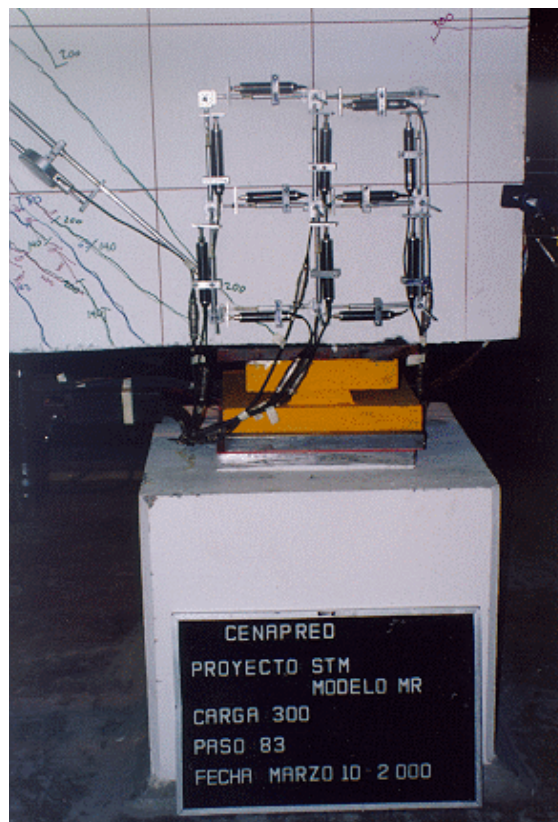
b) $P = 150$ t

Figura 5.3 – Modelo MR durante la prueba

En las zonas nodales, encima de los apoyos, no se presentó daño apreciable en ninguno de los dos lados de la viga, lo que indica que la falla del mecanismo de adherencia no fue determinante en el comportamiento del modelo. En la fig. 5.4 se muestra el detalle de las zonas nodales del modelo MR en $P = 150$ t. En la fig. 5.5 se presenta el estado de daño del modelo MR al alcanzar la carga máxima de 163.3 t.



a) lado Oeste



b) lado Este

Figura 5.4 – Detalle de zonas nodales en $P = 150$ t (Modelo MR)

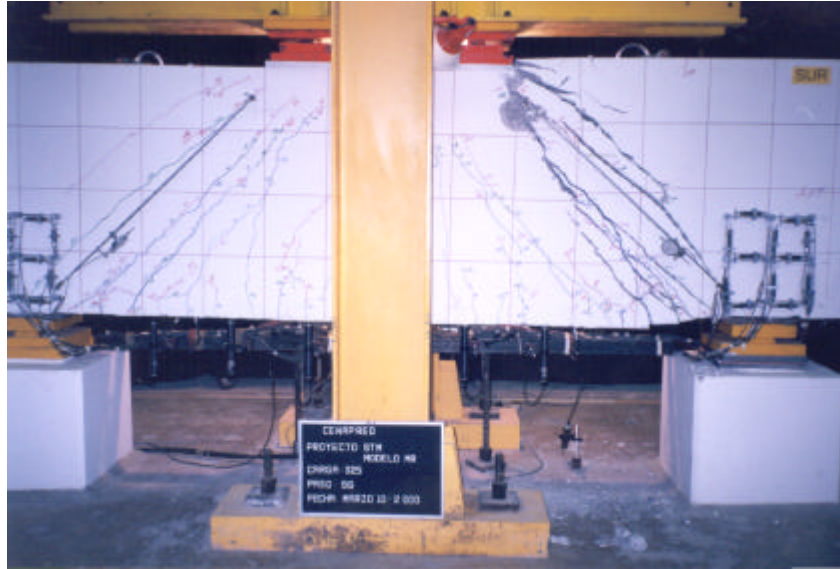
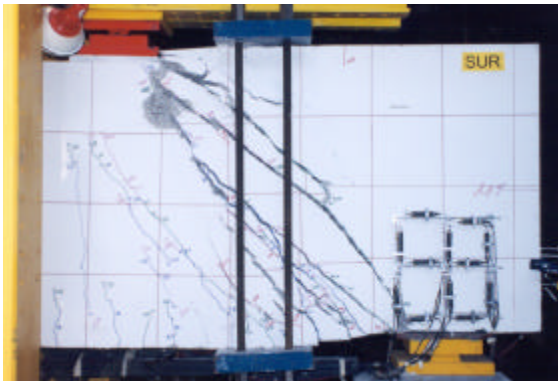
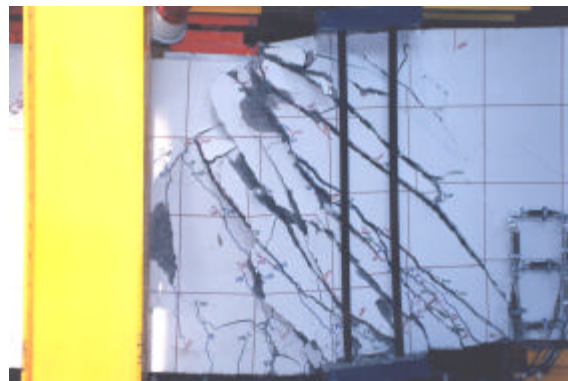


Figura 5.5 – Estado de daño en la carga máxima (modelo MR)

Después de la falla, se trató de inducir daño en el lado Oeste de la viga reforzando el lado dañado. Se trataba de reorientar los esfuerzos hacia el lado sin daño proporcionando mayor rigidez en el lado Este. Para este fin se colocaron dos placas de acero en la parte superior e inferior de la viga, confinando el puntal principal y conectadas mediante barras de acero de alta resistencia. Después del reforzamiento de la viga se volvió a aplicar carga. Sin embargo, el daño no se concentró en el lado Oeste sino que se propagó en el lado Este, ya dañado. No obstante, se observó reorientación del puntal de compresión hacia la nueva placa de “apoyo”. Esto es indicativo de que la rigidez de la placa de apoyo es determinante en el comportamiento del modelo y en la definición del ángulo de inclinación del puntal de compresión. En la fig. 5.6 se presenta un detalle de la viga reforzada, antes y después de la segunda etapa de aplicación de carga.



a) antes de aplicar carga



b) después de aplicar carga

Figura 5.6 – Reforzamiento de extremo Este (modelo MR)

Después de retirar el recubrimiento desprendido y en estado de carga nula, se observaron anchuras de grieta de hasta 2.5 mm. En la fig. 5.7 se presenta el estado final de daño del modelo MR. Se destaca la deformación en el acero longitudinal, producto del deslizamiento y se marcan los estribos que sufrieron fallas por tensión en la parte superior.

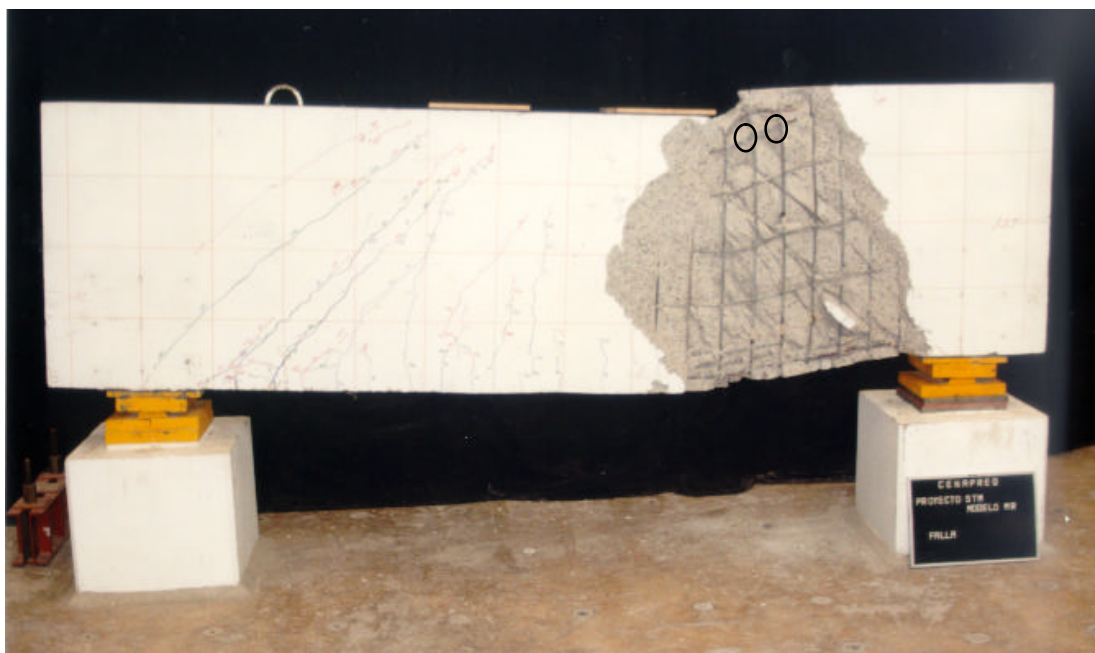


Figura 5.7 – Condición final de daño (modelo MR)

5.2.2 Comportamiento carga-deflexión

El comportamiento carga–deflexión del modelo MR se caracterizó por una etapa prácticamente elástica hasta deformaciones del orden de 10 mm y una subsecuente zona de pérdida de rigidez pero aún con incremento en la capacidad de carga hasta alcanzar la carga máxima.

En la fig. 5.8 se presenta la curva carga–deflexión del modelo MR; en ella se grafica la fuerza cortante contra el desplazamiento en el centro del claro en la parte inferior de la viga (instrumento FL04 en fig. 3.15b). Se expresan también las deflexiones en términos de rotación media en el apoyo de la viga.

Se resaltan los puntos en los cuales se presentaron los primeros agrietamientos, estos es, grietas por flexión al centro del claro, primera grieta diagonal en el lado Oeste y primera grieta diagonal en el lado Este. La línea discontinua horizontal indica la fuerza cortante de diseño.

La carga máxima resistida fue de 163.3 t y el desplazamiento máximo registrado al centro del claro fue de 21.38 mm, equivalente a una rotación media de 1.19 por ciento. La ductilidad de desplazamiento medida fue 2.04, considerando como desplazamiento de fluencia 10.5 mm, determinado en el punto en el que se termina la proporcionalidad entre cargas y deformaciones en la fig. 5.8.

La carga última fue mayor en un 68 por ciento a la carga de diseño. Si se compara P_{max} con la resistencia predicha para la viga MR empleando las propiedades reales de los materiales y el modelo de puntales y tensores supuesto, la relación es de 1.36. La diferencia entre la carga de diseño y la carga predicha se debe a que en las pruebas de materiales se obtuvieron resistencias reales de los materiales mayores a las nominales. Así, la resistencia media a compresión del concreto, medida en prueba de cilindros, fue mayor en casi 29 por ciento a la resistencia nominal empleada en el diseño y, el esfuerzo de fluencia de las barras de acero de refuerzo fue mayor en cinco por ciento al f_y nominal.

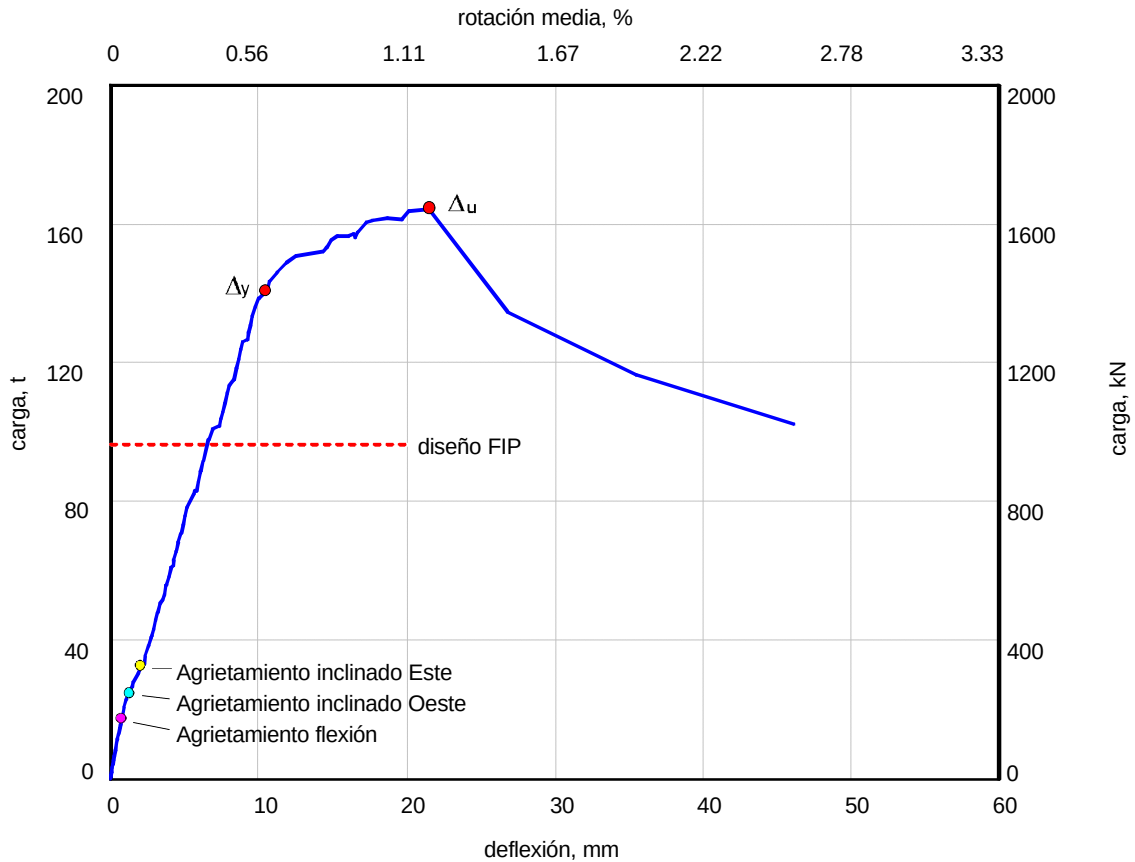


Figura 5.8 – Curva fuerza cortante–deflexión (modelo MR)

5.3 ANÁLISIS DE LA INSTRUMENTACIÓN EXTERNA

En esta sección se analiza la respuesta del modelo a partir de los registros obtenidos de la instrumentación externa. Se estudian el comportamiento del puntal principal, la deformabilidad de las zonas nodales en los apoyos, la deformación en el panel de corte del modelo y la evolución en la anchura de las grietas.

5.3.1 Comportamiento del puntal principal

En la fig. 5.9 se presentan las curvas carga–deformación de los transductores ubicados a lo largo de los puntales de compresión principales, supuestos en el diseño. Los acortamientos por compresión registrados, indicados con signo negativo, fueron de 3.4 mm en el lado Este y 1.54 mm en el lado Oeste, lo que confirma el mayor deterioro en el lado Este, donde se presentó la falla. Las deformaciones correspondientes, si se considera que la longitud calibrada fue de 1180 mm, fueron 0.0029 en el lado Este y 0.0013 en el lado Oeste.

La fig. 5.9 incluye también las gráficas carga–deformación de los transductores colocados en la parte posterior de la viga (cara norte) orientados de acuerdo con la armadura propuesta para tomar la carga de los estribos. Los máximos acortamientos registrados fueron del orden de 1 mm para los puntales que llegan a los apoyos y de 0.6 mm en los puntales que van de la placa de aplicación de carga al tensor principal.

En todos los casos, el comportamiento carga–deformación fue lineal, con falla frágil provocada por el aplastamiento del concreto.

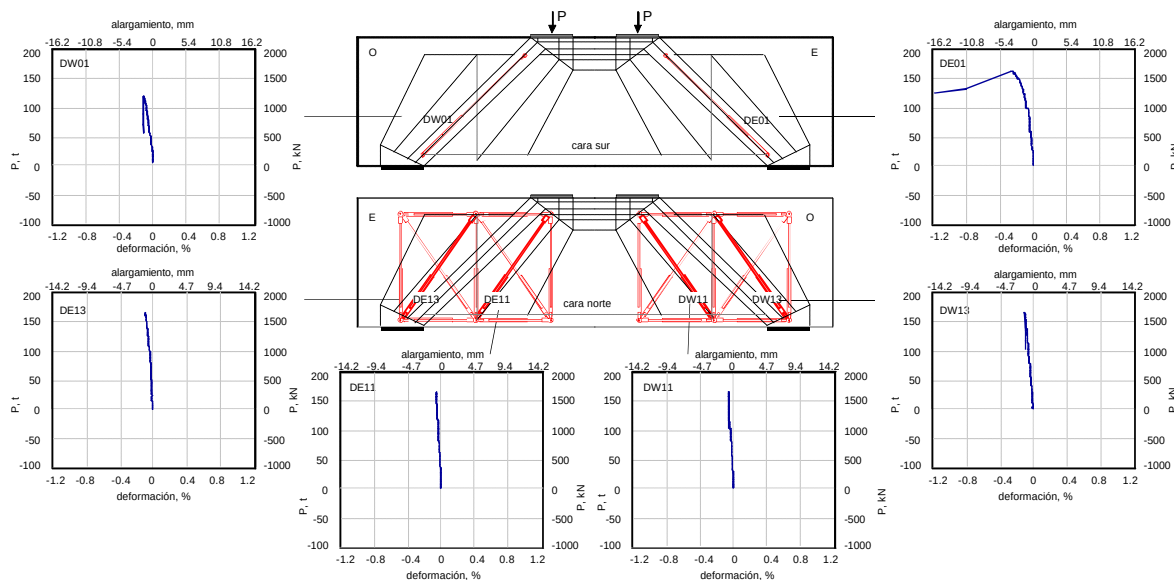


Figura 5.9 – Deformaciones en los puntales de compresión (modelo MR)

En la fig. 5.10 se presenta, nuevamente, la condición de agrietamiento del modelo en la carga máxima, y se superpone al modelo de puntales y tensores supuesto en el diseño. La inclinación medida del puntal, con base en la orientación de la grieta de mayor magnitud y a lo largo de la cual ocurrió el deslizamiento en el lado Este, fue de 44.3° y la inclinación supuesta en el modelo de puntales y tensores (fig. 3.2) había sido de 44.2° . Sin embargo, la localización del puntal difirió un poco ya que aunque se formó desde debajo de la placa de aplicación de carga, no entró mucho en la placa de apoyo y la zona nodal no resultó deteriorada. La zona de reacción del puntal de compresión se formó a un lado de la placa rígida de apoyo, donde ocurrió el fenómeno de deslizamiento de los bloques de concreto similar al presentado en la fig. 4.21. El mayor deterioro se presentó en la zona de compresión debajo de la placa de aplicación de carga donde el aplastamiento del concreto fue más evidente.

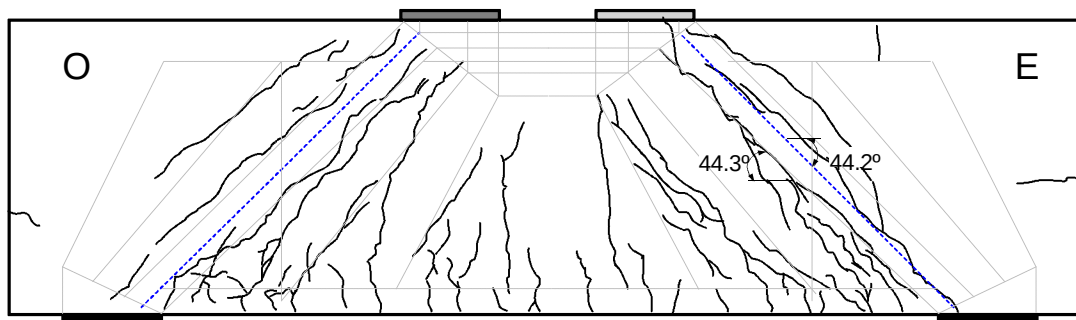


Figura 5.10 – Orientación del puntal de compresión (modelo MR)

5.3.2 Evolución de la deformada

En la fig. 5.11 se presenta la deformada de la viga producto de los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes para diferentes niveles de carga. Se incluyen las siguientes cargas: primer agrietamiento diagonal; carga de diseño; primera fluencia del refuerzo longitudinal; 142.6 t, 150.0 t y 155.6 t, con fluencias

importantes en el comportamiento; falla (163.3 t) y 133.8 t, después de la pérdida de capacidad de carga. Se comparan con la deformada teórica para un cortante de 132.6 t.

Se observa que para bajos niveles de carga y hasta antes de la primera fluencia, la deformada coincide con la curva de la elástica teórica, con valores máximos de desplazamiento al centro del claro. Después de que ocurre la primera fluencia, las deformaciones son mayores en las posiciones FL03 y FL05 (ver fig. 3.15b), coincidentes con la terminación de los claros de cortante a cada lado, evidenciando el hecho de que predominan las deformaciones por corte y que el desplazamiento del tipo del presentado en la fig. 4.20 es determinante en el comportamiento. Hasta este punto, la deformada es prácticamente simétrica a ambos lados de la viga.

Cuando se alcanza la carga última, la deformación es mayor en el lado Este, donde ocurre la falla. Después de la pérdida de capacidad de carga, la deflexión es máxima en la posición FL06, que corresponde al límite del bloque izquierdo de concreto que desliza con respecto al bloque en el apoyo.

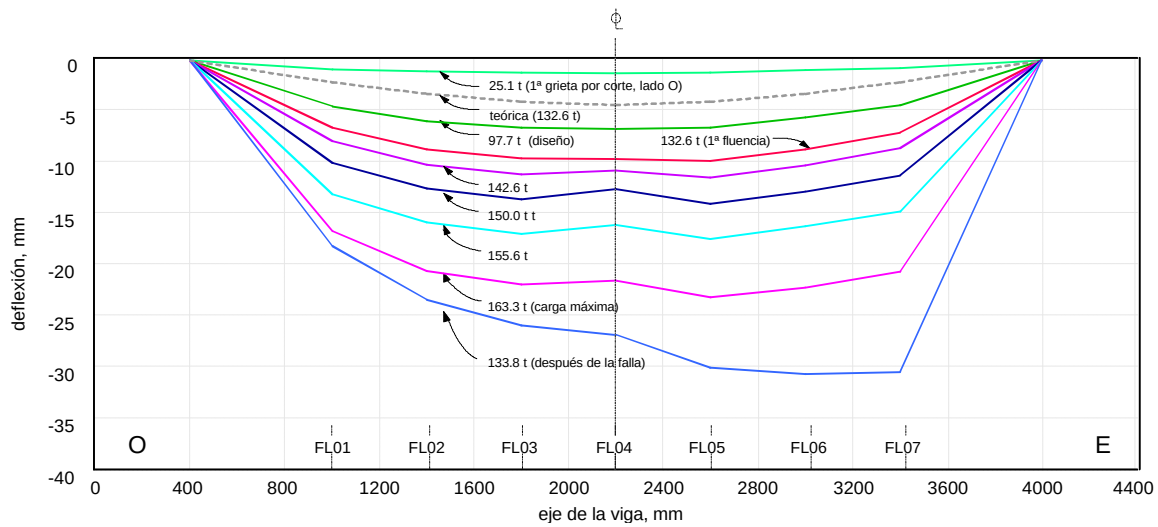


Figura 5.11 – Deformada (modelo MR)

En la carga última, la deflexión máxima registrada al centro del claro fue de 21.4 mm; sin embargo, para el mismo estado de carga, la máxima deformación medida fue de 23.1 mm en el límite del claro de cortante. Inmediatamente después de la pérdida de capacidad de carga, la deformación, a un lado del apoyo Este, fue de 30.3 mm.

5.3.3 Deformaciones en el alma

En la fig. 5.12 se presenta, con línea discontinua, la configuración deformada de la viga para la condición de carga máxima, con base en las lecturas de los transductores colocados en la cara norte del modelo (fig. 3.15a). Se incluyen las deformaciones totales en el alma y la curva de deflexión en $P = 163.3$ t. Las deformaciones presentadas están compuestas por los efectos tanto de las cargas de flexión como de cortante pero evidencian el hecho del predominio del efecto del cortante en la deformación de la viga y en el desplazamiento de los paneles en el alma de la viga por efecto de las fuerzas de corte (sección 8.2.3).

Las deformaciones medidas fueron mayores en el lado Este, donde se notó, durante la prueba, mayor grado de deterioro.

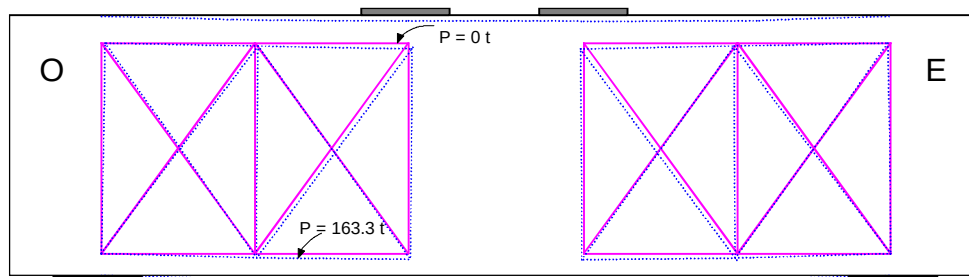


Figura 5.12 – Deformaciones en el alma (modelo MR)

5.3.4 Deformaciones en zonas nodales

Durante la prueba, sólo dos grietas diagonales, de poca anchura, atravesaron una pequeña porción de las zonas nodales, sin dañarlas significativamente. A pesar de que al final de la prueba se originaron grietas horizontales indicativas de un posible deterioro de la adherencia entre el refuerzo y el concreto, estas grietas no alcanzaron a penetrar las regiones encima de las placas de apoyo, indicando que las demandas en el acero no fueron suficientes para desarrollar deformaciones mayores a las de fluencia y altas solicitaciones en el anclaje. Esto se verificó analizando los deformímetros del refuerzo longitudinal de la viga (sección 5.4.1).

Por otro lado, la alta rigidez de la placa de apoyo pudo haber proporcionado especial nivel de confinamiento a la zona y evitado daño significativo.

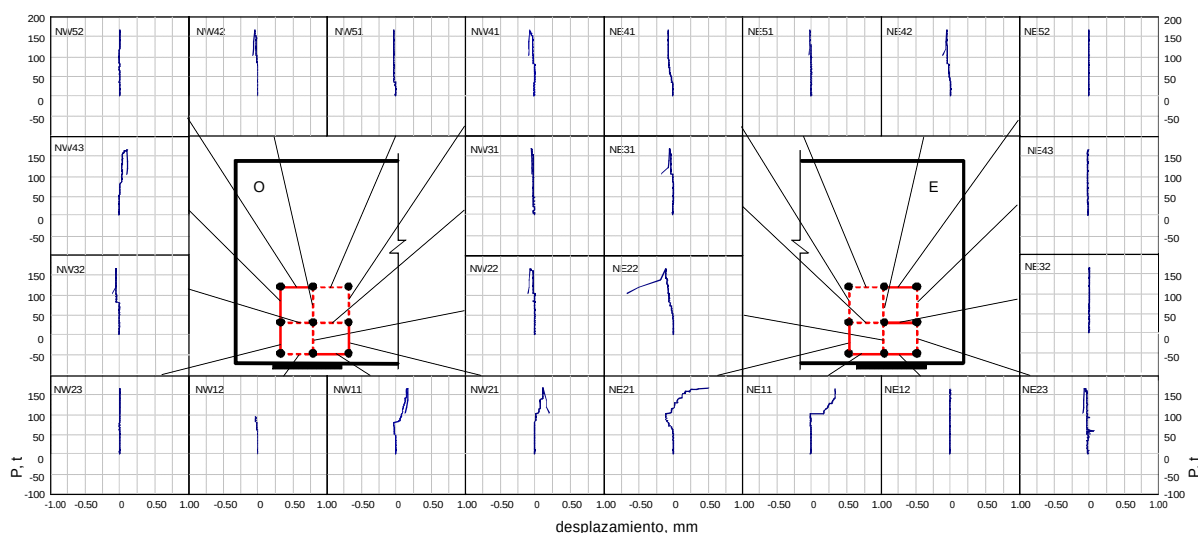


Figura 5.13 – Deformaciones en zonas nodales (modelo MR)

En la fig. 5.13 se presentan las curvas fuerza cortante–deformación para los transductores de las zonas nodales (fig. 3.15b). Las mayores deformaciones se presentaron en el lado Este. En la fig. 5.13 se indican también, con línea discontinua los transductores en los cuales se registraron deformaciones de compresión. En general, el comportamiento a ambos lados fue casi simétrico.

De manera global, se observa que las deformaciones fueron de muy baja magnitud en esta zona. En todos los casos las deformaciones fueron menores a 0.5 mm. Los registros obtenidos no permitieron realizar un análisis cuantitativo de la deformabilidad de la zona pero son indicativos de la gran rigidez presentada y confirman las observaciones realizadas referentes a la poca o ninguna influencia del comportamiento de las zonas nodales en el desempeño global del modelo.

5.3.5 Anchura de grietas

Durante la prueba del modelo MR y en ciertos niveles de carga, se midió la anchura de algunas grietas seleccionadas arbitrariamente. La primera lectura se tomó después de la formación de las grietas diagonales a ambos lados de la viga ($P = 32.7$ t). Se hizo seguimiento a tres grietas: una en el lado Oeste (W1) a lo largo de la que se consideró la grieta principal en ese lado, una en el lado Este (E1) y otra ubicada al centro del claro (C1). Su ubicación se presenta en la fig.5.14.

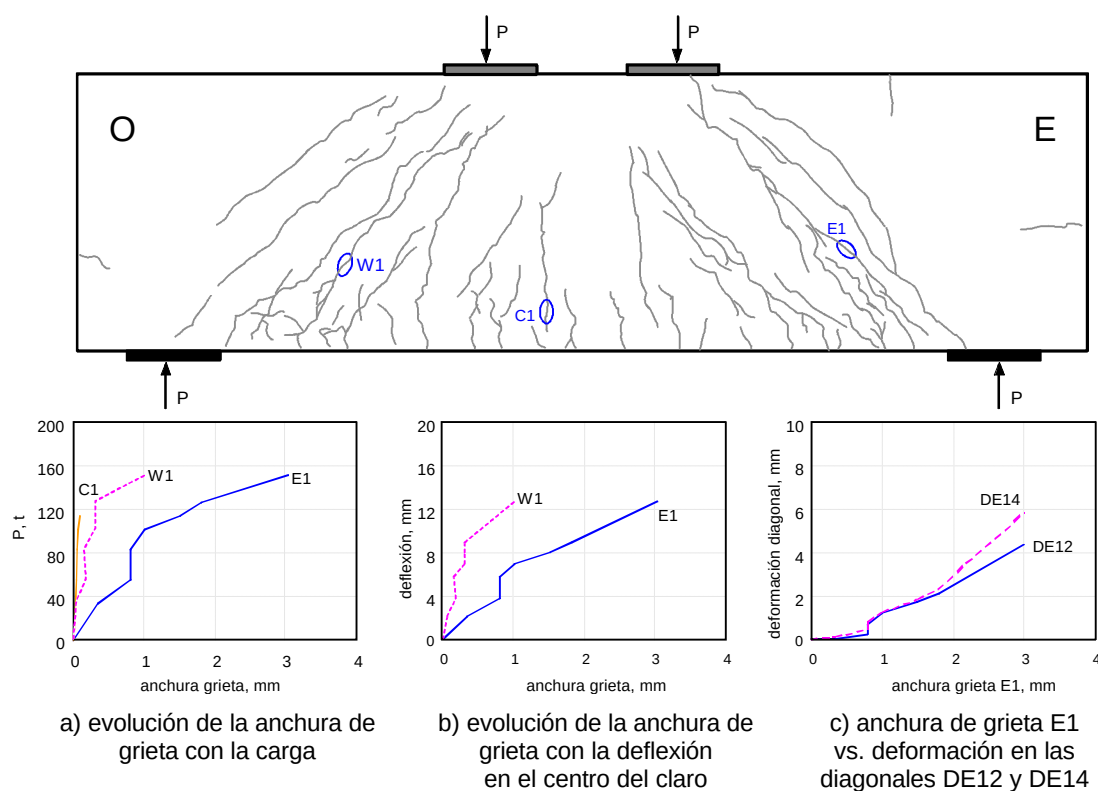


Figura 5.14 – Anchura de grietas (modelo MR)

En la tabla 5.1 se presenta la anchura medida de las grietas seleccionadas para diferentes niveles de carga. Las mayores anchuras se registraron en el lado Este de la viga. La grieta del centro del claro, formada como producto de la flexión y por la tensión en la fibra extrema inferior, no sufrió aumento significativo durante la prueba. La grieta del lado Oeste sí se incrementó durante el ensaye pero en menor proporción que la del lado Este, donde se concentró el daño.

Tabla 5.1 – Anchura de grietas (modelo MR)

Paso	P t	Deflexión, D mm	Anchura, mm		
			W1	E1	C1
22	32.7	2.1	0.05	0.35	0.00
34	55.2	3.7	0.18	0.80	0.03
49	82.7	5.7	0.15	0.80	0.04
59	100.2	6.8	0.3	1.00	0.05
65	112.7	8.0	0.3	1.50	0.07
70	125.3	8.9	0.3	1.80	0.10
83	150.0	12.5	1	3.00	

La fig. 5.14 relaciona la evolución de la anchura de las grietas con el incremento en el nivel de carga y en la deformación al centro del claro. Los mayores incrementos en la anchura de las grietas se presentaron después de desplazamientos de 8 mm o bien, después de que se presentaron las primeras fluencias. Para la grieta E1, se presenta también la relación entre la anchura de la grieta y las deformaciones de tensión en los transductores que cruzan la grieta (instrumentos DE12 y DE14 en la fig. 3.15a).

5.4 COMPORTAMIENTO DETALLADO

El comportamiento carga–deflexión del modelo MR se vio determinado por la historia de fluencias en el acero de refuerzo. En la fig. 5.15 se presenta, nuevamente, la curva carga–deflexión de esta viga y se relaciona la secuencia en las fluencias del refuerzo longitudinal y transversal. Se incluyen, adicionalmente, las resistencias de la viga calculadas de acuerdo con lo establecido por las Recomendaciones FIP de 1996 (*Fédération*, 1998) y el ACI318-99, así como según las Normas Técnicas Complementarias para Concreto del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (Departamento, 1996), considerando y sin considerar, la propuesta de reducción del 30 por ciento en la contribución del concreto a la resistencia a corte de vigas con peraltes mayores a 70 cm.

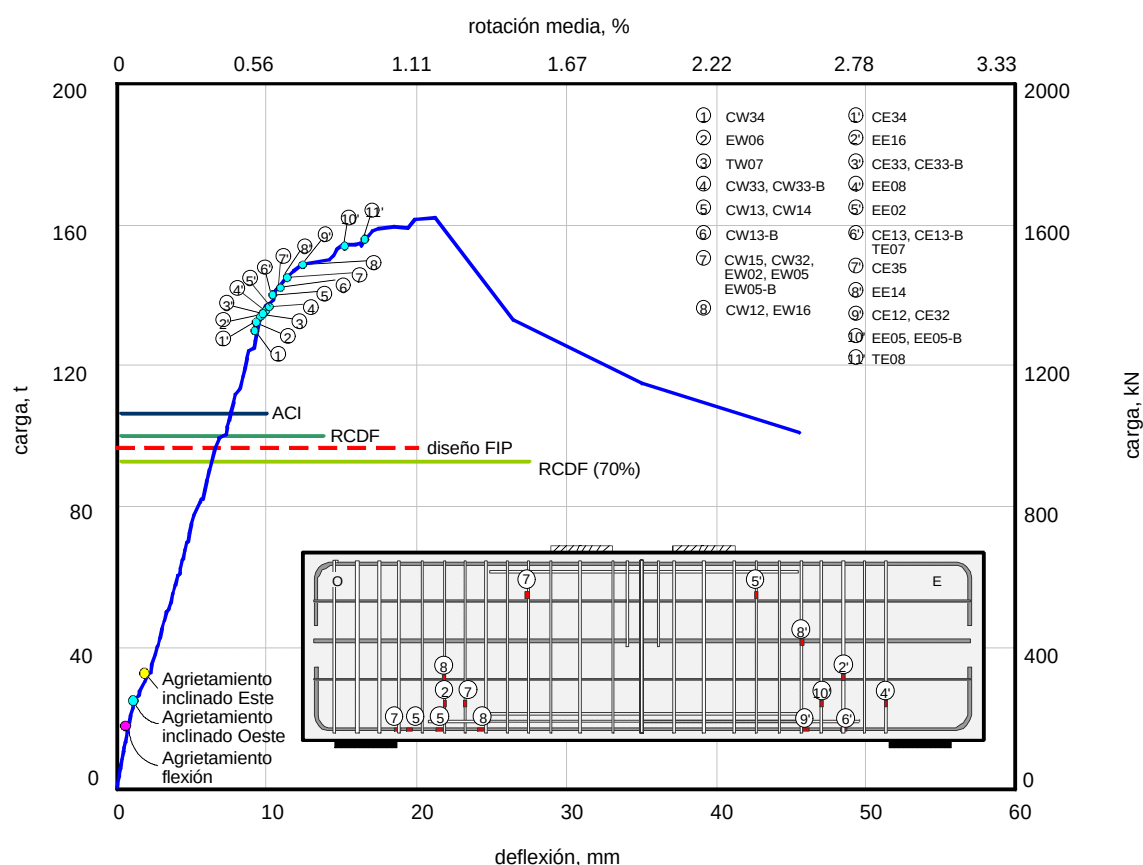


Figura 5.15 – Curva carga – deflexión y secuencia de fluencias (modelo MR)

La resistencia máxima alcanzada por el modelo MR fue de 163.3 t, que es mayor en 67 por ciento a la carga de diseño y en 55 por ciento a la predicción de acuerdo con el ACI318-99.

Se observa que el final de la etapa de proporcionalidad de cargas y deformaciones corresponde al inicio de las fluencias. El modelo presenta cuatro escalones de aumento en la deformación sin incremento

notable en la capacidad de carga, asociados a una disminución de la rigidez, después de exceder las 150 t y antes de alcanzar la carga última. En el esquema adjunto, sólo se observa, sin embargo, el orden de fluencias en la barra de refuerzo longitudinal de borde. La barra central se omite aunque los fenómenos asociados se presentan en la curva carga–deflexión.

Se presentó mayor cantidad de fluencias en el lado Este. Las primeras fluencias se presentaron casi simultáneamente, de manera simétrica, en los lechos de refuerzo inferior, al centro, en la zona de reacción del puntal principal (posiciones CW34 y CE34), después de exceder 132.6 t de cortante.

En general, el comportamiento indica que las fluencias en el refuerzo longitudinal provocaron mayores solicitaciones en el refuerzo transversal anclado en ellas e indujeron fluencias en los estribos cercanos. En los estribos no. 7 se registró el inicio de pequeñas plataformas de fluencia en las ramas transversales.

5.4.1 Refuerzo longitudinal

El espécimen MR contaba con 12 barras del no. 8 para momento positivo, distribuidas así: cinco barras en el lecho inferior, cinco barras en el lecho intermedio y dos barras en el tercer lecho. Las barras de estos dos últimos lechos se colocaron, intencionalmente, con el fin de proporcionar exceso de resistencia a momento al centro del claro y evitar una falla por flexión. El anclaje del refuerzo horizontal del primer lecho en la zona del nudo, sobre las placas de apoyo, se redujo en 30 por ciento mediante la colocación de fundas de poliuretano que evitaban la adherencia entre el acero y el concreto. Al igual que en el modelo MT, se suprimieron los estribos ubicados sobre la placa de apoyo en el lado Este del espécimen.

La barra de borde del lecho inferior se consideró representativa del refuerzo principal longitudinal de los lechos inferiores. Esta barra estuvo sujeta a fuerzas de tensión durante todo el ensaye, lo que se evidencia en las deformaciones de tensión de magnitud variable registradas en la prueba y que se presentan en la fig. 5.16. Se reemplazaron las deformaciones de las posiciones CE14 y CE15 por los registros correspondientes, CE34 y CE35, en la barra central de la viga (fig. 3.18) dado que se presentaron fallas en los instrumentos.

El trabajo de esta barra consistió en resistir el efecto de la tensión por flexión en la viga, servir como medio de anclaje para el refuerzo transversal y colaborar en la resistencia a cortante mediante el efecto de dovela. Las mayores deformaciones se desarrollaron, a ambos lados de la viga, en la zona de reacción del puntal de compresión, a partir del borde interior de los apoyos y hacia el centro del claro.

En general, se observó un comportamiento elástico del refuerzo del lecho inferior hasta alcanzar un cortante de 132.6 t (1300 kN). Antes del agrietamiento diagonal las deformaciones fueron despreciables. Después de la aparición de las primeras grietas por corte, se registraron deformaciones inferiores a 0.0005 (alrededor de 25 por ciento de la deformación de fluencia).

En la zona del anclaje, las deformaciones registradas fueron menores a la de fluencia, en ambos lados de la viga. La máxima deformación en esta zona fue del orden de 0.0014 y se presentó en la posición CE17. En general, las deformaciones en el lado Oeste, en esta zona de anclaje, fueron equivalentes al 50 por ciento de las registradas en el anclaje y gancho del lado Este.

Hacia el centro del claro, las deformaciones registradas, producto principalmente de las solicitaciones por flexión, fueron del orden de 0.0024, sin sobrepasar aún la etapa de proporcionalidad de cargas y deformaciones. Estas bajas deformaciones son explicables si se considera que el comportamiento estuvo dominado por corte y que hacia el centro del claro, las demandas de deformaciones por cortante, dada la configuración del sistema de cargas, fueron nulas. Por otro lado, en los lechos de acero, segundo y tercero, sometidos a tensión, las deformaciones registradas fueron menores a 0.002 de manera similar a la barra del primer lecho.

El refuerzo longitudinal de la parte superior de la viga, por su parte, se vio sometido a demandas de deformación de compresión menores a 0.0018 al centro del claro, dado que contribuyó, aunque en baja proporción, a la resistencia a compresión del puntal formado en la zona de compresión por flexión.

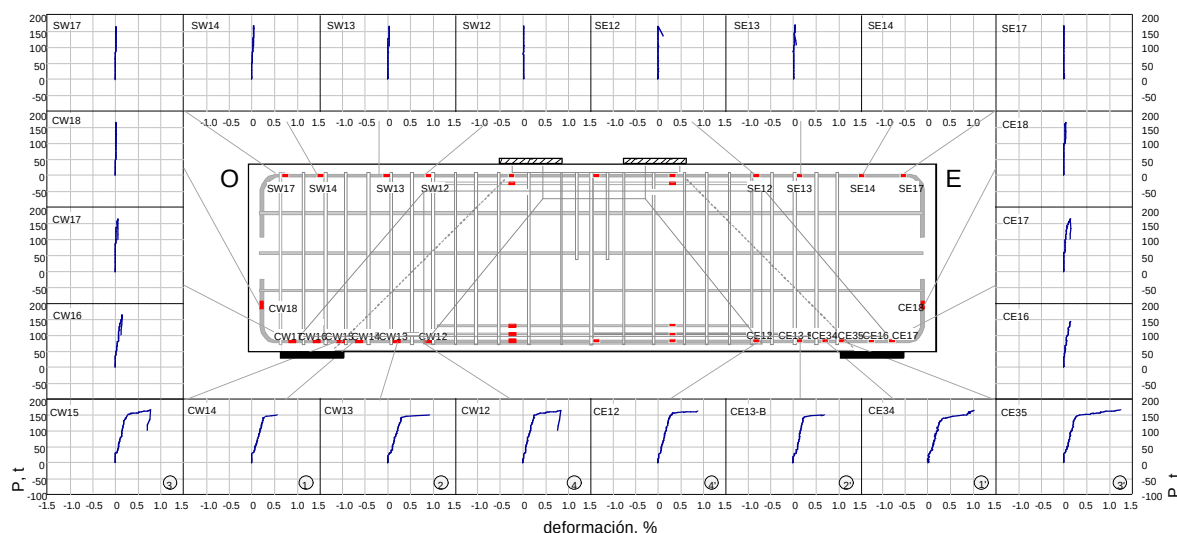


Figura 5.16 – Deformaciones en el refuerzo longitudinal (modelo MR)

En la barra de borde del refuerzo longitudinal inferior, las deformaciones alcanzaron los mismos órdenes de magnitud en ambos lados de la viga y las fluencias ocurrieron de manera aceptablemente simétrica. Hacia el final del ensaye, las mayores deformaciones se midieron en la posición CE35 de la barra central, que alcanzó 0.0124 ($5 \epsilon_y$). Por otro lado, deformaciones mayores a 0.008 se registraron a 30 y 60 cm de los bordes interiores de los apoyos Este y Oeste (posiciones CW13, CW13-B, CW33, CE12 y CW12).

La poca participación del refuerzo longitudinal en las posiciones CE16, CE17, CE18, CW16, CW17 y CW18 es indicativa de que el anclaje del refuerzo no fue solicitado.

La secuencia de fluencia del refuerzo horizontal del modelo MR se presenta también en la fig. 5.16. Se ha indicado el orden en que fluyeron las distintas secciones mediante números arábigos para el lado Oeste y número arábigos con apóstrofo para el lado Este. La primera fluencia del refuerzo horizontal se registró a 9 cm del borde interior del apoyo Oeste ($\Delta = 9.5$ mm, $P = 132.6$ t), en la barra central del lecho inferior a tensión (posición CW34). La posición de esta sección corresponde al borde exterior del puntal teórico de compresión.

En el lado Oeste, la fluencia en CW34 (CW14) estuvo seguida por la del refuerzo en las posiciones CW33 ($\Delta = 10.5$ mm, $P = 140.3$ t), CW13 y CW14 ($\Delta = 10.7$ mm, $P = 142.3$ t), CW15 y CW32 ($\Delta = 12.5$ mm, $P = 147.9$ t) y, finalmente, CW12 ($\Delta = 12.5$ mm, $P = 150.0$ t). Es decir, la fluencia se concentró en la zona de reacción del puntal de compresión. Igual tendencia se presentó en el comportamiento del lado Oeste, donde la primera fluencia en el refuerzo longitudinal se registró en la posición CE34 ($\Delta = 9.7$ mm, $P = 135.4$ t).

En $P = 163.3$ t, asociada a la resistencia del modelo, ya se había presentado la plastificación de todas las posiciones cercanas a la zona de reacción del puntal en ambos lados de la viga. La plastificación de las barras en las posiciones mencionadas y la fluencia del refuerzo transversal vecino estuvieron relacionadas (ver sección 5.4.2).

Al alcanzar la carga máxima, se presentó aplastamiento en el concreto en la zona de intersección de la cuerda a compresión y el puntal principal del lado Este. El daño en el concreto se extendió a lo largo del puntal principal y se presentó deslizamiento entre los dos bloques de concreto delimitados por el plano de falla. En la parte baja, adyacente al apoyo Oeste, se observa plegamiento del refuerzo longitudinal con tres puntos de inflexión en la deformada final de la viga, aparentemente definidos por la ubicación de los estribos.

Se desprendió el recubrimiento del concreto en la parte superior del puntal de compresión. Después de rigidizar la zona y de continuar aplicando carga se hizo más evidente la deformación en la fibra extrema inferior del modelo.

Por último, es importante resaltar que los niveles de deformaciones fueron comparables entre el acero longitudinal de borde y el del centro. Sin embargo, el efecto del confinamiento lateral en la barra central, que incrementa la rigidez por adherencia, así como el trabajo de anclaje de los estribos en la barra de borde, pudieron haber permitido el desarrollo de deformaciones ligeramente diferentes en ambas barras. En la barra central, por ejemplo, se registró la previa ocurrencia de algunas fluencias.

5.4.2 Refuerzo transversal

En la fig. 5.17 se presentan las curvas carga-deformación del refuerzo transversal instrumentado en el modelo MR. Se omite la posición EW04 debido a que se presentó falla en el deformímetro eléctrico. Se indican también en la fig. 5.17 los estribos en los que se presentó falla por tensión en la zona de doblez del gancho al alcanzar la carga máxima.

En general, el refuerzo transversal del modelo MR exhibió comportamiento a tensión durante todo el ensaye. El trabajo de los estribos en el lado Este se inició al alcanzar una fuerza cortante de 27.5 t, mientras que en el lado Oeste, las mediciones comenzaron a ser significativas en 30.2 t, después del agrietamiento diagonal. En ambos lados, todos los instrumentos permanecieron elásticos hasta niveles de deflexión al centro del claro del orden de 9.7 mm.

Las deformaciones registradas fueron menores a 0.015 en todos los deformímetros. Las mayores deformaciones se presentaron en los estribos no. 5 y no. 6 a ambos lados del modelo. En general, se midieron mayores niveles de deformación en el refuerzo transversal del lado Este.

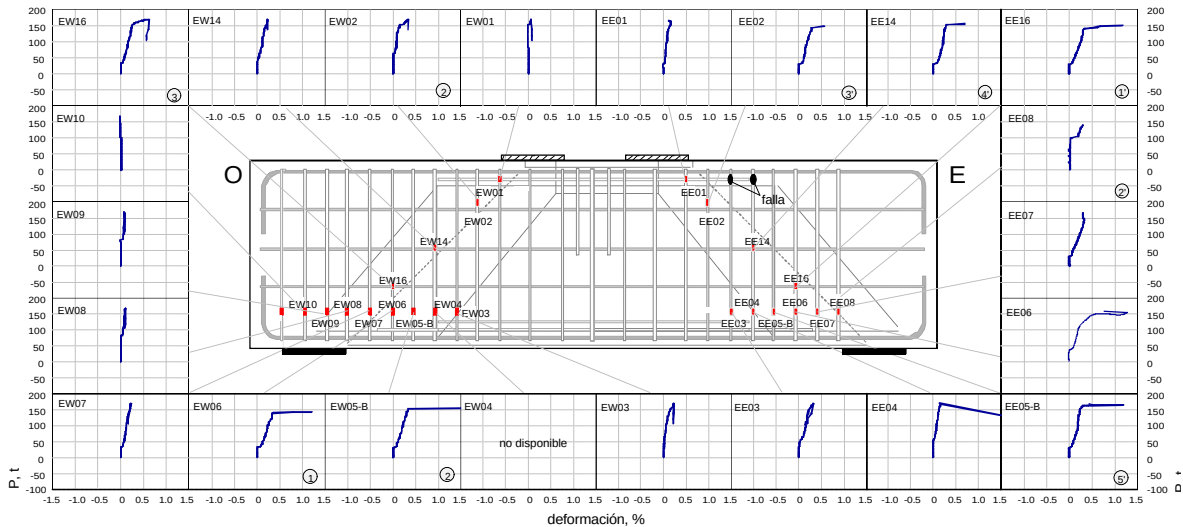


Figura 5.17 – Deformaciones en el refuerzo transversal (modelo MR)

Debido al daño en el deformímetro ubicado en la posición EW04 no pudo establecerse un patrón de comportamiento que confirmara la hipótesis de que las mayores deformaciones en el refuerzo transversal se esperarían en los lugares en los que la grieta diagonal cruza el estribo. En general, debido a que no se formó una sola grieta sino varias de anchura considerable y a que se concentró parte del daño en la parte inferior cerca del apoyo, las mayores demandas de deformación se presentaron en la parte inferior de los estribos instrumentados, principalmente en la zona de reacción del puntal de compresión.

Al alcanzar la carga máxima se presentó falla por tensión en los estribos EE3 y EE4 debido al fenómeno de cizallamiento del modelo y deslizamiento a lo largo de la grieta principal al momento de la falla.

En la fig. 5.17 se presenta con números arábigos y arábigos con apóstrofo, la secuencia de fluencia en el refuerzo transversal para los lados Oeste y Este, respectivamente. La primera fluencia en el refuerzo transversal se presentó a un tercio de la altura en el estribo no. 6 del lado Este, en la zona atravesada por una de las grietas diagonales (posición EE16) para un desplazamiento al centro del claro, $\Delta = 10.0$ mm y $P = 137.7$ t. Posteriormente se registró la fluencia en las posiciones EE08 ($\Delta = 10.5$ mm, $P = 139.6$ t), EE02 ($\Delta = 10.5$ mm, $P = 140.3$ t), EE14 ($\Delta = 11.8$ mm, $P = 147.9$ t) y EE05 y EE05-B ($\Delta = 15.3$ mm, $P = 155.6$ t).

En el lado Oeste las fluencias estuvieron precedidas por la del estribo no. 6 en la parte inferior (posición EW06) que se registró para $\Delta = 9.7$ mm y $P = 135.4$ t. Posteriormente ocurrieron en el siguiente orden: EW05, EW05-B y EW02 ($\Delta = 11.8$ mm, $P = 147.9$ t) y, EW16 ($\Delta = 12.5$ mm, $P = 150.0$ t).

Se presentaron fluencias también en las ramas transversales de los estribos ubicados inmediatamente después de la cara interior de las placas de apoyo a ambos lados, probablemente influenciadas por el cambio en la rigidez en la zona y por el deterioro causado por la reacción del puntal principal así como por la formación de campos de tensión en la misma.

Como se observa en la fig. 5.18, en la que se presenta la distribución de deformaciones en los estribos a lo largo de la viga para algunos niveles de carga y se compara con las distribuciones correspondientes en las barras exterior y central del lecho inferior del refuerzo longitudinal, las deformaciones en el refuerzo transversal no fueron simétricas a ambos lados de la viga. Se omiten en la figura los puntos correspondientes a deformímetros con mal funcionamiento o falla a partir de cierto nivel de carga. Se presentan las cargas correspondientes a la aparición de la primera grieta diagonal ($P = 25.1$ t), la carga de diseño ($P = 97.7$ t), la primera fluencia en el refuerzo longitudinal ($P = 132.6$ t), la carga última ($P = 163.3$ t) y tres niveles más de carga en los que se consideró que las fluencias ocurridas fueron determinantes en el comportamiento del modelo ($P = 142.6$ t, $P = 150.0$ y $P = 155.6$ t).

Únicamente a partir del estribo no. 7, ubicado a 14 cm del borde interior del apoyo, las demandas de deformación fueron suficientes para producir la fluencia del refuerzo transversal. Los estribos colocados desde ese punto hacia los extremos de las vigas no tuvieron solicitaciones significativas. Los deformímetros ubicados en los estribos no. 9, no. 10 y no. 11 del lado Oeste tuvieron deformaciones muy bajas, muy inferiores a la deformación de fluencia. Esto explica el hecho de que la ausencia de los estribos correspondientes en el lado Este no haya sido determinante en el comportamiento del modelo.

Como ya se mencionó anteriormente, las mayores deformaciones se presentaron, en el lado Oeste, en el estribo no. 5 y, en el lado Este, en el estribo no. 6. En el lado Oeste, las deformaciones son menores a la de fluencia en el refuerzo transversal ubicado sobre el apoyo y, únicamente, se registran deformaciones significativas en las posiciones EW06 y EW05. En el lado Este, es notoria la concentración de deformaciones en la posición EE06 mientras que en los estribos aledaños las deformaciones fueron apenas superiores a la de fluencia. Estas concentraciones de deformaciones indican que la porción del cortante que debía tomar el acero no se distribuyó uniformemente en cierto número de estribos sino que las demandas se concentraron de acuerdo con la geometría del modelo y la orientación del agrietamiento inclinado en uno o dos estribos ubicados hacia el centro del puntal principal. Los niveles máximos de deformación alcanzados fueron del orden de 1.4 y 1.5 por ciento en los lados Este y Oeste, respectivamente (aproximadamente seis veces la deformación de fluencia medida).

Para niveles de carga inferiores a 150.2 t, las deformaciones en el refuerzo longitudinal coincidieron con las demandas en los estribos, sin embargo, para cargas cercanas a la carga última, se observó concentración de las deformaciones en el refuerzo longitudinal en la zona de reacción del puntal de compresión a ambos lados de la viga. Las deformaciones superaron el uno por ciento en la carga máxima. Los puntos más deformados coinciden con aquéllos en los que el efecto de plegamiento del refuerzo longitudinal fue notorio después de la falla.

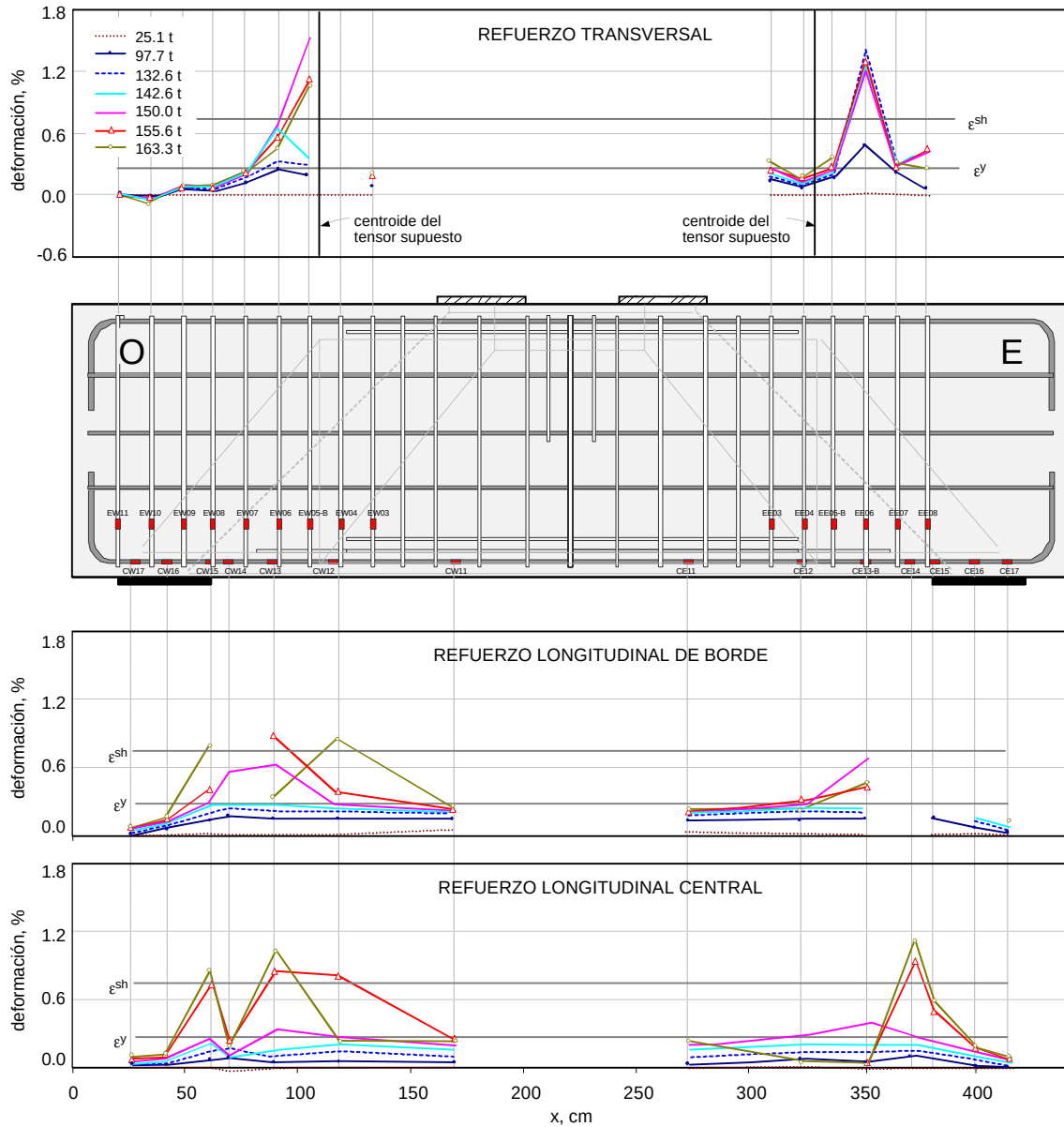


Figura 5.18 – Distribución de deformaciones en el refuerzo (modelo MR)

En la fig. 5.19 se presentan las curvas de distribución de esfuerzos en el acero, tanto longitudinal como transversal. Para el acero longitudinal se incluyen una barra de borde y la barra central del lecho inferior, ya que, a pesar de que, para una sección dada, se esperaría una distribución uniforme de deformaciones en el plano de un mismo lecho; en algunos casos, estas barras registraron niveles de deformación diferentes. Esto, probablemente debido a que el mejor confinamiento de la barra central y el trabajo de anclaje de los estribos en la barra de borde afectan la contribución de cada una. Se incluye también un esquema del estado final de daño del modelo.

En ambos lados del modelo, en el refuerzo transversal se registraron esfuerzos de fluencia concentrados en el tercio exterior del claro de cortante. En el lado Oeste es claro el hecho de que los esfuerzos en los estribos se van incrementando desde niveles despreciables en el extremo de la viga hacia el centro y hasta alcanzar la posición con mayor concentración de esfuerzos o tensor principal del modelo.

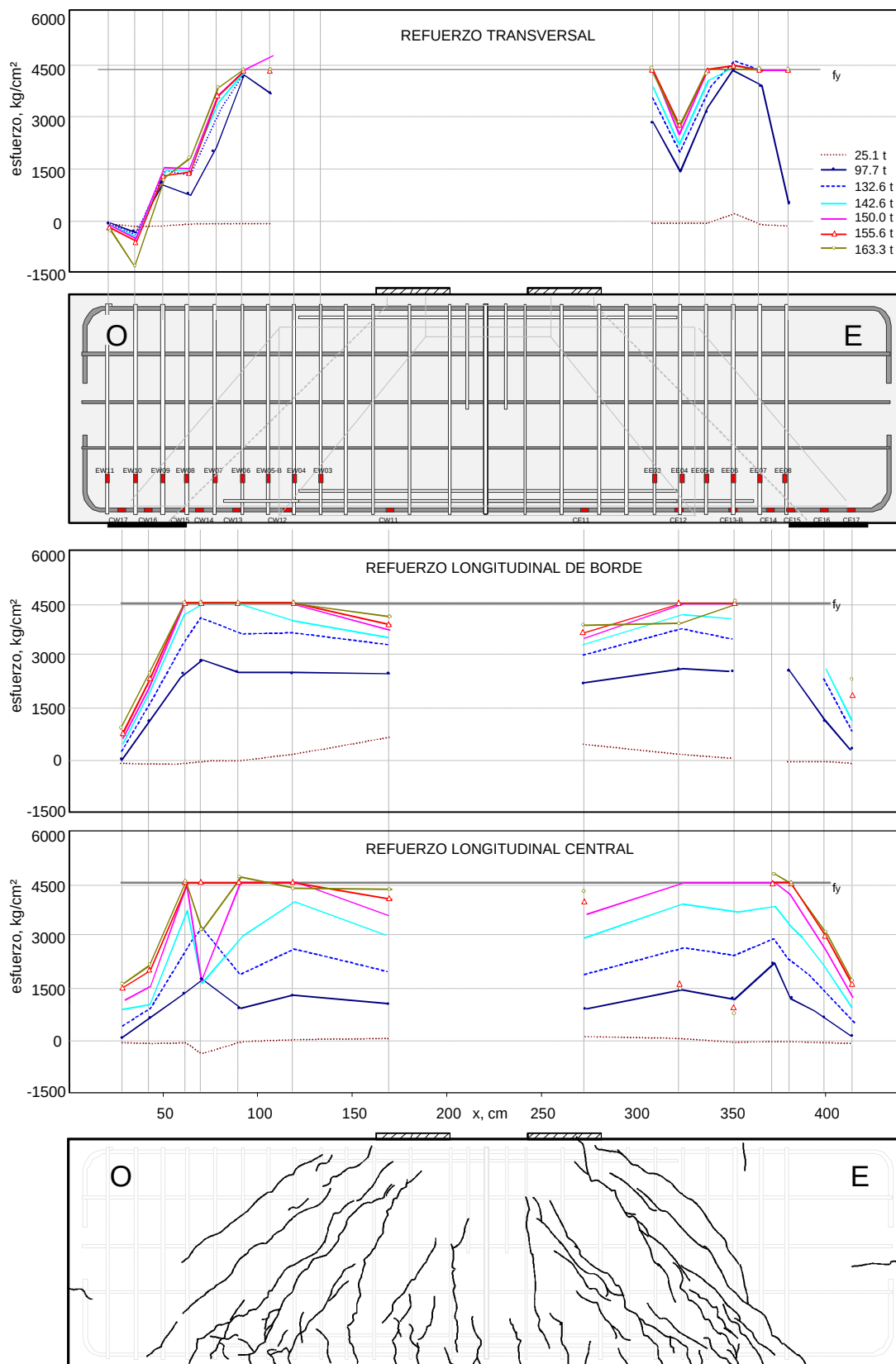


Figura 5.19 – Distribución de esfuerzos en el refuerzo (modelo MR)

Por su parte, en el refuerzo longitudinal los niveles de esfuerzo fueron, en términos generales, uniformes en posiciones consecutivas. En la zona interior de los apoyos se presentó fluencia en ambos lados de la viga para cargas superiores a 150 t. Se observa el desarrollo de los esfuerzos hasta alcanzar el de fluencia desde el extremo de las barras hacia el centro, localizándose el primer esfuerzo de fluencia en el borde interior de la placa de apoyo a cada lado.

5.5 MECANISMO DE FALLA

En el modelo MR el agrietamiento se presentó inicialmente en el lado Oeste, para cortante de 25.1 t, y luego en el lado Este para $P = 32.7$ t. El agrietamiento por flexión y, en general, las sollicitaciones de este tipo no fueron determinantes en el comportamiento del espécimen. La primera fluencia se presentó en el refuerzo longitudinal para una carga de 132.6 t. A partir de entonces, se desarrollaron fluencias tanto en los estribos como en el refuerzo longitudinal del lecho inferior de manera que, al alcanzar una carga aplicada de 155.6 t, se habían ya presentado todas las fluencias registradas.

En términos generales, puede resumirse el mecanismo de la siguiente manera. Al iniciar la aplicación de carga en la viga, se presentaron demandas por flexión y se formó el equilibrio mediante una zona a compresión en la parte superior y tensiones en la parte inferior, de manera que la fibra extrema, sometida a tensión, se fisuró y se originaron grietas cortas verticales. Hasta la formación de la primera grieta diagonal, el concreto tomó prácticamente todo el cortante y, a partir de la formación del agrietamiento inclinado, se inició el trabajo de los estribos. La carga aplicada se distribuyó entre el refuerzo transversal y el concreto con trabajo de puntal, mediante la formación de un puntal de compresión con una inclinación aproximada de 44° . Con el incremento de la carga se aumentaron las sollicitaciones en el concreto y en el refuerzo transversal, registrándose en este último, fluencias al alcanzar cargas superiores a 140 t. El refuerzo longitudinal del lecho inferior por su parte, resistió las sollicitaciones de tensión debidas a la flexión y a la deformación por cortante, experimentando sus máximas deformaciones en la zona interior de los apoyos anclaje y desarrollando las fluencias a partir del límite de la zona rígida, de manera que el gancho y la parte de la barra ubicada sobre los apoyos sirvieron como medios de anclaje.

La contribución del concreto, sin embargo, se vio limitada por la resistencia a compresión del concreto y cuando se excedieron los esfuerzos límites reales, cerca de la zona de aplicación de carga, se produjo la falla de tipo frágil por aplastamiento del concreto y se presentó redistribución de esfuerzos. Los estribos, debido a la concentración de esfuerzos, se vieron sometidos a más altas demandas y presentaron fallas por tensión en las zonas débiles, cerca de los dobleces, acelerando el simultáneo fenómeno de deslizamiento entre los dos bloques de concreto a lado y lado de la viga y el consecuente plegamiento del refuerzo longitudinal, observado, de manera incipiente, desde etapas anteriores de la prueba. A partir de entonces, aumentaron las deformaciones permanentes en la viga pero se perdió capacidad de carga. El modo de falla fue similar al presentado para el modelo MT en la fig. 4.20.

En la fig. 5.20 se presenta la superposición del agrietamiento del modelo MR y su refuerzo. Se observa que la grieta principal del lado Este cruza siete estribos; sin embargo, el puntal total atraviesa ocho estribos. Con base en eso y tomando en cuenta los esfuerzos registrados y presentados en la fig. 5.19, puede calcularse la contribución del acero por medio de los estribos atravesados por la grieta principal en el lado Este. Se estima que la carga resistida por los ocho estribos que cruzan la grieta es cercana a 81 t (794 kN) al momento de la falla, es decir, 27 por ciento mayor que la supuesta para la carga de diseño empleando las propiedades nominales de los materiales, y equivalente apenas al 91 por ciento de la predicha para el mismo modelo con las propiedades medidas de los materiales. De esta manera la

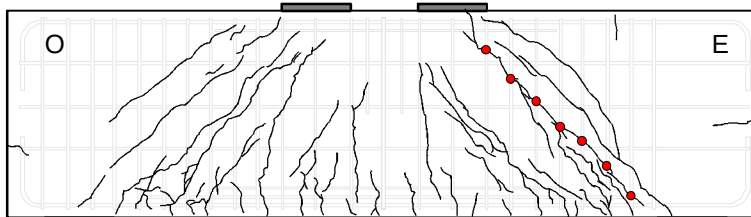


Figura 5.20 – Agrietamiento final y refuerzo transversal (modelo MR)

porción del cortante resistida por el concreto es cercana a 81t (794 kN) lo que significa un esfuerzo de compresión en el puntal inclinado, con base en la geometría supuesta, del orden de 225 kg/cm² (22 MPa) que provocó la falla por aplastamiento del concreto. El esfuerzo registrado en el concreto fue mayor en un 46 por ciento al esfuerzo efectivo calculado con base en las Recomendaciones FIP 1996 para $f'_c = 360$ kg/cm² (36 MPa) y en 88 por ciento al esfuerzo de diseño (120 kg/cm²).

5.6 RESUMEN

En esta sección se presenta una síntesis del comportamiento general del modelo MR. Se resumen el estado final de daño, las principales características del comportamiento carga–deflexión y la historia de fluencias del refuerzo empleado.

5.6.1 Estado final de daño

En el modelo MR el daño se caracterizó por la formación de grietas diagonales extendidas desde los puntos de aplicación de carga hasta las partes interiores de las placas de apoyo. La inclinación de estas grietas fue del orden de 44°. El agrietamiento se desarrolló a partir de pequeñas grietas por flexión al centro del claro, seguido por la formación de dos grietas diagonales principales y las posterior propagación de grietas inclinadas que definieron la formación de dos puntales de concreto a compresión a través de los cuales se transmitió una porción de la carga aplicada a los apoyos.

La falla presentada fue de tipo frágil, por aplastamiento del concreto a lo largo del puntal diagonal Este. Después de la pérdida de capacidad de carga se acentuó el deslizamiento observado, después del agrietamiento inclinado, entre los dos bloques de concreto definidos por la grieta más importante del lado Este, provocando aumento en el plegamiento del refuerzo longitudinal, ya iniciado por la acción de dovela.

No se observó daño importante en las regiones nodales de los apoyos ni se registró un alto nivel de sollicitaciones en la zona de anclaje del refuerzo longitudinal.

5.6.2 Deflexión y resistencia

En la curva carga–deflexión del modelo MR se distinguió un comportamiento elástico–lineal hasta deformaciones del orden de 10.5 mm cuando se presentaron las primeras fluencias. El desplazamiento máximo alcanzado al centro del claro fue de 21.4 mm para una carga aplicada de 163.3 t.

La ductilidad de desplazamiento observada fue de 2.04. La rotación media observada fue de 1.2 por ciento. La relación entre la carga máxima resistida y la carga de diseño fue de 1.68, debido a algunos factores mencionados en el capítulo anterior.

5.6.3 Comportamiento del refuerzo

En el modelo MR los niveles máximos de deformación alcanzados fueron del orden de 0.012 ($\approx 6 \epsilon_y$). Todos los instrumentos ubicados en la zona de reacción del puntal de compresión, es decir en los lados interiores de los apoyos, registraron fluencia. La fig. 5.21 presenta vistas en planta de los estribos y del primer lecho de refuerzo longitudinal, en las que se marcan los elementos que desarrollaron deformaciones mayores a la de fluencia.

En general, en el lado Este fueron ligeramente mayores las deformaciones en el refuerzo que en el lado Oeste. En el primero se desarrollaron las fluencias antes que en el segundo.

En ambos lados se presentó fluencia en los estribos colocados a lo largo del puntal principal en la parte superior. Las mayores deformaciones en el refuerzo transversal del lado Este se presentaron en el estribo EE6. En la zona de anclaje, encima de las placas de apoyo, las deformaciones fueron menores a la de fluencia.

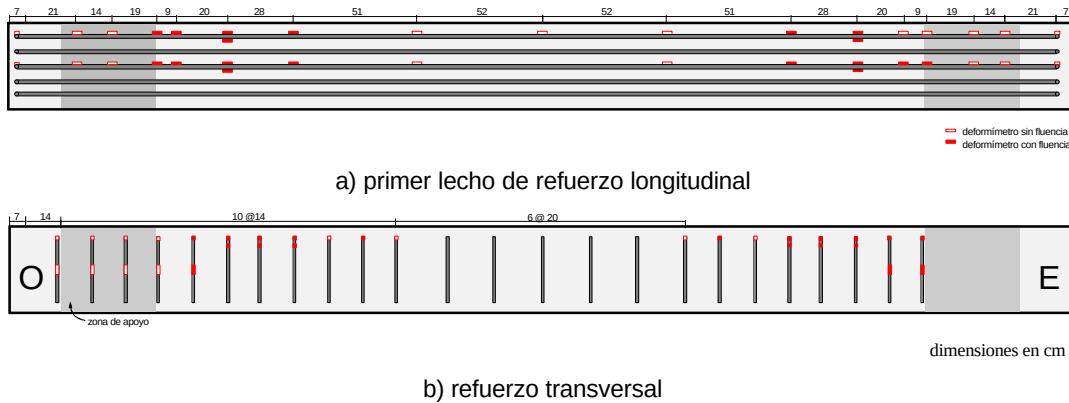


Figura 5.21 – Fluencias en el refuerzo –vista en planta– (modelo MR)

En la fig. 5.22 se presenta la secuencia de fluencia del refuerzo del modelo MR. Para el refuerzo longitudinal se indican únicamente las fluencias en las barras exteriores. Al alcanzar una carga de 132.6 t ocurrió la primera fluencia del refuerzo longitudinal en el lado Este en una barra central, en la zona de reacción del puntal de compresión (posición CE34) ①'. Luego, en el estribo más cercano, ocurrió fluencia en la zona en la que es cruzado por la grieta diagonal ②'. Fluyó posteriormente el refuerzo longitudinal al otro lado de dicho estribo, también al centro de la sección (posiciones CE33 y CE33-B) ③'. Con el incremento de carga se produjo fluencia en el estribo ubicado en el límite interior del apoyo (EE08) ④' y luego en uno de los estribos a lo largo del puntal principal, cerca de la zona de intersección con la cuerda superior a compresión (EE02) ⑤'. Posteriormente fluyeron el acero longitudinal de borde en la zona de reacción del puntal (CE13 y CE13-B) y la rama transversal del estribo cercano (TE07) ⑥'. Más tarde, se registraron deformaciones mayores a la de fluencia en las posiciones CE35 ⑦' y EE14 ⑧', en el centro del estribo que atraviesa el puntal de compresión, y; en las posiciones CE12 y CE32, en el refuerzo longitudinal en la zona del centroide del tensor supuesto, ⑨'; que indujeron fluencia en el estribo contiguo (EE05 y EE05-B) ⑩'. Finalmente, fluyó la rama transversal del estribo ubicado en el límite del apoyo.

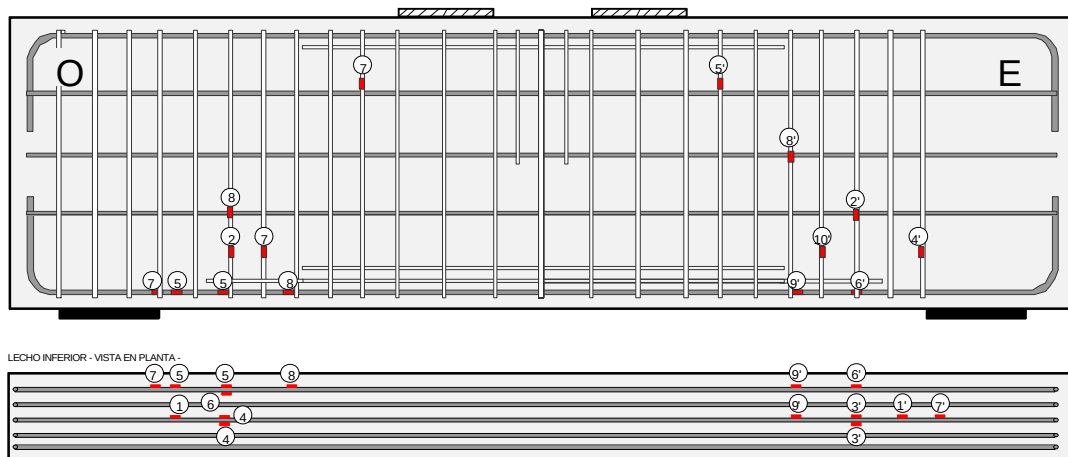


Figura 5.22 – Secuencia de fluencia del refuerzo (modelo MR)

En el lado Oeste se presentó fluencia casi en el borde del apoyo en la zona límite del puntal en la barra central del lecho inferior de refuerzo longitudinal (posición CW34) ① y luego en el estribo no. 6 en la posición EW06 ② y en la rama transversal del estribo más cercano (TW07) ③. Continúo la fluencia en el refuerzo longitudinal en la zona inferior con mayor agrietamiento por corte y formación del puntal (posiciones CW33, CW33-B ④; CW13, CW14 ⑤ y CW13-B ⑥). Posteriormente fluyeron el estribo EW05 que atravesaba el puntal principal, el refuerzo longitudinal en el límite del apoyo (CW15) y un estribo en la zona de compresión (EW02) ⑦. Finalmente, se presentó fluencia en CW12 y EW16 ⑧.

Por último, cabe resaltar que las bajas deformaciones registradas en las zonas de anclaje del refuerzo longitudinal, en los ganchos del mismo y en los estribos ubicados en la zona de apoyo, fueron indicativas de solicitaciones muy bajas y de poca demanda del sistema de adherencia en la interfaz acero-concreto, resultando poco significativo en el comportamiento del modelo. Por otro lado, la reducción en la longitud de desarrollo del refuerzo longitudinal, tampoco influyó en la pérdida de capacidad de carga y/o deformación del modelo, precisamente, debido a que no fue el mecanismo que controló la falla.

CAPÍTULO 6

MODELO CT

6.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se describe el comportamiento del modelo CT. Para tal fin se consideran las observaciones realizadas durante el ensaye y los registros obtenidos de la instrumentación. En la primera parte se estudian la evolución del daño y de las deformaciones a lo largo de la prueba, el incremento en la anchura de las grietas y la curva histerética carga–deflexión. Se evalúa el efecto de la carga cíclica en el comportamiento general.

Posteriormente, se analiza el comportamiento del refuerzo longitudinal y transversal, se evalúa la distribución de deformaciones en la viga, así como, la formación del mecanismo resistente y se compara con el modelo de puntales y tensores supuesto.

6.2 DEFINICIÓN DE PARÁMETROS

El comportamiento de estructuras sujetas a acciones sísmicas se puede estudiar mediante los valores y las tendencias de distintos parámetros que relacionan sus propiedades geométricas y mecánicas. A continuación se presentan las definiciones de algunos de estos parámetros relacionados con las cargas cíclicas. Se hace referencia a ellos para interpretar el desempeño global y local de los especímenes ensayados.

6.2.1 Curva histerética

La *curva histerética* de un modelo es la representación gráfica de la relación entre la carga lateral y la deformación asociada a lo largo del ensaye. El fenómeno por el que los tramos de carga y descarga no se superponen, se denomina histéresis. En estos casos no se restituye todo el trabajo invertido en la deformación de la viga y se produce, por tanto, disipación de energía.

6.2.2 Consideraciones sobre el análisis de deformímetros

A continuación se presentan las consideraciones más importantes que se establecieron para el análisis de los deformímetros eléctricos. En este análisis, las deformaciones registradas por los deformímetros se transformaron a esfuerzos empleando la curva esfuerzo–deformación idealizada de la fig. 6.1 (Rodríguez y Botero, 1994). El modelo se utilizó para representar el comportamiento del acero grado 42 fabricado en México, tanto para refuerzo longitudinal como para refuerzo transversal.

En ambos casos, la rigidez inicial del acero de refuerzo se consideró igual al módulo de elasticidad teórico del acero, E_s (2 100 000 kg/cm² o 206 010 MPa) y el esfuerzo de fluencia, f_y , se supuso igual al valor medio obtenido de las pruebas monótonas que se practicaron al acero de refuerzo empleado en la construcción de los especímenes (tabla 3.7).

Dadas las limitantes de la máquina universal del Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED, no se efectuaron ensayos cíclicos reversibles a las probetas del acero de refuerzo. Esto implica que las relaciones de la fig. 6.1 deben considerarse como indicativas y no como modelos representativos del comportamiento real del acero de refuerzo empleado ante cargas cíclicas reversibles. Los esfuerzos obtenidos a partir de la relación esfuerzo–deformación de la fig. 6.1 tendrán, igualmente, carácter indicativo. La consideración anterior acepta que las curvas de los ensayos monótonos coinciden con las envolventes de los modelos ante cargas cíclicas. No obstante esta simplificación, las tendencias descritas son válidas, puesto que son independientes del modelo de comportamiento esfuerzo–deformación del acero.

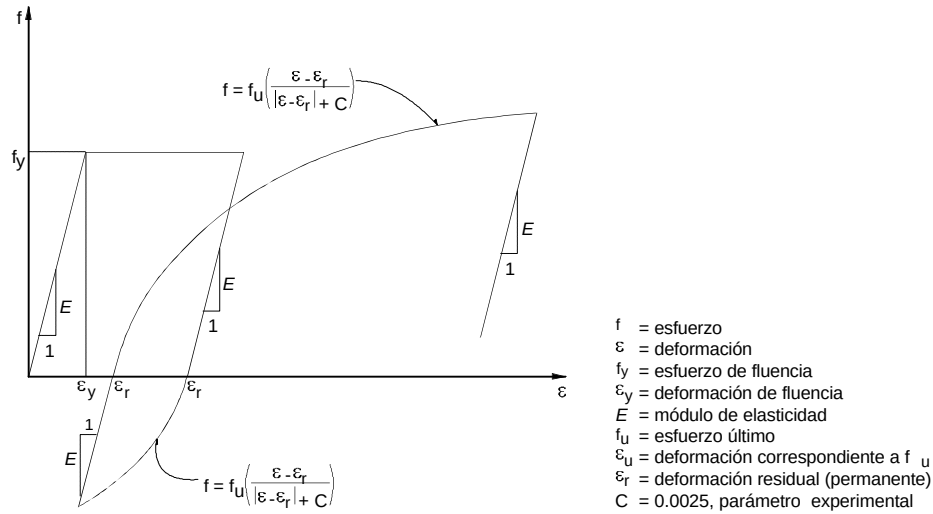


Figura 6.1 – Curva esfuerzo–deformación idealizada para el comportamiento del acero de refuerzo grado 42 ante carga cíclica

La *fluencia* del acero de refuerzo se definió como la presencia de deformaciones permanentes después del registro de deformaciones mayores a la de fluencia medida, ε_y . La deformación de fluencia para el acero de refuerzo se consideró igual a la reportada en la tabla 3.7. La deformación de fluencia para las barras no. 4 fue de 0.26 por ciento y para las barras no. 8 fue de 0.25 por ciento. Estos valores corresponden a los detectados experimentalmente durante los ensayos a las probetas del acero de refuerzo empleado en la construcción de los modelos. Las deformaciones asociadas con la fluencia de los distintos tipos y diámetros del acero de refuerzo corresponden al final de la etapa de proporcionalidad de la curva esfuerzo–deformación.

6.3 COMPORTAMIENTO GENERAL

Este modelo, al igual que el modelo MT, se diseñó y detalló según la práctica actual. Fue sometido a carga cíclica reversible con el fin de determinar el efecto de las acciones repetidas en su comportamiento. Las fuerzas aplicadas en dirección contraria a la dirección principal de carga (dirección positiva) aplicada a los modelos MT y MR, se denominaron cargas negativas. Su función fue la de estabilizar el daño del espécimen en ambas direcciones y simular el efecto de las fuerzas sísmicas.

La viga CT se construyó con concreto con una resistencia media a la compresión de 360 kg/cm² (36 MPa). El esquema de refuerzo fue el mismo empleado en todos los especímenes, con diferentes cuantías de refuerzo transversal en las zonas de apoyos (fig. 3.5).

El refuerzo longitudinal estaba formado por 12 barras del no. 8 (25.4 mm) para momento positivo y 6 barras del no. 8 (25.4 mm) para momento negativo. El refuerzo transversal constaba de estribos del no. 4 (12.7 mm) a cada 14 cm en el claro de cortante y a 20 cm en el centro del claro. En el lado Este se suprimieron los estribos ubicados sobre la placa de apoyo. Todo el refuerzo tenía un esfuerzo nominal a la fluencia de 4 200 kg/cm² (412 MPa).

El daño en el modelo CT estuvo caracterizado por la formación de grietas inclinadas con la misma orientación que una extendida desde los puntos de aplicación de carga hacia los apoyos. Aunque el daño fue mayor en la dirección positiva, la aparición de grietas se propagó en ambas direcciones con el incremento de la carga.

Las grietas observadas son típicas de elementos peraltados sometidos a altas demandas de deformación por cortante. Este tipo de sollicitación controló el comportamiento del modelo por encima de la flexión y el deterioro o fallas de adherencia.

La carga máxima resistida por el modelo CT fue de +163.5 t y la deflexión máxima al centro del claro, en la dirección positiva, fue $\Delta = +27.1$ mm.

Como se mencionó en el cap. 3, durante el ensaye del modelo CT fue necesario reemplazar la parte del marco de carga que permitía que reaccionaran las cargas negativas. Inicialmente, éste estaba formado por yugos metálicos sostenidos por barras de alta resistencia. Posteriormente, fue reemplazado por marcos con vigas y columnas de acero (fig. 3.13). El primer sistema presentó una alta flexibilidad que, sumada a que se presentaron desplazamientos del modelo como cuerpo rígido al aplicar carga negativa, produjo el registro de deflexiones negativas mayores a las reales. La deflexión medida incluía la deflexión por deformación del modelo, la deformación de las barras de alta resistencia y el movimiento de la viga. Aunque con el empleo del marco tipo 3 se redujo el problema en un alto porcentaje, se detectó aún el hecho de que las deflexiones registradas tenían una componente de deformación y desplazamientos en el marco también producto del juego entre algunas de las piezas. En ambos casos, con el fin de corregir las deflexiones negativas medidas se hizo un análisis posterior para calcular la rigidez de los marcos de carga (tipo 2 y tipo 3), así como la rigidez inicial de la viga y se estimaron las deflexiones negativas reales, suprimiéndoles, de la manera más aproximada posible, los desplazamientos por el tipo de marco empleado en cada parte de la prueba. Es por esto por lo que en la historia de desplazamientos (fig. 3.14a) se observa que las deflexiones máximas en la dirección positiva son mayores que las deflexiones en la dirección negativa y, en adelante, los picos positivos y negativos, correspondientes a un mismo ciclo, serán de magnitudes diferentes.

Por otro lado, al alcanzar algunos de los picos en la dirección positiva, las deflexiones al centro del claro aumentaron sin incremento en la carga aplicada de manera que, no en todos los casos, el incremento de deflexión pico a pico fue de 3 mm.

6.3.1 Evolución del daño

Durante el ensaye, al alcanzar los desplazamientos máximos de cada ciclo (picos) se marcaron las nuevas grietas que aparecían en el modelo. Se empleó color azul para el agrietamiento provocado por la carga en la dirección positiva y color verde para las grietas de los ciclos negativos; esto, con el fin de diferenciar las grietas producto de cada dirección de carga. Simultáneamente, se dibujó en papel el agrietamiento y se tomaron las fotografías correspondientes. Estos patrones e historias proporcionan importante información del modo de falla. En la fig. 6.2 se presentan los agrietamientos registrados para las deflexiones máximas.

El primer indicio de daño fue la aparición de grietas cortas verticales en el centro del claro en la fibra extrema a tensión para carga positiva, como producto de la flexión. En el ciclo 2, antes de alcanzar el pico positivo ($\Delta = +3.2$ mm, $P = +45.6$ t) se registraron las primeras grietas inclinadas para una deflexión $\Delta = +2.5$ mm (fig. 6.2a). De igual manera, en la dirección negativa, se observó la aparición de grietas cortas por flexión al centro del claro, en la parte superior de la viga, antes del segundo pico negativo ($\Delta = -2.1$ mm, $P = -7.5$ t).

En el ciclo 4 aparecieron nuevas grietas inclinadas en la dirección positiva ($\Delta = +6.3$ mm, $P = +84.7$ t). En general, estas grietas consistían en grietas paralelas a una grieta principal extendida desde los puntos de aplicación de carga hasta los apoyos con una inclinación cercana a los 42° (fig. 6.2b). En el pico negativo de este ciclo ($\Delta = -3.1$ mm, $P = -28.3$ t) ya se había formado la primera grieta inclinada en la dirección negativa en el lado Este, con una orientación de 50° .

Con el incremento de las deflexiones al centro del claro, las grietas por flexión se hicieron más largas y las grietas inclinadas se extendieron y aumentaron su anchura. A partir del ciclo 5, repetición del ciclo 4, el incremento en la anchura de las grietas por flexión dejó de ser notorio; éstas se estabilizaron y el daño se concentró en el agrietamiento diagonal. En el pico positivo se observó que, para alcanzar la deflexión, el valor de fuerza cortante fue menor al observado en el ciclo 4 en, aproximadamente, siete por ciento. En el pico

negativo de este ciclo ($\Delta = -2.6$ mm, $P = -33.6$ t) aparecieron las primeras grietas inclinadas en el lado Oeste y se extendió la grieta del lado Este.

En el ciclo 6 se alcanzaron deflexiones al centro del claro de +9.3 mm y -4.8 mm en los picos positivo y negativo, respectivamente. El cortante asociado a las deflexiones en los picos fue de +121.3 t y -42.4 t. En la fig. 6.2c se presenta el estado de daño en este ciclo. En este ciclo se excedió la carga de diseño en la dirección positiva y se alcanzó el 85 por ciento de la carga de diseño en dirección negativa. Se observaba un profuso agrietamiento representado por grietas inclinadas de corte y grietas verticales por flexión en el centro del claro en las fibras extremas superior e inferior de la viga.

El ciclo 7 fue repetición del ciclo 6, de manera que los desplazamientos registrados en ambas direcciones fueron muy similares a los del ciclo anterior. Las cargas aplicadas, por su parte, fueron del orden de 95 por ciento de las del ciclo 6.

Para los ciclos 8 y 9 se alcanzaron cortantes cercanos a 140 t en la dirección positiva. La deflexión registrada en el pico positivo del ciclo 8 fue $\Delta = +12.0$ mm; mientras que en el pico negativo del mismo ciclo se alcanzaron -4.8 mm. La fig. 6.2d muestra el estado de daño correspondiente al ciclo 8. Se observa la aparición de grietas horizontales en el tercio medio de la altura en el extremo Oeste.

En el ciclo 10 se observó un aumento significativo del nivel de daño en la dirección negativa representado por nuevas grietas inclinadas (fig. 6.2e). En el pico positivo se alcanzó una deflexión $\Delta = +15.6$ mm, correspondiente a una carga aplicada $P = +155.7$ t. La deflexión máxima negativa registrada en este pico fue $\Delta = -9.5$ mm, $P = -43.0$ t. El cortante medido en la repetición positiva de este ciclo (ciclo 11) fue menor en nueve por ciento.

En el ciclo 11, mientras se aplicaba carga en la dirección negativa para repetir la deflexión de -9.5 mm, al alcanzar -6 mm de desplazamiento al centro del claro, se presentó una falla en el marco de carga y fue necesario retirar la carga y reemplazar el sistema por uno más rígido, tal como se describió en la sección 3.4. Se consideró conveniente repetir el pico negativo y fue así como se alcanzaron -9.4 mm de deflexión. La carga necesaria para producir esa deflexión ($P = -72.9$ t) fue superior a la registrada en el ciclo 10, dada la mayor rigidez del sistema.

En los ciclos 12 y 13 la deflexión en los picos positivos fue del orden de +20 mm. En el primero de ellos

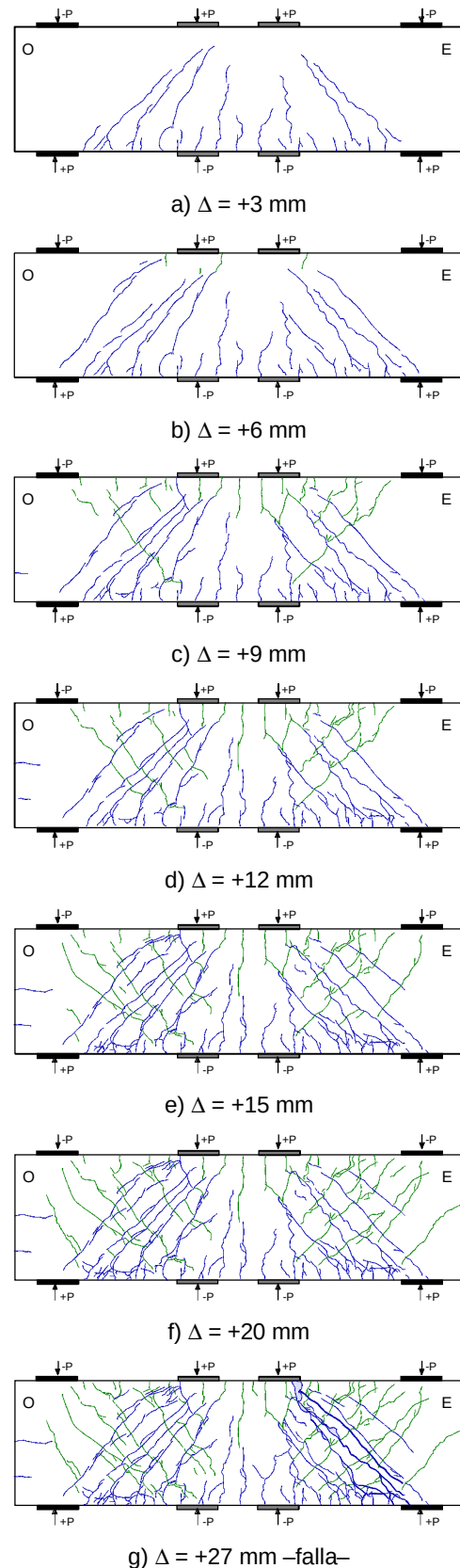
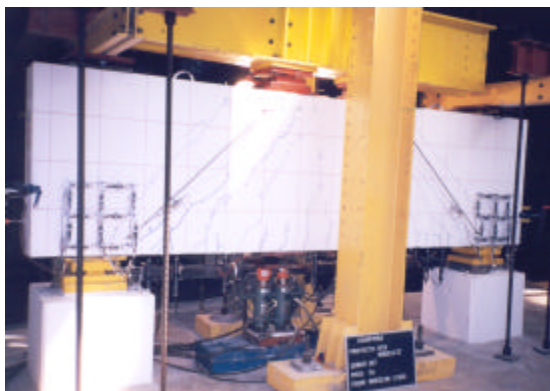
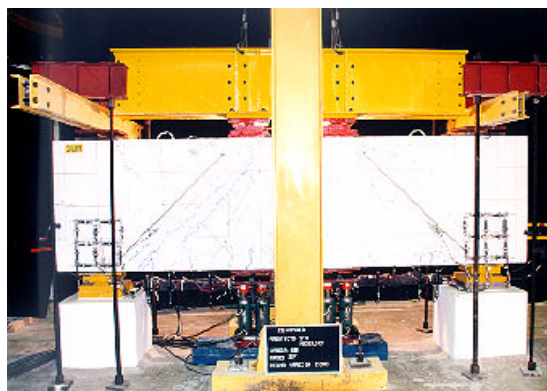


Figura 6.2 – Evolución del agrietamiento durante el ensayo (modelo CT)

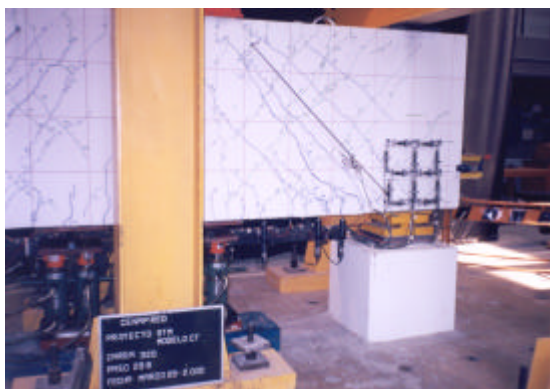
el cortante fue $P = +163.3$ t y se redujo en un siete por ciento para el ciclo siguiente. En estas etapas se notaba un abundante agrietamiento en ambas direcciones. En la dirección positiva, el agrietamiento denotaba de manera clara la orientación de los puntales de compresión (fig. 6.2g). En la dirección negativa se observaba un patrón más extenso de grietas, indicativas de la formación de un puntal más ancho o bien, de la influencia de otros mecanismos que hicieron que el comportamiento en esa dirección fuera menos dependiente de la resistencia y geometría del puntal de compresión. En la fig. 6.3 se presenta el estado de daño del modelo CT durante los picos positivos de los ciclos 4, 8, 12 y 14.



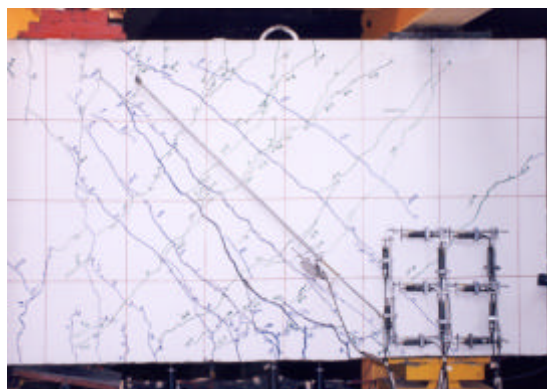
a) ciclo 4



b) ciclo 8



c) ciclo 12



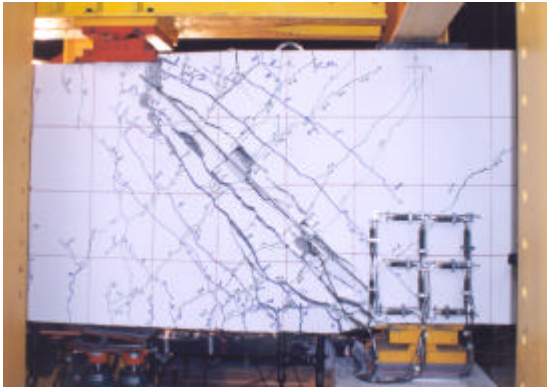
d) ciclo 14 (lado Este)

Figura 6.3 – Modelo CT durante la prueba

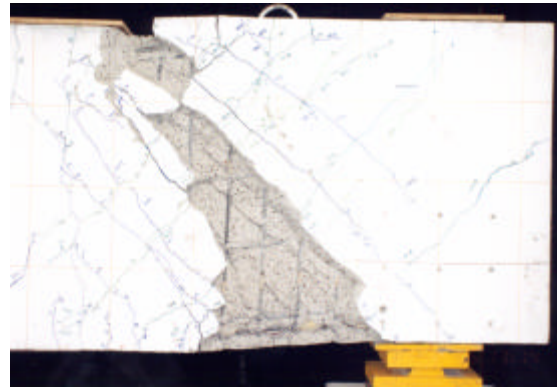
En el pico positivo del ciclo 14 ($\Delta = +25.0$ mm) se alcanzó el cortante máximo registrado, $P = +163.5$ t. En la dirección negativa se alcanzó la deflexión máxima en esa dirección durante el ensaye ($\Delta = -15.2$ mm) al aplicar un cortante $P = -80.6$ t. Sin embargo, vale la pena anotar que durante los ciclos 13, 14 y 15, la carga aplicada en la dirección negativa estuvo limitada por la capacidad del sistema de carga. A lo largo del ciclo 14 y de su repetición (ciclo 15) se observó un alto deterioro del modelo, caracterizado por la gran cantidad de grietas inclinadas en ambas direcciones formando X en las zonas de los claros de cortante.

En el semiciclo positivo del ciclo 16, al aplicar carga con el fin de alcanzar el desplazamiento fijado de +28 mm, se presentó una degradación de resistencia importante luego de que la deflexión fue de +27.1 mm y el cortante actuante fue de +154.4 t. En este punto se consideró la falla del modelo. La falla fue súbita y frágil, caracterizada por el aplastamiento del concreto cerca del punto de aplicación de carga Este y a lo largo del puntal de compresión del mismo lado. Se observó desconchamiento y la posterior caída del recubrimiento de concreto.

Adicionalmente, fue notable el movimiento relativo del bloque triangular superior Este delimitado por el agrietamiento inclinado. El fenómeno anterior de deslizamiento entre los dos cuerpos de concreto pudo haber inducido el inicio del trabajo de trabazón del agregado a lo largo de la grieta y la contribución del efecto de dovela a la resistencia a corte por la deformación de las barras inherente al propio deslizamiento. En la fig. 6.4 se presenta el estado final de daño del puntal Este antes y después de retirar el recubrimiento de concreto desprendido.



a) antes de retirar el recubrimiento desprendido



b) después de retirar el concreto desprendido

Figura 6.4 – Detalle del daño en puntal Este (modelo CT)

En la fig. 6.5 se muestra el aspecto final de daño del espécimen CT. Son notables el aplastamiento y el desprendimiento del concreto a lo largo de la diagonal del lado Este formada para momento positivo. Asimismo, en las zonas cercanas a los puntos de aplicación de carga del lado Este se presentó aplastamiento del concreto de manera importante. Vale la pena resaltar el bajo nivel de daño en las zonas nodales superiores, en contraste con la presencia de grietas horizontales de adherencia cerca de los apoyos inferiores, principalmente en el lado Este. En la fig. 6.6 se presenta un detalle del daño en las zonas adyacentes a las placas de apoyo para momento positivo.



Figura 6.5 – Condición final de daño (modelo CT)

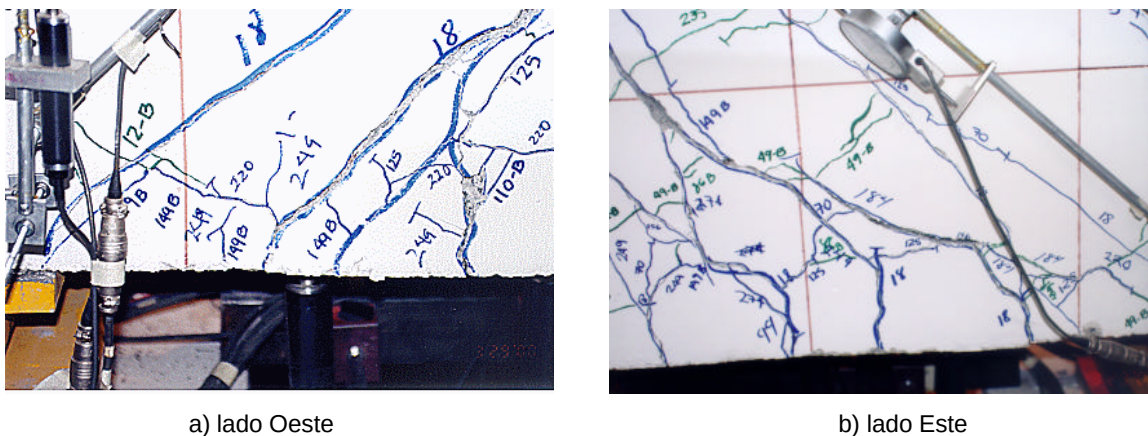


Figura 6.6 – Posible deterioro del mecanismo de adherencia cerca de los apoyos (modelo CT)

Con base en lo expuesto, es claro que el puntal Este fue el elemento mayormente dañado, de modo que su comportamiento controló el comportamiento de todo el modelo. A pesar del agrietamiento, el daño observado en los apoyos no es indicativo de gran influencia del mecanismo de adherencia en el comportamiento del modelo así como de que los esfuerzos en las zonas nodales de apoyo hubieran sido determinantes en el desempeño general de la viga.

6.3.2 Comportamiento carga-deflexión

En la fig. 6.7 se presenta la curva histerética carga–deflexión del modelo CT; en ella se grafican la fuerza cortante contra el desplazamiento en el centro del claro en la parte inferior de la viga, medido a lo largo de la prueba con el transductor FL04 (fig. 3.15b), y la rotación media en el apoyo de la viga, calculada de acuerdo con la expresión 4.7. En la fig. 6.7 se incluye también, con línea discontinua, la resistencia de diseño del modelo de acuerdo con las Recomendaciones de la FIP (es decir, con propiedades nominales de los materiales). Se marcan los puntos correspondientes a las deflexiones en las cuales ocurrieron los principales agrietamientos.

En la dirección positiva, hasta una deflexión cercana a +10.5 mm (Δ_y), el comportamiento de este modelo fue sensiblemente elástico lineal. A partir de entonces, se presentó disminución en la rigidez y por tanto, ablandamiento del mecanismo resistente. Después del pico del ciclo 10, se observa una especie de plataforma de fluencia en la que el incremento en la capacidad de carga es apenas del cinco por ciento y que se extiende hasta el ciclo 14 en el que se registró la carga máxima alcanzada igual a +163.5 t (+1603 kN), 69 por ciento mayor que la carga de diseño y 36 por ciento mayor que la resistencia predicha con el modelo empleado en el diseño y las propiedades medidas de los materiales. Después de alcanzar la carga máxima, con una deflexión de +25.0 mm, en los ciclos siguientes se presentó una caída en la capacidad de carga hasta que, para $\Delta = +27.1$ mm se produjo la falla de tipo frágil, tal como se esperaba a partir del diseño del modelo.

Para el desplazamiento máximo registrado antes de la pérdida abrupta de capacidad de carga, la ductilidad de desplazamiento, definida como la relación entre el desplazamiento de fluencia, Δ_y , y el desplazamiento máximo registrado, Δ_u , fue de 2.6. La rotación media para la carga máxima fue de 1.39 por ciento.

En la dirección negativa, la deflexión máxima alcanzada fue –15.2 mm, correspondiente a –80.6 t. En la fig. 6.7 se observa que, a partir del pico negativo del ciclo 12, el incremento en la capacidad de carga dejó de ser significativo y el comportamiento, en esa dirección, podría caracterizarse como bilineal.

Sin embargo, vale la pena anotar que en la dirección negativa, la curva obtenida es sólo indicativa del comportamiento general dados los problemas que se presentaron con el marco de carga y las correcciones que fue necesario realizar a los valores de deflexión obtenidos.

Por otro lado, las deflexiones de la viga en la dirección negativa fueron menores a las registradas en el sentido positivo dadas la menor rigidez en esa dirección y la asimetría en la distribución del refuerzo longitudinal.

Ya que en este trabajo el objetivo principal de la aplicación de la carga cíclica era identificar el efecto de la misma en la degradación de las propiedades de los materiales y su consiguiente efecto en el modelo, las cargas negativas se emplean con ese fin, más que con el de estudiar específicamente el mecanismo en esa dirección. Por lo tanto, en adelante, se centrará la atención en el análisis de la dirección positiva.

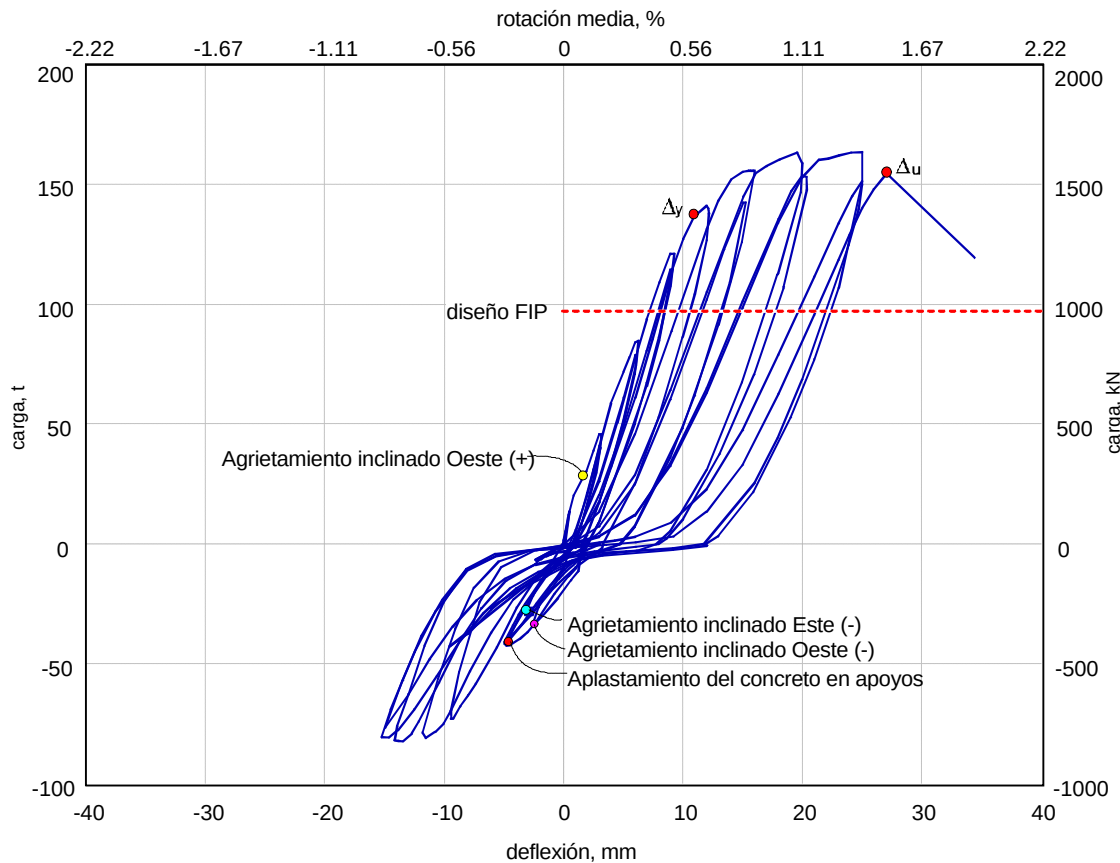


Figura 6.7 – Curva fuerza cortante–deflexión (modelo CT)

Desde el primer ciclo, el modelo presentó un poco de histéresis. El área entre los lazos histeréticos creció proporcionalmente con la fuerza cortante y con la deflexión. La histéresis se atribuye al agrietamiento por flexión que ocurrió en las primeras etapas de la prueba y al agrietamiento por corte en etapas más avanzadas del ensaye.

A partir de la deflexión de +10 mm, el área entre los lazos histeréticos aumentó en mayor proporción a la fuerza cortante. De este modo, el daño ocurrido por los agrietamientos registrados introdujo al modelo aún más en el intervalo inelástico. Conforme aumentaron las deflexiones, la resistencia del modelo aumentó, pero con una degradación paulatina de la rigidez. La resistencia del modelo se alcanzó a deflexiones de +25.0 mm y -14.1 mm, en los ciclos positivos y negativos, respectivamente; con valores iguales a +163.5 t y -82.1 t. A partir de aquí se registró un deterioro muy reducido de la resistencia.

Los lazos presentaron un estrangulamiento en el origen, particularmente en los ciclos a grandes deflexiones, mayores de +15 mm, que es común en estructuras con fallas de corte. En los ciclos para la misma deflexión, los lazos presentaron una degradación de la resistencia de entre cinco y nueve por ciento.

6.4 ANÁLISIS DE LA INSTRUMENTACIÓN EXTERNA

A continuación se presentan los resultados obtenidos a partir de la instrumentación externa del modelo. Se evalúa el comportamiento de los puntales de compresión y de las zonas nodales. Adicionalmente, se analiza la evolución de la curva deformada de la viga para los picos de los ciclos de carga. En las gráficas, el signo negativo indica deformaciones de compresión o acortamientos, así como, cargas aplicadas en la dirección negativa.

6.4.1 Comportamiento del puntal principal

De igual manera que en los modelos anteriores, se supuso que las fuerzas positivas aplicadas al espécimen se transmitían desde los puntos de aplicación de carga hasta los apoyos mediante un modelo como el presentado en la fig. 3.2. En este modelo, se supone que alrededor del 66 por ciento de la carga aplicada es tomada por los estribos y el 34 por ciento restante se transmite mediante puntales de concreto a compresión inclinados 44.2° y que se extienden desde los puntos de aplicación de carga hasta los apoyos. Estos puntales, se diseñaron para resistir una fuerza cortante de 33.3 t (327 kN), es decir una fuerza axial de compresión de 47.7 t (469 kN). Empleando las propiedades medidas del concreto, la resistencia esperada según el modelo supuesto es de 42.8 t (420 kN) de fuerza aplicada o 61.3 t (601 kN) de compresión axial.

La deformación a lo largo de los puntales principales de compresión se midió con dos potenciómetros de carátula ubicados a lo largo de dichas diagonales en la cara sur del modelo (fig. 3.15a). Los registros de estos instrumentos se presentan en la fig. 6.8. Estas curvas carga-deformación se comparan con las obtenidas a partir de las mediciones de los transductores diagonales de la malla por corte. Se incluye, con línea discontinua, el modelo de puntales y tensores supuesto en el diseño para la dirección positiva de carga.

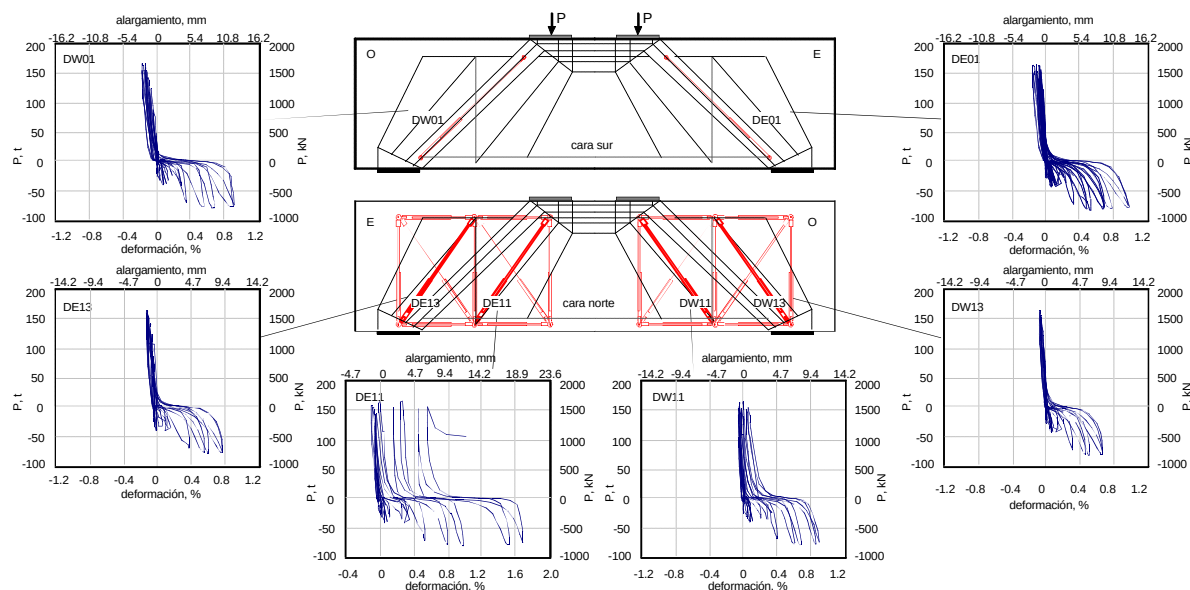


Figura 6.8 – Deformaciones en los puntales de compresión (modelo CT)

En los puntales principales para carga positiva, las deformaciones de compresión registradas fueron menores a 0.3 por ciento, correspondientes a acortamientos de 4 mm. En las diagonales a compresión de la malla colocada en la cara norte del modelo se registraron deformaciones de compresión menores a 0.2 por

ciento (2.4 mm). En general, puede decirse que la magnitud de las deformaciones es baja, de acuerdo con la suposición empleada en el modelo de puntales y tensores de que los puntales de compresión son infinitamente rígidos. De manera coherente con la falla observada, las mayores deformaciones se registraron en el puntal del lado Este.

En la dirección positiva, las curvas carga-deformación de los puntales principales, en ambos lados, presentaron un comportamiento lineal con falla frágil provocada por el aplastamiento del concreto en los puntales de compresión al alcanzar la carga máxima.

En el sentido inverso de carga, las deformaciones registradas a lo largo de los puntales supuestos para la dirección positiva, registraron deformaciones producto de la tensión de hasta 1.8 por ciento. En esta dirección, el comportamiento carga-deformación dejó de presentar tendencia elástica lineal a partir de alargamientos de 5 mm. Igualmente, se observa mayor separación entre los lazos de histéresis.

En la fig. 6.9 se presenta la superposición del patrón de agrietamiento al modelo de puntales y tensores supuesto. Se observa que la orientación de la grieta de mayor anchura en el lado Este es del orden de 42° , en contraste con los 44.2° supuestos en el diseño. En términos generales se nota un alto grado de aproximación entre el modelo real y el modelo teórico.

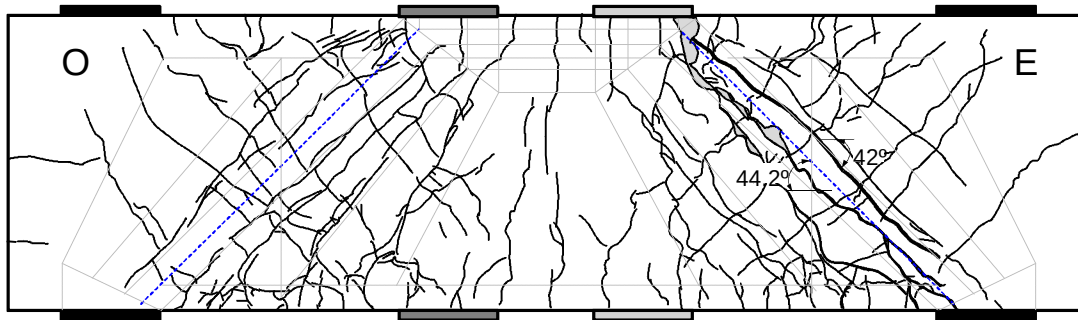


Figura 6.9 – Orientación del puntal de compresión (modelo CT)

Se observa una pequeña incursión de la grieta en la zona nodal del apoyo del lado Este así como, bajo la placa de aplicación de carga donde se presentó el aplastamiento del concreto. Por otro lado, se observa que una de las grietas coincide con la inclinación del puntal interior de la armadura supuesta para distribuir la carga que toman los estribos. El puntal externo de dicha armadura, sin embargo, no aparece muy definido y más bien el agrietamiento hace que el puntal principal sea de mayor tamaño como una combinación de las compresiones en la zona.

6.4.2 Evolución de la deformada

En la fig. 6.10 se presenta la configuración deformada de la viga CT para los primeros picos de cada deflexión, obtenida con base en los registros de los transductores de desplazamiento ubicados en la parte inferior de la viga (fig. 3.15b). Se incluye también la curva de la elástica obtenida a partir de las ecuaciones 6.1 y 6.5, con el fin de comparar la forma de las curvas obtenidas experimentalmente.

Las deformaciones presentadas incluyen el efecto de las deformaciones inelásticas, la degradación en la rigidez del modelo y la contribución de las deformaciones por cortante, entre otros factores. Tal como se esperaba, de acuerdo con la teoría simple de flexión, se observa que la curva de la elástica tiene su máximo en la mitad de la viga. Así, la flecha máxima se presentó en el centro del claro en el semiciclo positivo del ciclo 16, antes de la pérdida de capacidad de carga. Se registraron +27.1 mm para una carga de +154.4 t.

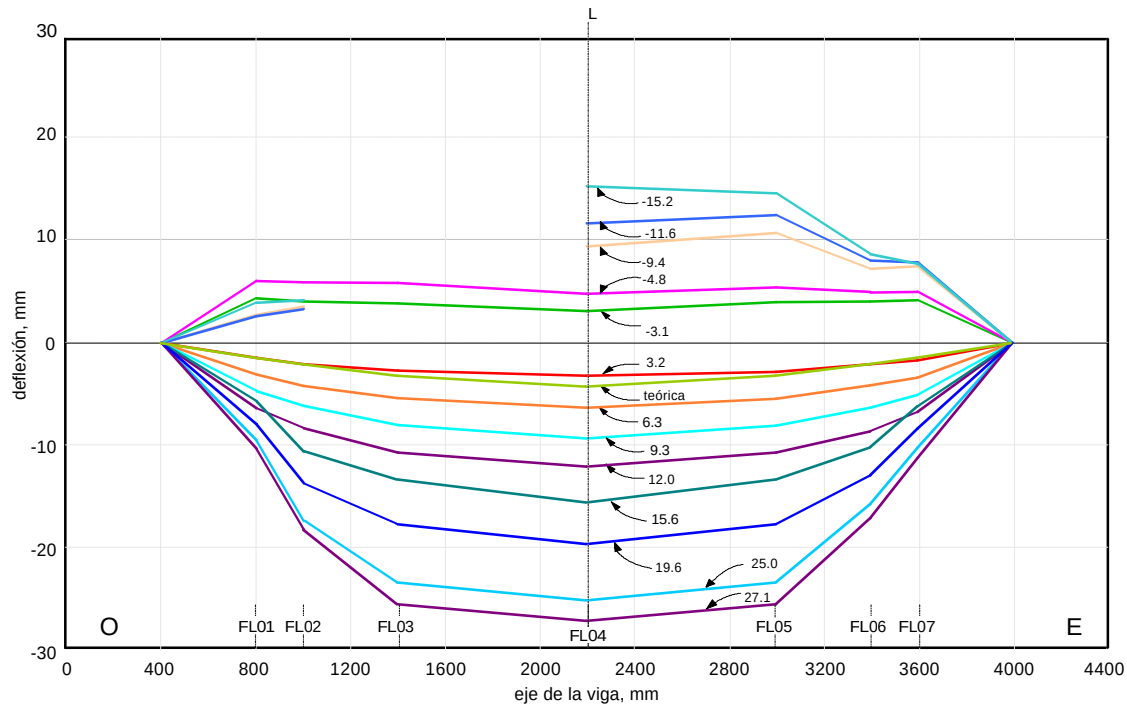


Figura 6.10 – Deformada (modelo CT)

En la dirección positiva, la deformada es prácticamente simétrica en todos los niveles de carga. Sin embargo, difiere de la deformada teórica en que hay cierta concentración de deformaciones en la zona central, 80 cm a cada lado del eje de la viga. En la dirección negativa, se presenta el mismo fenómeno que indica deflexiones relativamente uniformes en la zona central. Se omiten algunos puntos de la gráfica dado que se presentó falla en los instrumentos en los últimos niveles de carga.

6.4.3 Deformaciones en el alma

Los registros obtenidos a partir de la instrumentación externa (fig. 3.15a) permitieron determinar las deformaciones por corte y flexión en el alma de la viga. La malla de transductores se ubicó de tal manera que dos de los instrumentos verticales coincidieran con los centroides de los tensores que representan la contribución de los estribos en el modelo de puntales y tensores supuesto (instrumentos VE12 y VW12 en la fig. 3.15a).

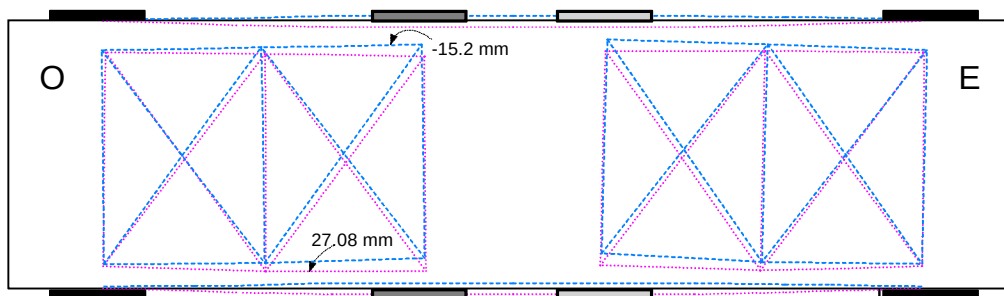


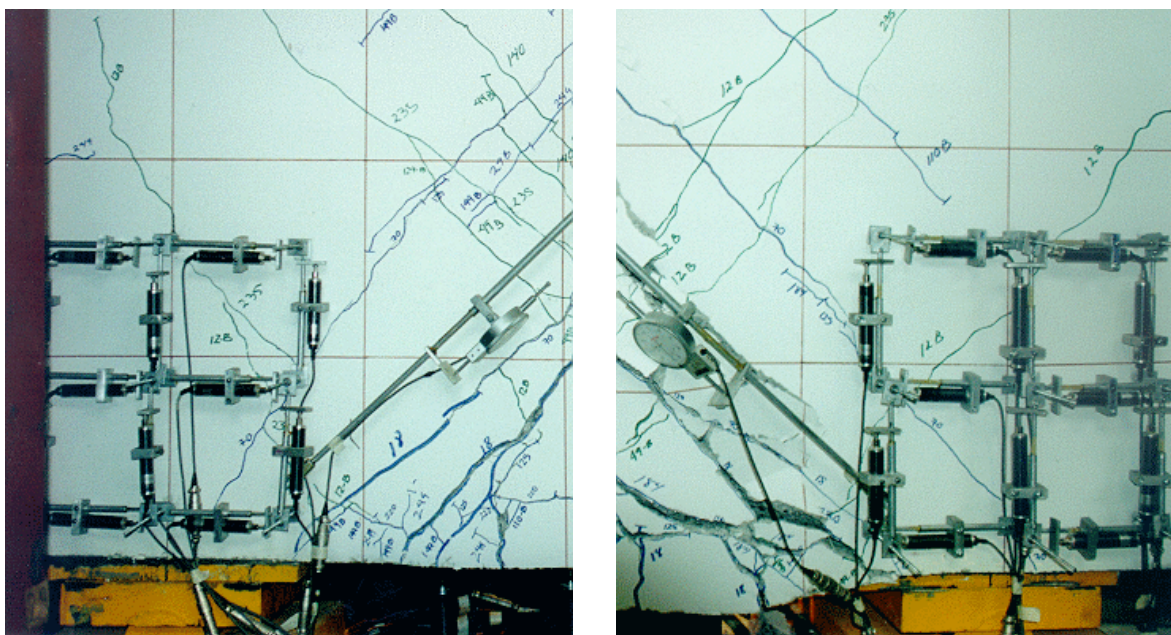
Figura 6.11 – Deformaciones en el alma (modelo CT)

En la fig. 6.11 se presenta, con línea discontinua, la configuración deformada de la viga para las condiciones de deflexión máxima en cada dirección. Se presentan las deformaciones en el alma obtenidas a partir de la instrumentación externa y las curvas de deflexión. Las deformaciones presentadas están compuestas por los efectos de las cargas de flexión, del cortante y de las pérdidas de adherencia.

6.4.4 Deformaciones en zonas nodales

Aunque en la etapa de diseño de los modelos se consideró que las zonas nodales en apoyos y puntos de aplicación de carga serían determinantes en el comportamiento de los mismo, durante la prueba se observó poco daño en estas zonas.

Solamente una grieta, a cada lado del modelo, penetró las zonas nodales ubicadas encima de los apoyos para momento positivo. Sin embargo, se observó que, por el efecto de la carga cíclica, el posible deterioro del mecanismo de adherencia desarrollado a partir de los bordes interiores de las placas de apoyo, fue mayor que en los modelos anteriores. Se presentó una mayor cantidad de grietas horizontales indicativas de dicho fenómeno. A pesar de esto, este mecanismo no controló el comportamiento de la viga. En la fig. 6.12 se presenta el estado de daño de las zonas nodales Oeste y Este del espécimen CT cuando se alcanzó la deflexión máxima.



a) lado Oeste

b) lado Este

Figura 6.12 – Detalle de zonas nodales en $D = +27.1 \text{ mm}$ (Modelo CT)

Los transductores colocados en las zonas de apoyos (fig. 3.15b) permitieron estudiar el comportamiento de las zonas nodales y confirmar que las solicitaciones en estas regiones resultaron muy bajas. Sin embargo, algunos de ellos no trabajaron de manera adecuada, como se explicó en el cap. 4, probablemente, por el mal funcionamiento del sistema cilindro-émbolo.

En la fig. 6.13 se presentan las curvas carga aplicada–deformación, registradas en los transductores de estas zonas. En general, los alargamientos o acortamientos medidos, correspondientes a los ciclos positivos de carga, fueron menores a 0.5 mm (0.0025 de deformación). En la dirección negativa se presentaron deformaciones del orden de uno por ciento en el nivel intermedio de transductores horizontales. Se omite la gráfica del instrumento NE23 debido a que se presentaron fallas en el transductor durante la prueba.

En algunos de los instrumentos se observa que la gráfica se desplaza hacia uno de los lados, es decir, ocurre un deslizamiento y la deformación aumenta de manera considerable sin incremento importante en la carga. Estos deslizamientos están asociados a los cambios en el marco de carga para momento negativo.

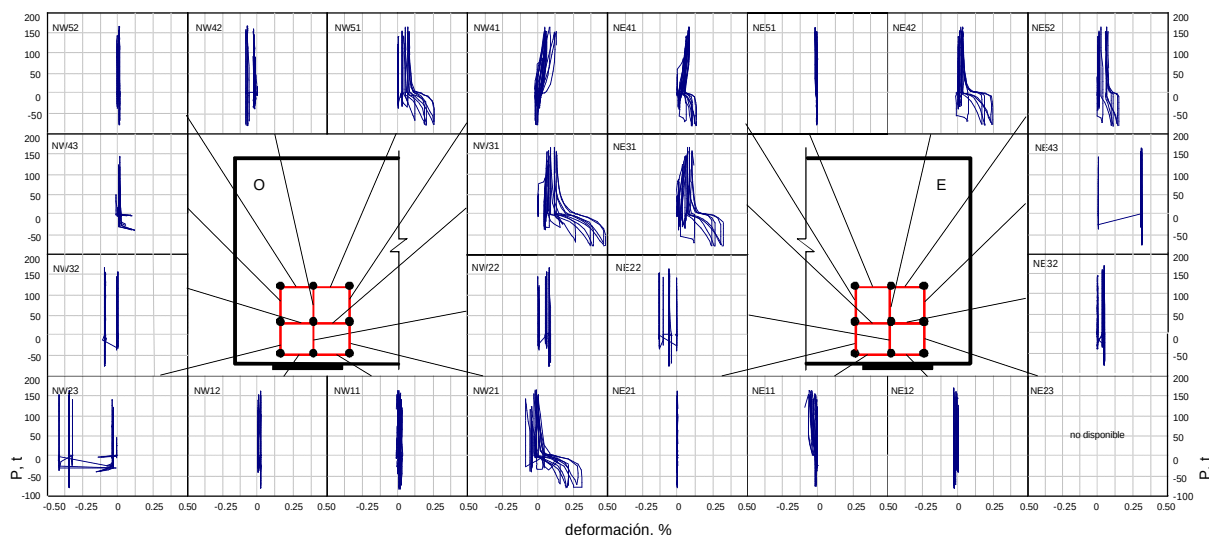


Figura 6.13 – Deformaciones en zonas nodales (modelo CT)

En general, las deformaciones de tensión en esta zona están asociadas a la presencia de grietas. Así, en las zonas interiores a ambos lados se observan las mayores deformaciones debido a la presencia de tensiones perpendiculares al puntal que reacciona en la zona.

De los registros obtenidos, puede inferirse, sin embargo, que no se presentaron mayores deformaciones en el lado Este, donde ocurrió la falla, y que el comportamiento no fue simétrico, como se hubiera esperado.

6.4.5 Anchura de grietas

Durante la prueba, se realizó un seguimiento de la evolución de la anchura de algunas grietas. En la fig. 6.14 se presentan las grietas que fueron seleccionadas de manera arbitraria. En la dirección positiva se seleccionaron cuatro grietas en el lado Oeste y tres en el lado Este del modelo, ubicadas a lo largo de las que se consideraron las principales grietas inclinadas por su relación con la formación del puntal de compresión (tabla 6.1). En la dirección negativa se controló la anchura de sólo una sección de la primera grieta inclinada en cada extremo de la viga (tabla 6.2).

Tabla 6.1 – Anchura de grietas en la dirección positiva (modelo CT)

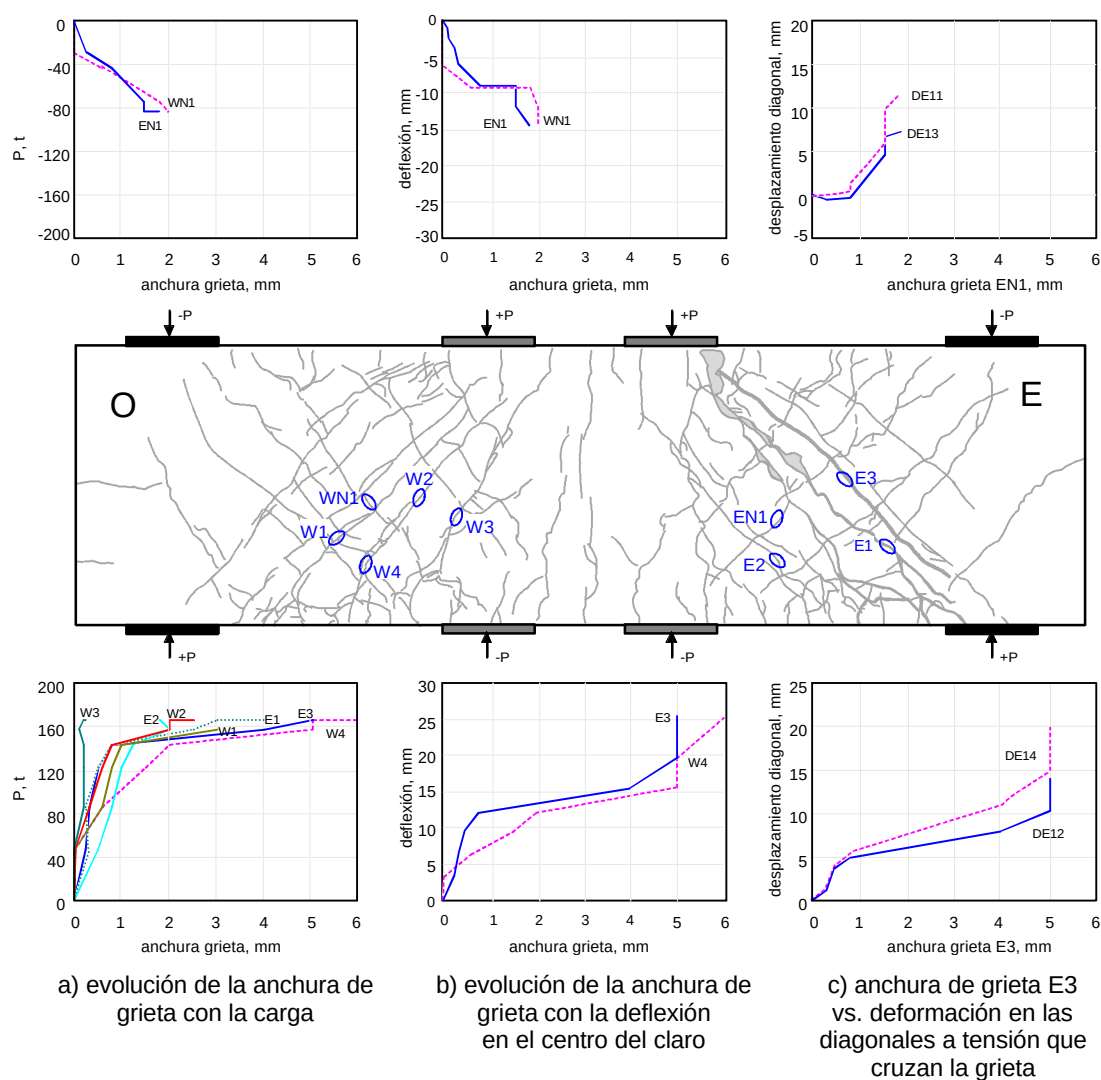
Paso	P, t	Deflexión, D mm	Anchura, mm						
			W1	W2	W3	W4	E1	E2	E3
19	45.6	3.2	0.02	0.01	0.00	0.02	0.33	0.50	0.25
71	84.7	6.3	0.60	0.33	0.20	0.60	0.25	0.80	0.33
126	121.3	9.3	0.80	0.60	0.20	1.50	0.50	1.00	0.50
184	141.1	12.0	1.00	0.80	0.20	2.00	0.80	1.25	0.80
250	155.7	15.6	3.00	2.00	0.10	5.00	2.50	2.00	4.00
317	163.3	19.6	2.50	2.00	0.20	5.00	3.00	1.80	5.00
396	163.5	25.1	3.00	2.50	0.25	6.00	4.00	1.80	5.00

La medición de la anchura de las grietas durante los picos de cada ciclo se inició en el pico positivo del ciclo 2, después de que se presentó el agrietamiento del puntal Oeste.

Tabla 6.2 – Anchura de grietas en la dirección negativa (modelo CT)

Paso	P, T	Deflexión, D Mm	Anchura, mm	
			WN	EN
86	-28.3	-6.2	0.0	0.3
141	-42.4	-9.4	0.6	0.8
198	-40.7	-9.3	0.6	0.8
300	-72.8	-9.4	1.8	1.5
336	-81.1	-12.2	2.0	1.5
375	-82.1	-14.9	2.0	1.8

Durante los picos en los que las grietas permanecieron abiertas se registraron valores de hasta 6 mm en la dirección positiva y 2 mm en la dirección negativa. En general, al aplicar carga en la dirección positiva, aumentaba la anchura de las grietas que aparecieron como producto de la carga en esa dirección; estas grietas se cerraban o disminuían considerablemente su anchura cuando se retiraba la carga y se aplicaba fuerza en la dirección contraria.

**Figura 6.14 – Anchura de grietas (modelo CT)**

A partir del ciclo +10, y hasta el final del ensaye, las grietas inclinadas asociadas a la deformación por corte presentaron anchuras de hasta 5 mm. No se registraron cambios significativos de la anchura de este tipo de grietas al incrementar tanto fuerza cortante como deflexión. Este fenómeno de estabilidad en la anchura de las grietas inclinadas se debió a la presencia del refuerzo transversal que restringió el tamaño de las grietas y propició una distribución más uniforme del daño.

En la figura 6.14 se grafica la anchura de las grietas seleccionadas contra la carga y el desplazamiento al centro del claro. La grieta W4 fue la que, durante el ensaye, alcanzó una mayor anchura; sin embargo, luego de presentarse la falla, el lado Este resultó más deteriorado. En esta gráfica se presenta también la relación entre las grietas con mayor anchura del lado en el que se presentó la falla (grietas E3 y EN1) y las deformaciones de tensión de las diagonales que la cruzan (llamado desplazamiento diagonal en la fig. 6.14).

Se observa que, en términos generales, la anchura de las grietas aumentó lentamente con la carga hasta alcanzar +150 t y -80 t en las direcciones positiva y negativa, respectivamente. Puntos a partir de los cuales, el daño fue más acelerado. Por otro lado, en relación con la deflexión al centro del claro, se observa una tendencia similar, en la que el punto crítico corresponde a +12 mm de deflexión, que coincide con el ablandamiento de la curva de histéresis de la fig. 6.15.

6.5 COMPORTAMIENTO DETALLADO

Los deformímetros eléctricos se adhirieron al acero de refuerzo de las vigas en secciones consideradas críticas. El estudio de los esfuerzos y las deformaciones del refuerzo en estas secciones permitió conocer con mayor detalle el comportamiento interno del modelo. Se instrumentaron las barras longitudinales de los lechos superior e inferior, así como las ramas longitudinales y transversales de los estribos. En esta sección se presentan los registros de estos deformímetros y se incluyen algunos comentarios sobre la plastificación del refuerzo.

En la fig. 6.15 se presenta, nuevamente, la curva histerética carga-deflexión del modelo CT y se incluye la secuencia de fluencia del acero de refuerzo. Los círculos indican los puntos en los cuales se detectó la ocurrencia de las fluencias en el refuerzo. Los números indican el orden de las mismas. Las líneas horizontales corresponden a la resistencia predicha empleando diferentes reglamentos de diseño.

Las primeras fluencias se registraron en el refuerzo transversal en el lado Este del modelo, que fue el mismo en el que se presentó la falla. Se registraron en las posiciones EE16, EE05-B y EE07. Aún después de las primeras fluencias se conservó la tendencia lineal en el comportamiento del modelo. Fue sólo después de las siguientes fluencias que se terminó la proporcionalidad entre cargas y deformaciones.

Las primeras fluencias registradas ocurrieron para deflexiones de +8.04 mm y +10.01 mm en los lados Este y Oeste, respectivamente. En el ciclo +9 se observó fluencia en las ramas transversales de los estribos coincidentes con los bordes interiores de las placas de apoyo (límite de la zona nodal) en ambos lados de la viga. En términos generales, en el lado Este se presentó primero la fluencia del refuerzo transversal y, posteriormente, la fluencia del refuerzo longitudinal. En el lado Oeste, las primeras fluencias correspondieron al refuerzo longitudinal en las secciones ubicadas a partir del borde interior del apoyo y hacia el centro del claro.

En la dirección negativa se registró fluencia en las posiciones SW11, SW12 y SE12 al alcanzar una deflexión de -10.74 mm, correspondiente a -78.84 t, poco antes de alcanzar el pico -12 y después de haber realizado el cambio en el marco de carga.

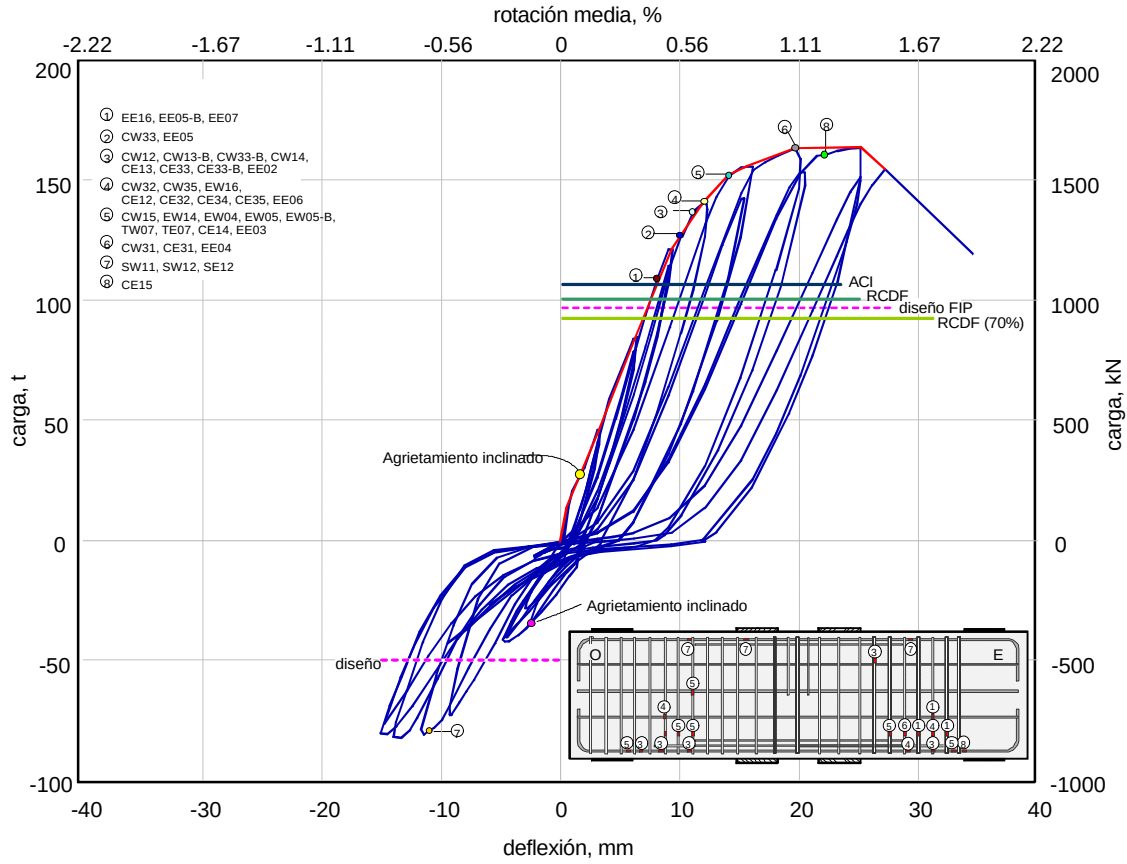


Figura 6.15 – Curva carga – deflexión y secuencia de fluencias (modelo CT)

6.5.1 Refuerzo longitudinal

El refuerzo longitudinal para resistir momento flexionante, consistía en 12 barras del no. 8 en la parte inferior de la viga y en seis barras del no. 8 en los lechos superiores (fig. 3.5a). El anclaje de este refuerzo se proporcionó mediante longitudes de desarrollo determinadas de acuerdo con los lineamientos de detallado del ACI318-99 (*American*, 1999).

En esta sección se presenta y discute el comportamiento de los sensores más relevantes de la instrumentación interna, colocados en el acero de refuerzo longitudinal. En la fig. 6.16 se presentan las gráficas de fuerza cortante contra deformación de los deformímetros eléctricos ubicados en las barras cercanas a la cara sur de la viga.

El refuerzo longitudinal del lecho inferior estuvo sujeto a deformaciones de tensión durante toda la prueba. En el refuerzo longitudinal del lecho superior, al aplicar carga positiva, se registraron deformaciones de compresión hasta de 0.002 en la zona del centro del claro y de apenas 0.0005 en los extremos de la barra. Para el sentido negativo de carga, las deformaciones en el acero fueron de tensión, alcanzando 0.014 ($6 \epsilon_y$) y 0.008 ($3 \epsilon_y$) en los lechos inferior y superior, respectivamente.

En la barra del lecho inferior, las mayores deformaciones, superiores a $5 \epsilon_y$, se presentaron en las posiciones CW13-B (0.014), CW14 (0.013) y CE13 (0.012), cerca de la zona de reacción del puntal de compresión a ambos lados de la viga. Las deformaciones medidas en los apoyos y en los ganchos de las barras, menores a 75 por ciento de la deformación de fluencia, indican que las solicitaciones en las zonas nodales fueron muy bajas.

En general, el comportamiento del refuerzo longitudinal fue elástico hasta el ciclo 8 ($\Delta = +12.02$ mm, $P = +141.1$ t). Antes del agrietamiento diagonal las deformaciones fueron despreciables. Después de la aparición de las primeras grietas inclinadas, las deformaciones registradas fueron del orden de 0.001.

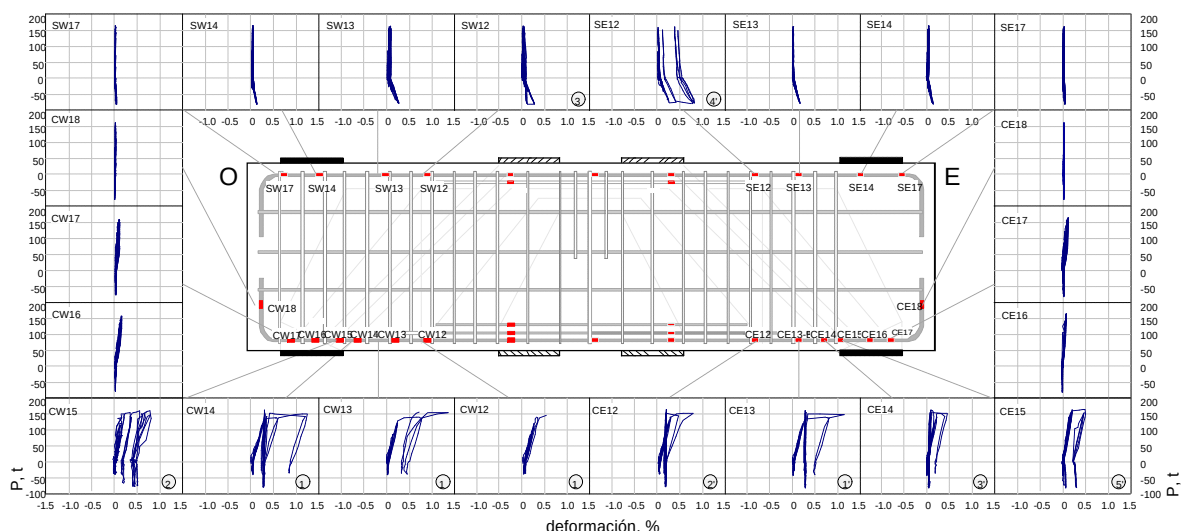


Figura 6.16 – Deformaciones en el refuerzo longitudinal (modelo CT)

Los niveles de deformación observados fueron diferentes en ambos lados de la viga. Las mayores deformaciones en los ciclos positivos, se desarrollaron en el lado Oeste a pesar de que las mayores anchuras y la falla ocurrieron en el lado Este.

En la fig. 6.16 se presenta también la secuencia de fluencia del refuerzo horizontal del modelo CT. Los números arábigos indican el orden de ocurrencia de las fluencias en el lado Oeste y, los números arábigos con apóstrofo, se refieren a las fluencias del lado Este. Al alcanzar el pico positivo del ciclo 8 ($\Delta = +12.02$ mm) se registraron las primeras fluencias en los instrumentos ubicados a 9 cm, 29 cm y 57 cm del borde interior del apoyo Oeste y a 29 cm del límite del apoyo Este. Estas fluencias estuvieron seguidas, en el semiciclo +9, por las de los instrumentos ubicados a 9 y 57 cm del borde del apoyo Este, así como por las de las posiciones CW15 y CE15 localizadas de manera coincidente con el límite de la placa. Lo anterior es muestra de un nivel de deterioro uniforme y simétrico a ambos lados del modelo en la zona de reacción del puntal principal y de ubicación del centroide del tensor que representa el refuerzo transversal.

En el ciclo 14, cuando se alcanzó la resistencia del modelo, ya se había presentado la plastificación de todas las posiciones cercanas a la zona de reacción del puntal en ambos lados de la viga, misma en la que fueron importantes las fluencia en el refuerzo transversal (ver sección 6.5.2). Hacia el centro del claro, ya que la falla de la viga fue por corte, no se registraron altas demandas de deformación en el acero longitudinal.

En el semiciclo positivo 6 aparecieron las primeras grietas horizontales al nivel del primer lecho de refuerzo longitudinal en la parte inferior de la viga. Con el incremento en las demandas de deformación, estas grietas se extendieron hasta deteriorar de manera significativa la zona aledaña a las placas de apoyo (fig. 6.6). Este tipo de agrietamiento es indicativo de problemas de *splitting* y de deterioro de la adherencia entre el concreto y el acero y es el responsable del comportamiento que se observa en los deformímetros de las posiciones CE12, CE13, CE14, CE15, CW13, CW14 y CW15.

La pérdida de adherencia entre el concreto y el acero en la zona de reacción del puntal principal de compresión para carga positiva deterioró el “anclaje” de dicho puntal. Finalmente, después de que se produjo la falla frágil del modelo y ocurrió deslizamiento entre los bloques de concreto delimitados por la grieta determinante de la falla, se produjo plegamiento del refuerzo longitudinal en la misma y se hizo evidente la

contribución del efecto de dovela en la resistencia de la viga después de la pérdida de capacidad de carga. Esta acción de dovela, por la incompatibilidad de deformaciones entre el acero y el concreto contribuyó al incremento en el deterioro de la adherencia existente. El fenómeno de plegamiento del refuerzo longitudinal, restringido ampliamente por el refuerzo transversal, es similar al descrito en el cap. 4 y esquematizado en la fig. 4.17.

El esfuerzo máximo de adherencia registrado en la barra de borde del lecho inferior de refuerzo longitudinal se presentó en la posición CE13 al alcanzar el pico positivo del ciclo 9 ($\Delta = +12.09$ mm, $P = +152.9$ t). Este esfuerzo fue de 655 kg/cm^2 . El esfuerzo máximo de adherencia, calculado de acuerdo con la expresión propuesta por Orangun y otros (1977) es 190 kg/cm^2 . Es decir, 70 por ciento mayor. Por tanto, es posible que se haya presentado un deslizamiento.

6.5.2 Refuerzo transversal

El refuerzo transversal colocado contribuyó a la resistencia a cortante del elemento, a proporcionar confinamiento y a controlar las deformaciones registradas en las zonas de reacción de los puntales de compresión restringiendo el efecto de dovela y los esfuerzos de adherencia. En la fig. 6.17 se presentan las gráficas carga-deformación de los deformímetros ubicados en el refuerzo transversal.

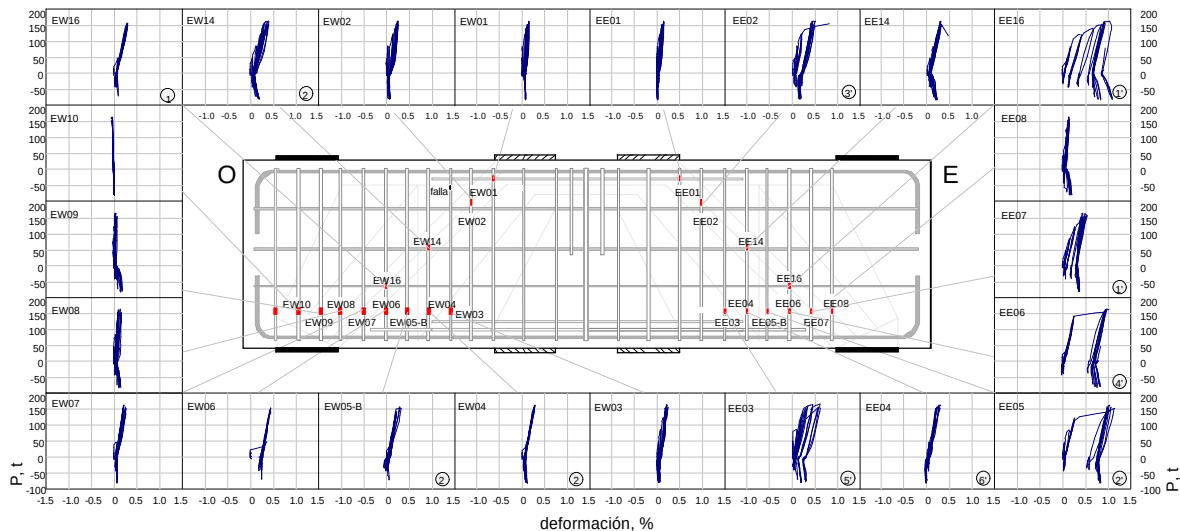


Figura 6.17 – Deformaciones en el refuerzo transversal (modelo CT)

Todos los estribos, a excepción del EW10, ubicado en la zona Oeste de apoyo, estuvieron sujetos a tensión durante el ensaye. Su comportamiento se vio determinado por la aparición y propagación de grietas. Así, después del agrietamiento, durante los ciclos positivos, la abertura de las grietas inclinadas indujo deformaciones de tensión. Durante la descarga de dichos ciclos, las grietas se cerraban hasta hacerse prácticamente imperceptibles, con lo que el refuerzo transversal recuperaba la deformación a la que estaba sujeto, bien, a una posición sin deformación si se encontraban aún en la etapa elástica; o bien, a su deformación permanente para cero carga, si ya había ocurrido la plastificación. El ciclo negativo al que se daba inicio entonces, abría las grietas con inclinación opuesta (casi ortogonal) y, nuevamente, comenzaba el trabajo a tensión del refuerzo transversal.

Las mayores deformaciones se presentaron en las posiciones EE16, EE06 y EE-05. Estos instrumentos registraron deformaciones de hasta 0.011 en los ciclos positivos de carga. La posición del estribo EE6 coincide con la del instrumento CE13-B, en el refuerzo longitudinal, donde se presentaron las mayores deformaciones en el lado Este.

En los casos en los que había dos instrumentos ubicados en el mismo estribo (estribos no. 4 y no. 6), las menores deformaciones se registraron en los deformímetros ubicados en la parte inferior, ya que las zonas en las que las grietas inclinadas atravesaron el refuerzo transversal resultaron más deterioradas que en los modelos anteriores debido a la inversión de cargas y la demanda de deformación en los estribos, donde se cruzaban las grietas, fue mayor, tal como era de esperarse.

En la fig. 6.17 se presenta también la secuencia de fluencia del refuerzo transversal, con la misma notación empleada para el refuerzo longitudinal. En general, como era de esperarse, el refuerzo transversal inició su participación en el mecanismo de transferencia de fuerzas, después del agrietamiento diagonal y exhibió un comportamiento elástico hasta niveles de deformación al centro del claro del orden de +8 mm (antes del pico positivo del ciclo 6), cuando se presentaron las primeras fluencias en los instrumentos EE16, EE05-B y EE07. Posteriormente se registró fluencia en las posiciones EE05 ($\Delta = +10.01$ mm, $P = +127.1$ t), EE02 ($\Delta = +11.01$ mm, $P = +136.9$ t) y EW16 ($\Delta = +12.02$ mm, $P = +141.1$ t), durante el ciclo 8. En el ciclo 9 ($\Delta = +12.01$ mm, $P = +152.9$ t) se registró la fluencia en las posiciones EE03, EE06, EW14, EW04, EW05 y EW05-B. Finalmente, en el ciclo 12 ($\Delta = +19.60$ mm, $P = +163.3$ t) fluyó el estribo no. 4 del lado Este, de manera que, al alcanzar la resistencia del modelo (ciclo 14), se habían presentado todas las fluencias.

La magnitud de las deformaciones registradas fue mucho mayor en el lado Este que en el lado Oeste. Las deformaciones de tensión registradas en la parte inferior de los estribos no. 6, no. 7 y no. 8, son indicativas de la formación de campos de tensión en la zona. Estos campos, en los ciclos de carga negativa, indujeron la reorientación del puntal de compresión externo de la armadura que distribuye la carga de los estribos y la formación de las grietas respectivas, resaltadas en la fig. 6.18. En esta figura se observa que el agrietamiento producto de las cargas en la dirección negativa es ligeramente más difuso que el de la dirección positiva debido, probablemente, a este fenómeno de reorientación del puntal. Influyen también las rigideces de las zonas de reacción de los puntales, afectadas por el deterioro existente, marcadas con sombra en la fig. 6.18.

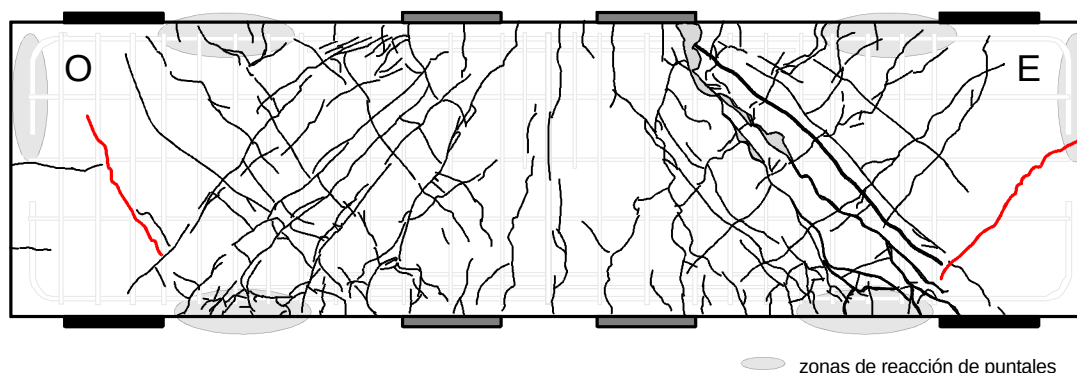


Figura 6.18 – Agrietamiento en la dirección negativa por reorientación del puntal de compresión (modelo CT)

En la fig. 6.19 se muestran las deformaciones en el acero de refuerzo longitudinal y transversal de la viga en los diferentes puntos instrumentados del lecho inferior para cada pico positivo del primer ciclo a una deflexión dada. En la fig. 6.20 se presentan las deformaciones correspondientes a los deformímetros ubicados en el lecho superior para los picos negativos. Las deformaciones positivas indican deformaciones debidas a tensión. En las gráficas se han señalado las deformaciones de fluencia y de endurecimiento respectivas, medidas en ensayos a tensión (tabla 3.7). Los puntos omitidos indican que el deformímetro funcionó mal o falló.

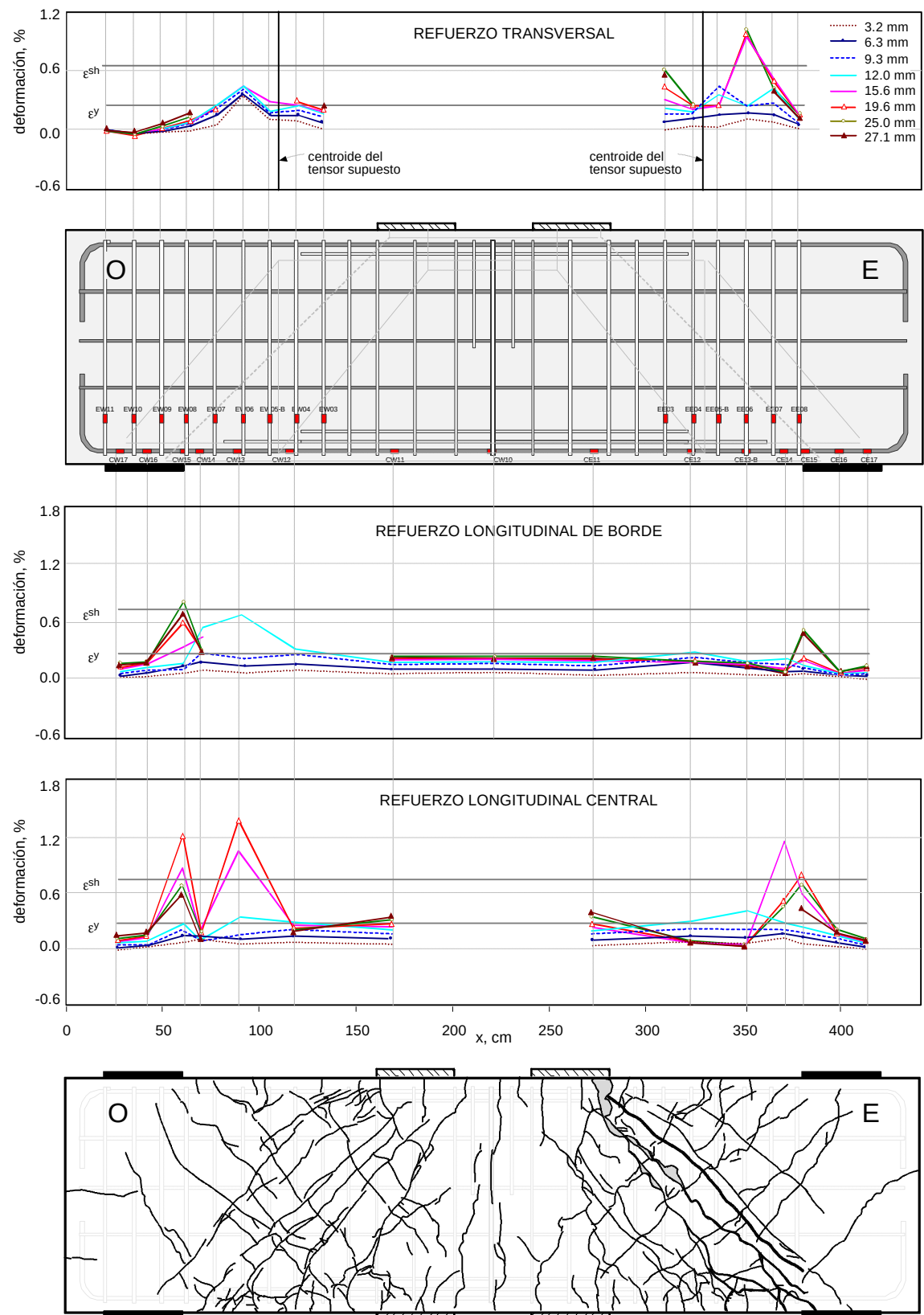


Figura 6.19 – Distribución de deformaciones en el refuerzo para momento positivo (modelo CT)

En los primeros ciclos de la prueba, hasta $\Delta = +9.3$ mm, la distribución de deformaciones es uniforme en las posiciones 12, 13 y 14 a ambos lados de la viga. Para deflexiones mayores (ciclo 8, $\Delta = +12.02$ mm), se observa concentración de deformaciones en las posiciones CW13 y CE12. Posteriormente se registra pérdida parcial de adherencia en los instrumentos CW13-B y CE14 y pérdida total de la misma en CE12, CE13 y CW14. Después de la pérdida de adherencia, las deformaciones se concentraron cerca de los apoyos, en las posiciones CW15 y CE15, salvo para la deflexión de +25 mm en el lado Este, en el que deformaciones mayores de 0.011 se desplazaron a 27 cm de la cara del apoyo. La deformación registrada en los deformímetros CW15 y CE15 aumentó constantemente con la deflexión hasta el ciclo 12 ($\Delta = +19.6$ mm).

En la barra central del primer lecho longitudinal en la parte inferior de la viga, se presentó también deterioro de la adherencia en las posiciones CW32, CW33, CW35, CE32, CE33, CE33-B y CE34. Sin embargo, en algunos casos, la pérdida de la adherencia ocurrió para etapas posteriores de carga gracias al confinamiento proporcionado por el concreto alrededor de la barra. El deformímetro ubicado en la posición CW34 presentó problemas durante la prueba.

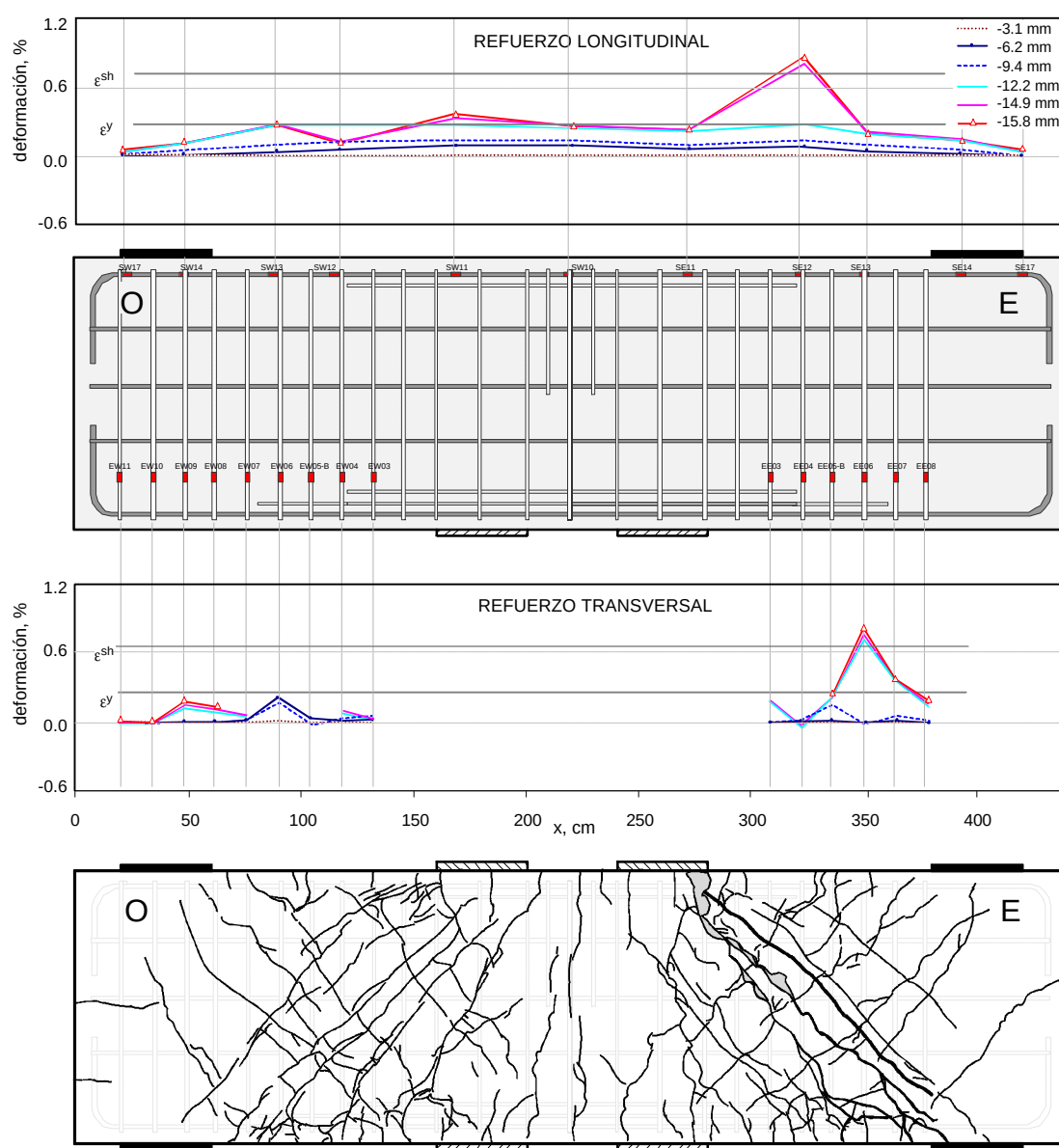


Figura 6.20 – Distribución de deformaciones en el refuerzo para momento negativo (modelo CT)

En el refuerzo transversal, las deformaciones máximas ante carga positiva, se presentaron en la posición EE06 ubicada en el centro de la zona de reacción del puntal de compresión en el lado Este, a 21 cm del centroide del tensor supuesto en el diseño. Este estribo presentó endurecimiento por deformación con niveles de deformación superiores a 0.008, mientras que en el lado Oeste las mayores deformaciones fueron del orden de 0.0045. En general, los niveles de deformación fueron muy uniformes a ambos lados del modelo, excepto para los estribos no. 6 en los cuales, a partir de $\Delta = +19.06$ mm, fueron mayores hasta en un 77 por ciento en el lado Este.

En el lado Oeste, los estribos ubicados sobre la placa de apoyo tuvieron deformaciones menores a la de fluencia, cercanas a $0.7\epsilon_y$ en los ciclos de mayores deflexiones. Esto indica que, los esfuerzos se desarrollaron a partir del límite interior del apoyo donde se presentaron grietas de *splitting* en el refuerzo longitudinal.

Al aplicar carga en la dirección negativa, también las deformaciones se concentraron en el estribo no. 6 del lado Este (posición EE06). Sin embargo, en el refuerzo longitudinal del lecho superior, se presentaron las mayores deformaciones en la posición SE12, ubicada a 28 cm, después de alcanzar una deflexión $\Delta = -14.9$ mm. Para estados anteriores de carga, las deformaciones fueron muy uniformes y cercanas a la de fluencia.

En las zonas de anclaje del refuerzo del lecho superior y, a pesar de que se supuso que los puntales de compresión de la armadura, reaccionaron en los ganchos de esas barras, las deformaciones fueron despreciables.

6.6 MECANISMO DE FALLA

La falla del modelo CT estuvo controlada principalmente por el aplastamiento del concreto a lo largo del puntal principal del lado Este en la dirección positiva de carga. Sin embargo, influyeron otros factores como la pérdida de adherencia en el refuerzo longitudinal en las zonas aledañas a las placas de apoyo y el deterioro inherente a la inversión de las cargas en el alma agrietada de la viga.

Antes de que se presentara el agrietamiento inclinado, la carga aplicada se transmitió directamente desde los puntos de aplicación de carga hasta los apoyos y fue tomada por el concreto. Posteriormente, con el incremento en las demandas de deformación, y el consecuente aumento en la anchura de las grietas, se iniciaron la contribución del refuerzo transversal que las atravesaba y del mecanismo de trabazón del agregado después de que con la apertura de las grietas, ocurría deslizamiento. Con el aumento en los niveles de carga y deformación se presentaron, de manera alternada, fluencias en el refuerzo longitudinal y transversal. Paralelamente a las fluencias, las cargas cíclicas aceleraron el daño en los claros de cortante de la viga y deterioraron el mecanismo resistente relacionado con la contribución del concreto, induciendo fallas por *splitting* en las zonas de reacción de los puntales.

La resistencia del modelo se alcanzó una vez que se excedieron los esfuerzos de compresión en el concreto en las zonas nodales del puntal principal del lado Este. El aplastamiento del concreto provocó disminución en la capacidad de carga de la viga e indujo la ocurrencia de una falla de tipo frágil. Simultáneamente, el deslizamiento ocurrido entre los bloques de concreto delimitados por la grieta de mayor anchura, produjo altas demandas de deformación en las zonas adyacentes a las placas de carga y apoyo y el consecuente plegamiento del refuerzo longitudinal como acción de dovela. La acción de dovela resultó importante en la resistencia a corte luego de la falla.

Con base en el estado final de daño del modelo CT que se presenta nuevamente en la fig. 6.21 con el fin de ubicar los estribos atravesados por la grieta principal en el lado Este, se estima que la carga resistida por los ocho estribos que cruzan la grieta es cercana a 52.6 t (516 kN) al momento de la falla, con base en las deformaciones registradas por los deformímetros colocados en ellos y considerando que algunos de ellos no habían presentado fluencia al alcanzar la deflexión máxima. Esta resistencia corresponde al 60 por ciento de la calculada con base en la expresión $V_s = A_v f_y d / s$ del ACI318-99 para establecer la contribución de los

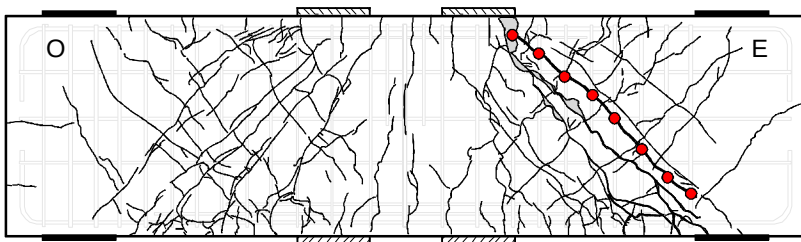


Figura 6.21 – Agrietamiento final y refuerzo transversal (modelo CT)

esfuerzos en todos los estribos y considerando fluencia en ellos, es 88.8 t (870.8 kN). Es decir, 67 por ciento mayor.

De esta manera la porción del cortante resistido por el concreto y por otros mecanismos como la acción de dovola es cercana a 102 t (1000 kN). Si se desprecia ésta última se tiene un esfuerzo de compresión en el puntal inclinado, con base en la geometría supuesta, del orden de 294 kg/cm² que provocó la falla por aplastamiento del concreto. Este esfuerzo es 2.5 veces la resistencia efectiva a compresión del concreto en puntales con grietas paralelas a su dirección, empleada en el diseño, $f_{cu} = 120$ kg/cm².

estribos a la resistencia a corte, que habría predicho un valor de $V_s = 87.2$ t (855.1 kN). Por otro lado, la contribución del refuerzo transversal calculada con base en el modelo de puntales y tensores supuesto, empleando las propiedades medidas para el acero, suponiendo distribución uniforme de

6.7 RESUMEN

En esta sección se presenta una síntesis del comportamiento general del modelo CT. Se resumen el estado final de daño y las principales características del comportamiento carga–deflexión. Adicionalmente, se incluye la historia de fluencias del refuerzo longitudinal y transversal a partir del análisis de los deformímetros.

6.7.1 Estado final de daño

Al observar las figs. 6.3, 6.6 y 6.21 que muestran el aspecto final del daño en la viga CT, se puede distinguir el tipo de patrón. El daño se caracterizó por la formación de grietas inclinadas en dos direcciones principales en los claros de cortante del modelo. En la dirección positiva las grietas se extendieron desde los puntos de aplicación de carga hasta los apoyos con una inclinación de 42°. En la dirección negativa la inclinación fue del orden de 50° a pesar de que el agrietamiento fue ligeramente más difuso.

La falla se presentó en forma repentina en el ciclo +16, después de alcanzar una deflexión de +27.1 mm, por el aplastamiento del concreto cerca al punto de aplicación de carga en el lado Este con desplazamientos del bloque triangular superior definido por el agrietamiento inclinado más evidente.

6.7.2 Deflexión y resistencia

El modelo CT alcanzó un desplazamiento máximo al centro del claro de +27.1 mm, correspondiente a una ductilidad de desplazamiento de 2.6. La rotación media observada fue de 1.39 por ciento. En la curva carga–deflexión del modelo se distinguió un comportamiento elástico–lineal hasta deformaciones de 10.5 mm.

La resistencia del modelo se alcanzó en el ciclo 14, para una deflexión de +25.0 mm. La carga máxima, resistida en la dirección positiva, fue de +163.5 t (+1603 kN), correspondiente a 1.69 veces la carga de diseño y 36 por ciento mayor que la resistencia predicha con el modelo empleado en el diseño y las propiedades medidas de los materiales. En la dirección negativa la sobrerresistencia fue del 60 por ciento.

6.7.3 Comportamiento del refuerzo

En el lado Este se registraron las mayores deformaciones en el refuerzo transversal, mientras que, en el lado Oeste fueron mayores las deformaciones en el acero longitudinal para los mismos niveles de carga. En el lado Este se presentó fluencia en los estribos en la zona de intersección con la grieta inclinada, es decir, a lo largo del puntal principal. Las mayores deformaciones en el refuerzo transversal se presentaron en los estribos no. 6, a 21 cm del centroide del tensor supuesto. En la zona de anclaje, encima de las placas de apoyo, las deformaciones fueron menores a la de fluencia.

Los niveles de deformación registrados en el acero de refuerzo longitudinal fueron menores a 0.014. En la zona prevista de anclaje del refuerzo longitudinal, es decir, encima de las placas de apoyo, las deformaciones registradas fueron menores a la de fluencia. Sin embargo, la pérdida de adherencia entre el concreto y el acero en los primeros 60 cm en los lados interiores de los apoyos para carga positiva (zona de reacción del puntal) fue notoria a partir de deflexiones de +12 mm. En la fig. 6.22 se presentan vistas en planta del primer lecho de refuerzo longitudinal y de los estribos. Se indican las posiciones en las cuales se registró fluencia durante la prueba. Se observa que, precisamente en las zonas interiores aledañas a los apoyos, prácticamente todos los deformímetros midieron deformaciones mayores a la de fluencia. Estas zonas son en las que reaccionó el puntal a compresión y en las que, adicionalmente, se presentaron las fallas por *splitting*.

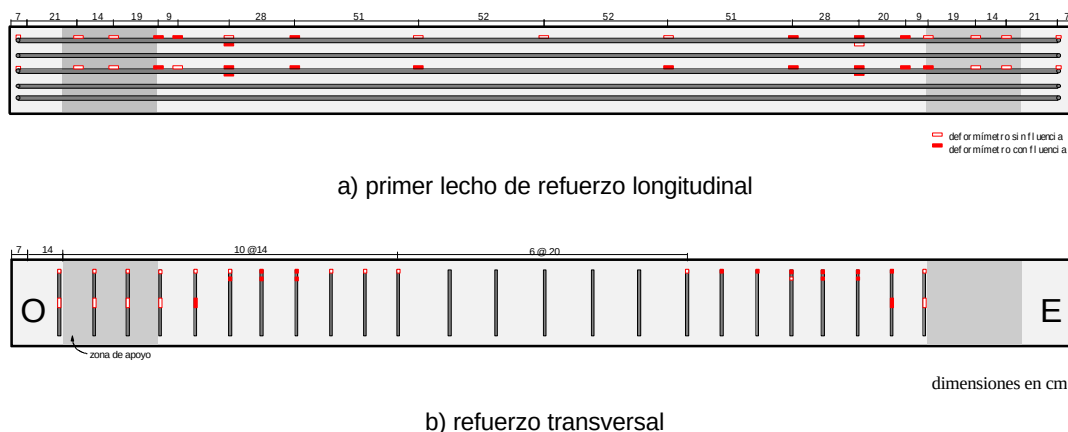


Figura 6.22 – Fluencias en el refuerzo –vista en planta– (modelo CT)

En la fig. 6.23 se presenta la secuencia de fluencia del refuerzo del modelo CT. En el lado Este las primeras fluencias registradas ocurrieron simultáneamente en los estribos EE16, EE05-B y EE07 ①', seguidas por las fluencias en las posiciones EE02, CE13, CE33, CE33-B ②', EE06, CE12, CE32, CE34 y CE35 ③', de manera que en el ciclo +9 ya se había presentado fluencia en la parte inferior de todos los estribos coincidentes con la zona de reacción del puntal. Posteriormente, se presentó la fluencia del refuerzo longitudinal restante en la misma región (posición CE14) y en la parte inferior del estribo no. 3 (EE03) ④'. Finalmente, fluyeron el estribo no. 4 y la barra central del lecho inferior en la posición CE31 ⑤', el refuerzo longitudinal del lecho superior ante carga negativa ⑥' y el refuerzo longitudinal inferior justo en el límite con la placa de apoyo ⑦'.

En el lado Oeste las primeras fluencias ocurrieron en la barra central del lecho inferior (posición CW33) ①, el refuerzo longitudinal (posiciones CW12, CW13-B, CW33-B, CW14) ②, seguidas por la fluencia del estribo no. 6 en la zona de intersección con la grieta inclinada (posición EW16), del refuerzo longitudinal en la posición CE32 ③, de los estribos no. 4 y no. 5 y del refuerzo longitudinal en el límite de la placa de apoyo ④. Posteriormente, se presentó fluencia en la barra central debajo de la placa de aplicación de carga negativa ⑤. Las últimas fluencias registradas se presentaron en la barra de borde del refuerzo para momento negativo ⑥.

La presencia del refuerzo transversal fue importante ya que, además de tomar directamente una porción de la carga, contribuyó a la resistencia al cortante, restringiendo el ancho de las grietas en la diagonal principal y, por consiguiente, facilitando el mecanismo de trabazón del agregado.

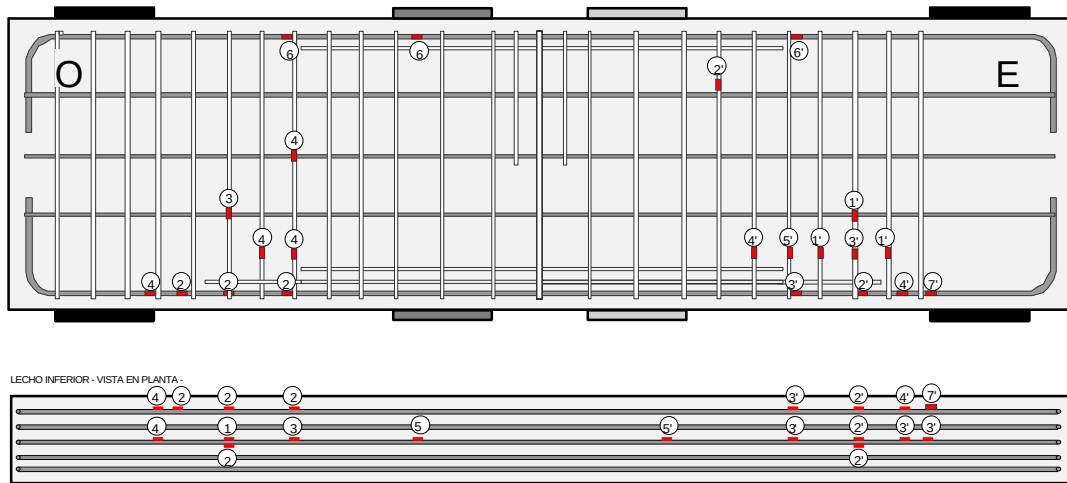


Figura 6.23 – Secuencia de fluencia del refuerzo (modelo CT)

CAPÍTULO 7

MODELO CR

7.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se describe el comportamiento del modelo CR con base en las observaciones realizadas durante el ensaye y en los registros obtenidos de la instrumentación. Se analiza la tendencia de la curva carga-deflexión y se estudia la evolución en la anchura de algunas de las grietas. En la segunda parte se presenta el comportamiento del refuerzo longitudinal y transversal y se incluye la distribución de deformaciones a lo largo de la viga. Se compara el mecanismo resistente observado con el supuesto en el diseño.

7.2 COMPORTAMIENTO GENERAL

El modelo CR se diseñó siguiendo el mismo procedimiento empleado en los modelos anteriores (fig. 3.7b) y se detalló, al igual que el modelo MR, reduciendo la longitud de anclaje del lecho inferior de refuerzo longitudinal, mediante el empleo de fundas de poliuretano. Fue sometido a carga cíclica reversible, con el fin de determinar el efecto de las acciones repetidas en su comportamiento, como en el caso del modelo CT. La historia de desplazamientos se presenta en la fig. 3.14b. Se emplea la misma convención de signos que en el modelo CT, en lo referente a la dirección de la carga.

El concreto empleado en la construcción del modelo CR, tenía una resistencia nominal a la compresión de 360 kg/cm² (36 MPa). El refuerzo longitudinal, con esfuerzo nominal a la fluencia de 4200 kg/cm² (412 MPa), consistía en barras del no. 8 (25.4 mm), 12 para momento positivo y 6 para momento negativo. El refuerzo transversal estaba formado por estribos del no. 4 (12.7 mm) separados 14 cm en la zona del claro de cortante y 20 cm al centro del claro. En el lado Este se suprimieron los estribos ubicados en la zona de la placa de apoyo.

Para la aplicación de la carga en el ensaye del modelo CR se empleó el marco tipo 3 (figs. 3.10 y 3.13) que permite aplicar cargas en dos direcciones. Durante la prueba se midió la deflexión al centro del claro en la fibra inferior de la viga, con el transductor FL04 (fig. 3.15). En la dirección negativa, el registro de ese transductor incluía los efectos de la deformación de la viga inherente a la carga aplicada, del movimiento como cuerpo rígido del conjunto por holguras en el marco de carga y de la propia deformación del marco de carga. Con el fin de corregir la deflexión registrada, de manera que reflejara únicamente la deformación de la viga, se colocaron dos transductores adicionales en los extremos del modelo, cerca de los apoyos para momento positivo, donde se supuso que las deformaciones eran despreciables. De esta manera, se pudieron estimar los desplazamientos y deformaciones del sistema de carga en el centro del claro y así, realizar una aproximación de la deflexión real de la viga. La deflexión corregida es la que se presenta en este trabajo.

Al igual que en el ensaye del modelo CT, al alcanzar algunos de los picos en la dirección positiva, las deflexiones al centro del claro aumentaron sin incremento en la carga aplicada de manera que, no en todos los casos, el incremento de deflexión pico a pico fue de 3 mm.

El patrón de daño observado fue muy similar al presentado por el modelo CT. El daño se caracterizó por la formación de grietas inclinadas con ángulos de orientación variables entre 40° y 50°. En general, las grietas se extendían desde los puntos de aplicación de carga hasta los apoyos.

La aparición de grietas se propagó en ambas direcciones y, durante la prueba, se observó nivel de deterioro similar en los dos sentidos de carga. Sin embargo, las mayores anchuras de grieta se midieron en la dirección positiva y la falla se presentó al incrementar la deflexión en esta dirección. La carga máxima resistida por el modelo CR fue de +162.9 t y la deflexión máxima al centro del claro, en la dirección positiva, fue $\Delta = +17.0$ mm. En la dirección negativa, la máxima deflexión alcanzada fue -15.1 mm, correspondiente a $P = -92.6$ t.

7.2.1 Evolución del daño

Siguiendo la metodología empleada durante el ensaye del modelo CT, se emplearon dos colores diferentes para marcar las grietas que aparecían durante la prueba en los picos de máxima deflexión en cada ciclo. Se empleó color azul para el agrietamiento producto de la carga en la dirección positiva y color rojo para las grietas de los ciclos negativos. Simultáneamente, se llevó un registro impreso de la evolución del agrietamiento y se tomaron las fotografías correspondientes. En la fig. 7.1 se presentan los agrietamientos registrados después de el primer ciclo de cada deflexión.

La secuencia de daño fue similar a la observada en los modelos anteriores. El primer indicio de daño fue la aparición de grietas cortas verticales en el centro del claro en la fibra extrema a tensión, producidas por flexión. Al finalizar el ciclo 2 ($\Delta = +3$ mm), ya se observaba agrietamiento diagonal a ambos lados de la viga, en las dos direcciones (fig. 7.1a). Durante los siguientes ciclos, aparecieron nuevas grietas siguiendo la tendencia de las primeras. En general estas grietas consistían en grietas paralelas a una grieta principal extendida desde los puntos de aplicación de carga hasta los apoyos con una inclinación cercana a los 42° (fig. 7.1b). En la dirección negativa, la inclinación media era de 46° .

En el semiciclo positivo del ciclo 5, repetición del ciclo 4, al alcanzar $\Delta = +6.1$ mm en $P = +90.7$ t, se registró la aparición de las primeras grietas horizontales en la parte inferior de la viga en el lado Este. Estas grietas se repitieron en el lado Oeste en el pico positivo del ciclo 6 ($\Delta = +9.4$ mm, $P = +137.6$ t) e indican inicio del deterioro del mecanismo de adherencia en la zona (fig. 7.1c). En el ciclo 4 se alcanzó el 97 por ciento de la carga de diseño en la dirección positiva y se excedió la carga de diseño en la dirección negativa en 26 por ciento.

Con el incremento en la deflexión demandada, las grietas inclinadas se extendieron y aumentaron su anchura. Para las grietas en la dirección positiva, a partir del ciclo 8 ($\Delta = +13.2$ mm, $P = +151.0$ t), el incremento en la anchura fue significativo. En la dirección negativa, se identificó un cambio considerable en la anchura de las grietas al alcanzar el pico negativo del ciclo 10. En la fig. 7.1d se presenta el estado de daño para una deflexión nominal de 12 mm.

En el ciclo 8 se alcanzaron +13.2 mm y -11.1 mm de deflexión al centro del claro en las direcciones positiva y negativa, respectivamente. En la dirección negativa, la deflexión estuvo limitada por la capacidad

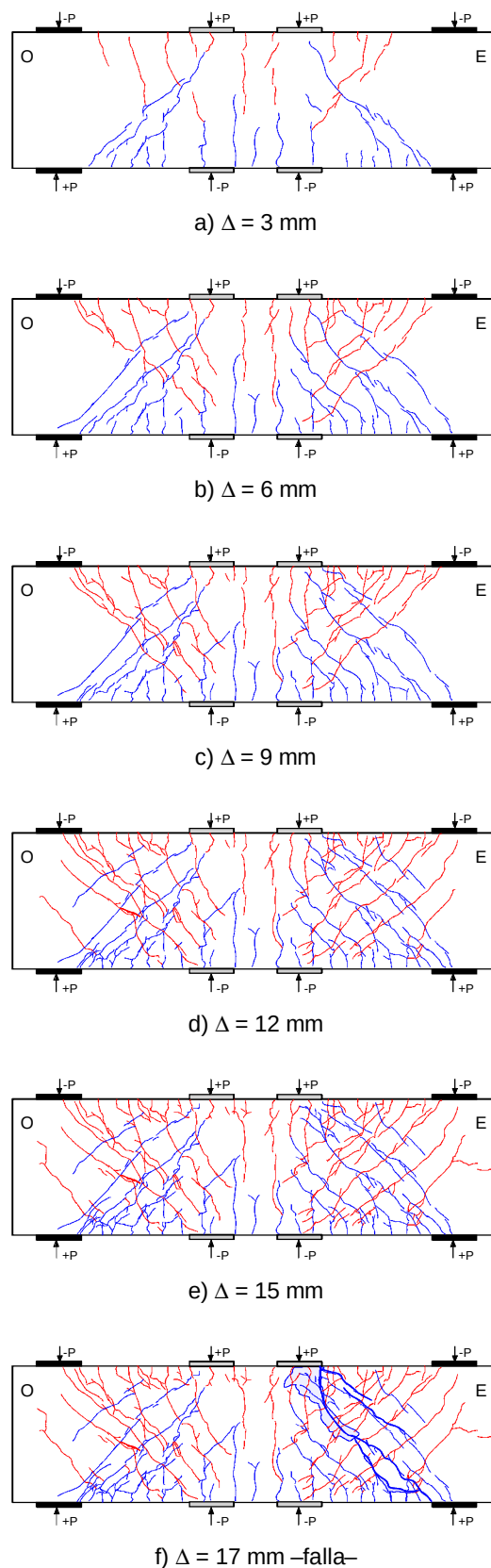
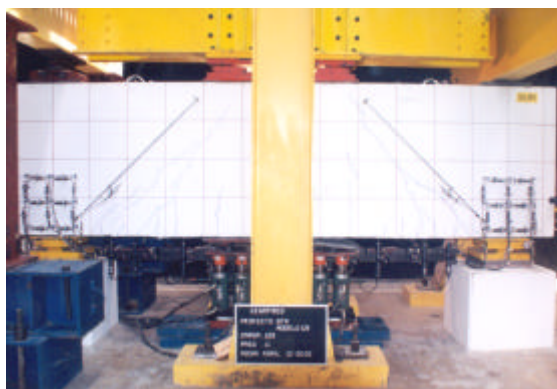


Figura 7.1 – Evolución del agrietamiento

de carga de los gatos. El ciclo 9 fue repetición del ciclo 8. En el pico positivo de este ciclo ($\Delta = +11.7$ mm, $P = +125.1$ t) se presentaron los primeros indicios de deslizamiento a lo largo de una de las grietas del lado Este, ya que se observaba muy cerrada en algunos puntos y con mayor anchura en otros. También se observó reorientación del puntal principal a partir de las grietas. En el pico negativo se alcanzaron ($\Delta = -11.7$ mm, $P = -86.4$ t), nuevamente, debido al agotamiento de la capacidad de carga de los gatos.

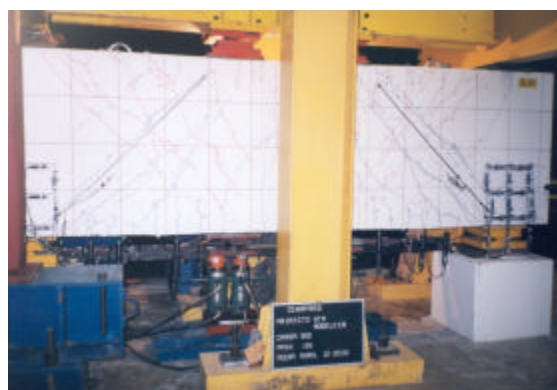
En el ciclo 10 se alcanzaron deflexiones al centro del claro de $+16.6$ mm y -12.5 mm en los picos positivo y negativo, respectivamente. El cortante asociado a las deflexiones en los picos fue de $+160.0$ t y -85.2 t. En la fig. 7.1e se presenta el estado de daño en este ciclo. El ciclo 11 fue repetición del ciclo 10, así, en la dirección positiva, la deflexión registrada fue muy similar a la del ciclo anterior. En la dirección negativa, sin embargo, la deflexión aumentó en mayor proporción que en los ciclos anteriores en los que había estado determinada por la capacidad del sistema de carga. Las cargas aplicadas fueron del orden de 90 por ciento de las del ciclo 10, en la dirección positiva y de 98 por ciento en la dirección negativa. En este ciclo, el deslizamiento relativo entre los dos bloques del lado Este se hizo más evidente gracias a la cuadrícula dibujada en el modelo. En la fig. 7.2 se presentan detalles del modelo CR durante la prueba para diferentes deflexiones.



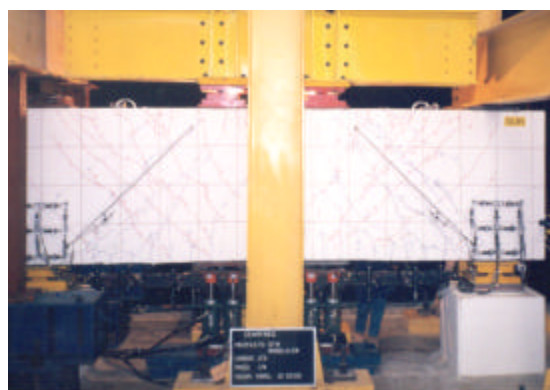
a) ciclo 2



b) ciclo 6



c) ciclo 8

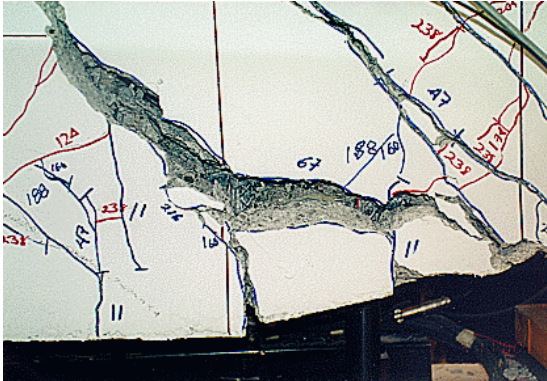


d) ciclo 10

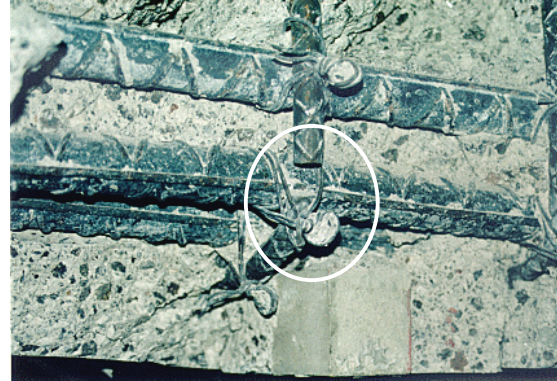
Figura 7.2 – Modelo CR durante la prueba

La falla se presentó en el ciclo 12 al tratar de inducir una deflexión de $+18$ mm en la dirección positiva (fig. 7.1f). Al alcanzar una deflexión de $+17.0$ mm y para $P = +162.9$ t se produjo aplastamiento del concreto a lo largo del puntal principal del lado Este, principalmente, en la parte superior, cerca de la placa de aplicación de carga. Simultáneamente se observaron aumento en el deslizamiento entre los bloques de concreto delimitados por el plano de falla y el consiguiente plegamiento del refuerzo longitudinal (acción de

dovela) como mecanismo resistente a la concentración de deformación por corte en la zona. Adicionalmente se presentó falla en dos de los estribos del lado Este ubicados en la zona central del puntal. En la fig. 7.3 se presentan detalles del daño y en fig. 7.4 se muestra el estado de daño del puntal Este del modelo CR en la última etapa de la prueba, antes y después de retirar el recubrimiento de concreto desprendido.

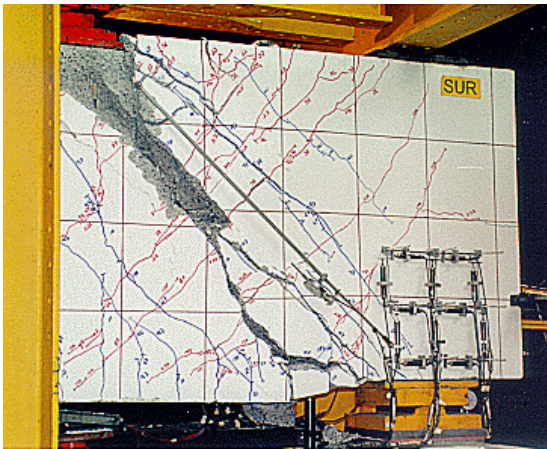


a) deterioro del mecanismo de adherencia en zona de reacción del puntal

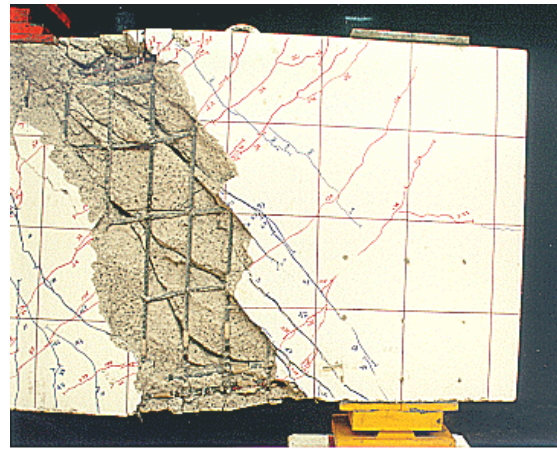


b) fractura en estribos en fibra inferior

Figura 7.3 – Detalle del daño en puntal Este (modelo CR)



a) antes de retirar el recubrimiento desprendido



b) después de retirar el concreto desprendido

Figura 7.4 – Estado de daño en ciclo 12 (modelo CR)

En general, puede decirse que, en la dirección positiva, el agrietamiento definía de manera clara la orientación y ubicación de los puntales de compresión (fig. 7.1f), mientras que en la dirección negativa, el patrón de agrietamiento fue ligeramente más difuso indicando, probablemente, la formación de puntales secundarios o la reorientación de los puntales iniciales por el deterioro en las zonas de reacción. En la fig. 7.5 se muestra el aspecto final de daño del espécimen CR. Se destacan el aplastamiento y el desprendimiento del concreto cerca de los puntos de aplicación de carga y a lo largo de la diagonal del lado Este formada para cargas positivas, el deterioro por *splitting* en las zonas de reacción del puntal (regiones aledañas a los apoyos) y el bajo nivel de daño en las zonas nodales.

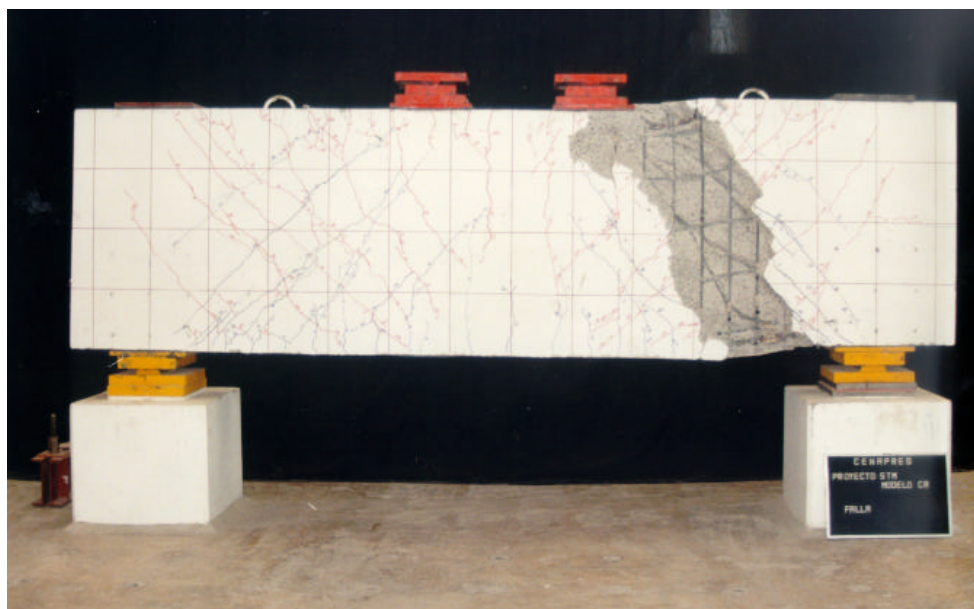


Figura 7.5 – Condición final de daño (modelo CR)

7.2.2 Comportamiento carga-deflexión

En la fig. 7.6 se presenta la curva histerética carga–deflexión del modelo CR. El comportamiento fuerza cortante contra deflexión al centro del claro del modelo CR presentó una tendencia similar a la del modelo CT; sin embargo, la falla ocurrió para una deflexión menor que en los modelos anteriores debido, probablemente, a que se indujeron mayores solicitaciones en la dirección negativa que aumentaron el deterioro y disminuyeron la capacidad de deformación del modelo. El cortante máximo resistido fue +162.9 t, muy similar al registrado en los ensayos previos y 68 por ciento mayor que la carga de diseño de acuerdo con las Recomendaciones FIP, indicada en la misma figura con línea discontinua. En relación con la resistencia predicha con el modelo empleado en el diseño y con las propiedades medidas de los materiales, la carga última fue 36 por ciento mayor.

La tendencia elástica lineal observada en las primeras etapas de las pruebas de las vigas anteriores, se mantuvo, en la dirección positiva, hasta una deflexión cercana a +9 mm. Posteriormente, se presentó disminución en la rigidez y por tanto, suavizamiento del mecanismo resistente hasta la deflexión máxima de +17.0 mm. Esta deflexión, corresponde a una ductilidad de desplazamiento (definida en el cap. 4) de 1.9. La rotación media asociada a la deflexión máxima es 0.95 por ciento.

En la dirección negativa, la deflexión máxima alcanzada fue –15.1 mm, correspondiente a –92.6 t. En la fig. 7.6 se observa que, el comportamiento en esta dirección fue sensiblemente elástico lineal hasta deflexiones del orden de +9 mm. Debido a la diferencia de rigidez de la viga en las dos direcciones, en la dirección negativa, la carga asociada al fin de la etapa de proporcionalidad entre esfuerzos y deformaciones fue 40 por ciento menor que en la dirección positiva.

Desde el segundo ciclo, el modelo presentó un poco de histéresis debido al agrietamiento tanto por flexión como por corte que se registró antes de alcanzar el pico positivo. El área entre los lazos histeréticos creció proporcionalmente con la fuerza cortante y con la deflexión (cap. 8).

Los lazos presentaron un estrangulamiento en el origen, particularmente en los ciclos a deflexiones mayores a +10 mm. Este estrangulamiento es común en estructuras con fallas de corte. La degradación de

resistencia entre ciclos consecutivos para la misma deflexión fue del orden de cuatro por ciento en los primeros ciclos positivos y de dos por ciento en los negativos. A partir del ciclo 8, después de que se presentó una abrupta degradación de rigidez en el modelo, la pérdida de resistencia en ciclos positivos varió alrededor de 10 por ciento. En los ciclos negativos la carga aplicada estuvo limitada por la capacidad de los gatos.

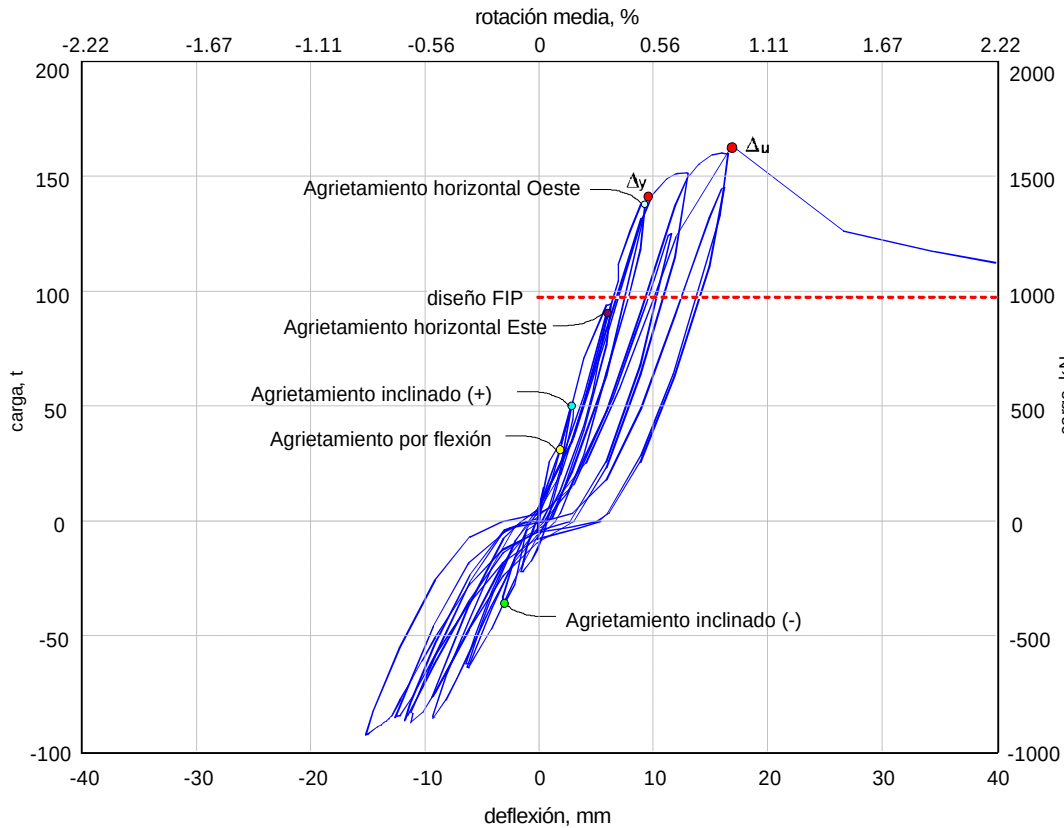


Figura 7.6 – Curva fuerza cortante–deflexión (modelo CR)

7.3 ANÁLISIS DE LA INSTRUMENTACIÓN EXTERNA

En esta sección se presentan los registros obtenidos a partir de la instrumentación externa. Se incluye un análisis del comportamiento de los puntales de compresión y de las zonas nodales así como la evolución de la deformada de la viga a lo largo de la prueba para los picos de deflexión máxima en cada ciclo.

7.3.1 Comportamiento del puntal principal

El modelo supuesto en el diseño para la transmisión de las cargas desde los puntos de aplicación de carga hasta los apoyos fue igual al empleado en los especímenes anteriores. Así, para la dirección positiva de carga, se supuso que alrededor del 66 por ciento de la carga aplicada sería tomada por los estribos y el 34 por ciento restante se transmitiría mediante puntales de concreto a compresión inclinados 44.2° y extendidos desde los puntos de aplicación de carga hasta los apoyos. Estos puntales, se diseñaron para resistir una fuerza cortante de 33.3 t (327.6 kN), es decir, una fuerza axial de compresión de 47.7 t (467.8 kN). Empleando las propiedades medidas del concreto, la resistencia esperada según el modelo supuesto es de 42.8 t (419.7 kN) de fuerza aplicada, es decir, 61.3 t (601.1 kN) de compresión axial.

En la fig. 7.7 se presentan las curvas carga aplicada-deformación medidas en los transductores ubicados a lo largo de los puntales principales de compresión y de los puntales de la armadura que distribuye la carga tomada por los estribos, al aplicar carga en la dirección positiva.

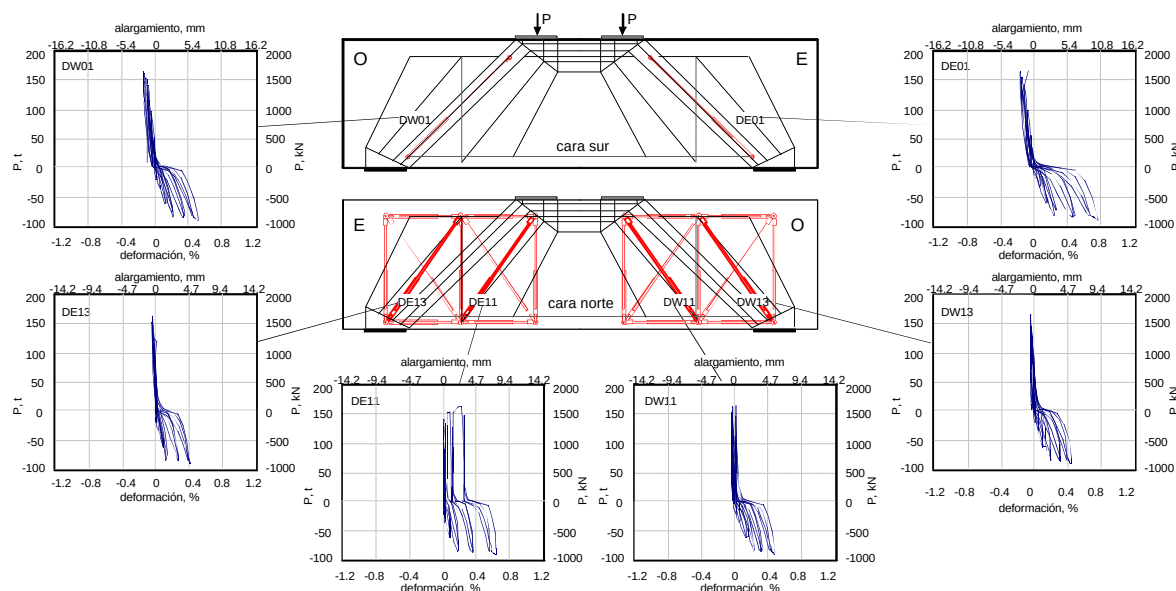


Figura 7.7 – Deformaciones en los puntales de compresión (modelo CR)

Como era de esperarse, se registraron deformaciones de compresión, al cargar en la dirección positiva y, deformaciones de tensión o alargamientos al aplicar carga en la dirección negativa. Las primeras deformaciones fueron menores a 0.2 por ciento, tal como se esperaba con base en el diseño, en el que una de las hipótesis es la baja deformabilidad de los puntales de compresión. Estas deformaciones son comparables con las medidas en el modelo CT. En la dirección negativa, los mayores alargamientos fueron del orden de 0.8 por ciento y son indicativos de la formación de campos de tensión, responsables de la aparición de grietas como producto de la aplicación de la carga.

A pesar de que la falla se presentó en el lado Este, la magnitud de las deformaciones fue muy similar en ambos lados. En la dirección positiva, el comportamiento observado es elástico lineal y no se presentaron indicios de deformaciones plásticas en el concreto.

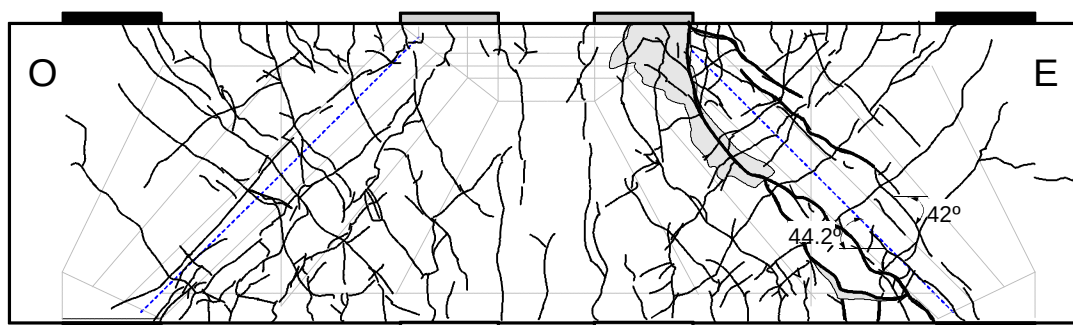


Figura 7.8 – Orientación del puntal de compresión (modelo CR)

En la fig. 7.8 se superponen el modelo de puntales y tensores empleado en el diseño y el patrón de agrietamiento observado con el fin de comparar la tendencia de los puntales de compresión. Al igual que en el

modelo CT, la inclinación media de la grieta a lo largo de la cual se presentó la falla, fue del orden de 42° , lo que indica un alto grado de correlación con el modelo teórico. Sin embargo, también como en los modelos anteriores, la formación de los puntales secundarios o puntales de la armadura para distribución de la carga de los estribos, no aparece claramente definida.

7.3.2 Evolución de la deformada

En la fig. 7.9 se presentan las curvas de deflexión del modelo CR en los primeros picos de cada deflexión y se compara con la curva de la elástica obtenida a partir de expresiones teóricas (ecs. 7.1 y 7.5). Se observa que, para deflexiones positivas de hasta +9 mm, la forma de la curva es muy similar a la teórica y presenta las mayores deformaciones al centro del claro. Después de inducir deflexiones al centro del claro mayores a 12 mm, la deflexión máxima de cada ciclo se presentó a 80 cm del borde interior del apoyo del lado Este o, lo que es lo mismo, a 80 cm del eje de la viga, mostrando la misma tendencia que el espécimen CT. En la carga última ($P = +162.9$ t), la deflexión alcanzada al centro del claro fue +17.0 mm, mientras que en el punto de mayor deformación se registraron +19.4 mm.

En la dirección negativa, a pesar de que en los últimos ciclos la deformación impuesta estuvo limitada por la capacidad del sistema de carga, se registraron -15.1 mm de flecha al centro del claro en el pico negativo del ciclo 11.

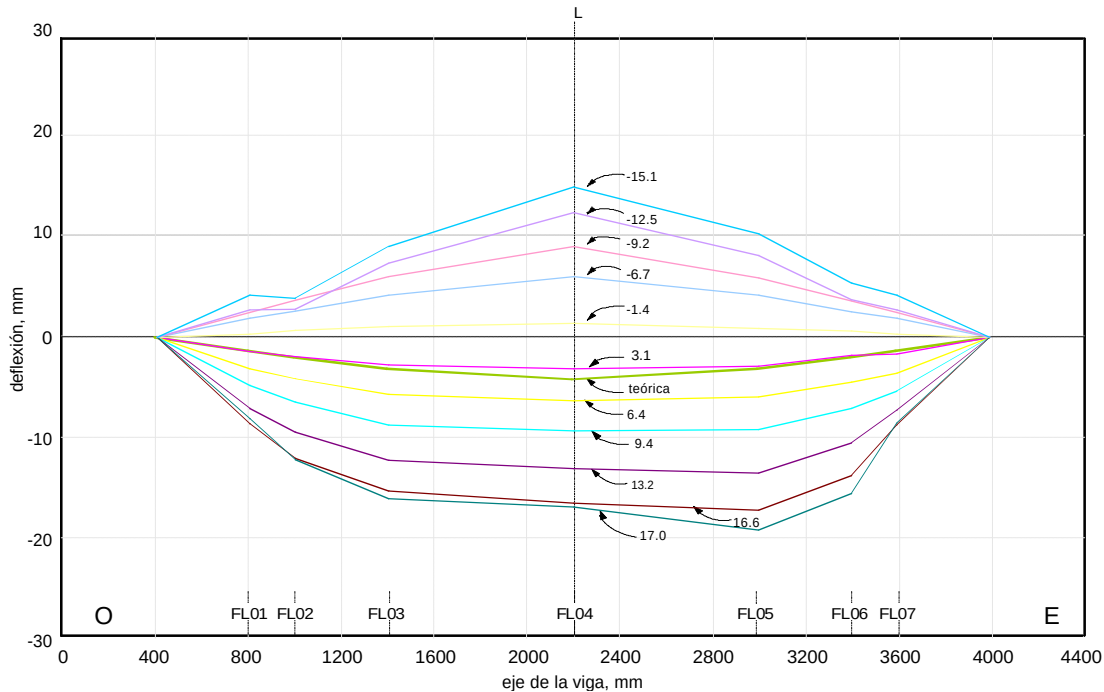


Figura 7.9 – Deformada (modelo CR)

7.3.3 Deformaciones en el alma

Siguiendo la metodología empleada en los modelos anteriores, se obtuvo la configuración deformada de la viga en los picos de máxima deformación en ambas direcciones. En la fig. 7.10 se presenta un esquema de las deformaciones medidas en las zonas instrumentadas para $\Delta = +17.0$ mm y $\Delta = -15.1$ mm. Las deformaciones presentadas incluyen tanto los efectos de las cargas de flexión y cortante, como los de las pérdidas de adherencia.

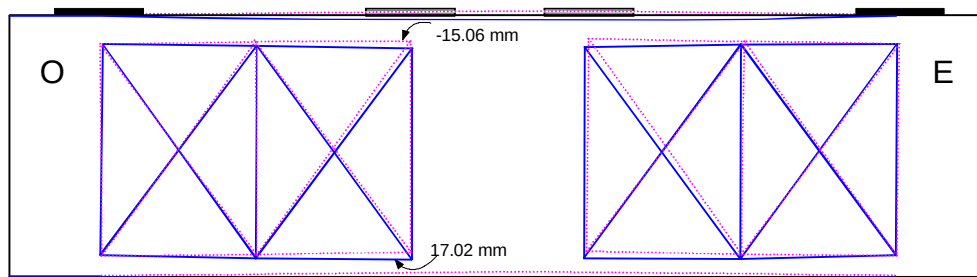
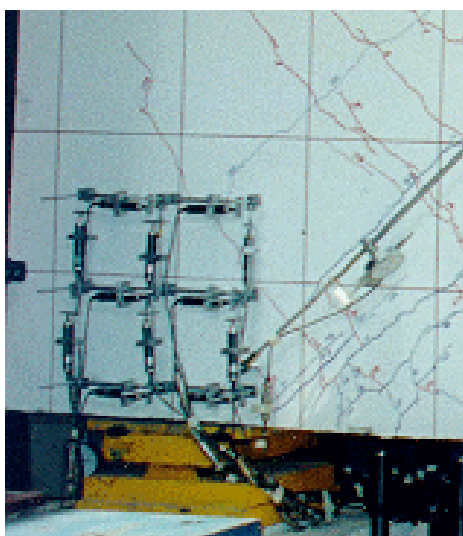


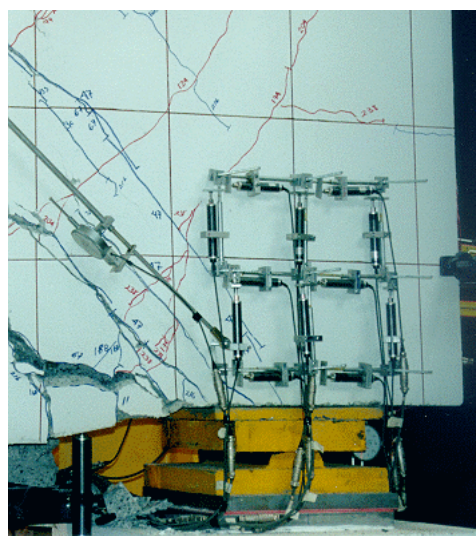
Figura 7.10 – Deformaciones en el alma (modelo CR)

7.3.4 Deformaciones en zonas nodales

En la fig. 7.11 se presenta el estado final de daño en las zonas nodales de los apoyos para la dirección positiva de carga. Se observa muy bajo nivel de deterioro, al igual que en los modelos anteriores. Únicamente se presentó incursión de dos grietas inclinadas en las zonas nodales pero con anchuras menores a 0.5 mm. El daño se concentró en las regiones interiores adyacentes y consistió en grietas horizontales causadas por deterioro de la adherencia por *splitting*. Este fenómeno presentó características muy similares a las exhibidas por el modelo CT.



a) lado Oeste



b) lado Este

Figura 7.11 – Detalle de zonas nodales en $D = +17.0$ mm (Modelo CR)

El bajo nivel de deterioro se pudo corroborar con base en los registros de los transductores ubicados en las zonas de apoyos (fig. 3.15b). En la fig. 7.12 se presentan las curvas de carga aplicada contra deformación en estos instrumentos. En general, los alargamientos u acortamientos medidos, correspondientes a los ciclos positivos de carga, fueron menores a 0.5 mm (0.25 por ciento de deformación). En la dirección negativa se presentaron deformaciones del orden de uno por ciento en el nivel intermedio de transductores horizontales. Los instrumentos NE52 y NE23 presentaron fallas durante la prueba. En la fig. 7.12 se indican con línea discontinua los transductores en los cuales los registros para la dirección positiva de carga fueron de compresión. Las lecturas obtenidas parecen reflejar condiciones de deformación locales más que un patrón de comportamiento global en la zona nodal. Es por eso por lo que no hay simetría aparente entre los dos lados del modelo y las deformaciones pueden explicarse por la existencia discreta de grietas en ciertas zonas. Así, en general, las mayores deformaciones se presentan en los lechos de transductores ubicados hacia el interior

de la viga, que es la zona por la que se supone atraviesa el puntal de compresión y se crean campos transversales de tensión.

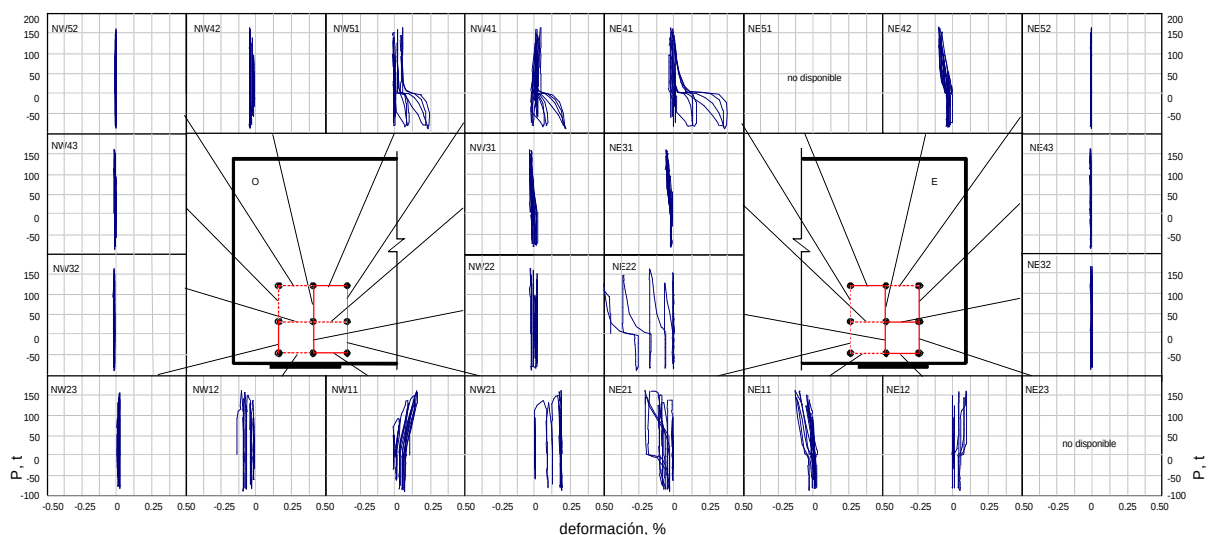


Figura 7.12 – Deformaciones en zonas nodales (modelo CR)

7.3.5 Anchura de grietas

En las tablas 7.1 y 7.2 se presentan las anchuras de las grietas medidas durante la prueba en los picos de los ciclos positivos y negativos, respectivamente. En la fig. 7.13 se presenta la ubicación de dichas grietas y se evalúa el incremento en su anchura con el nivel de carga. Se seleccionaron las mayores grietas al final de la prueba en cada lado de la viga y se relaciona su anchura con la deflexión al centro del claro y con las deformaciones de tensión registradas en los transductores que las cruzaban.

Tabla 7.1 – Anchura de grietas en la dirección positiva (modelo CR)

Ciclo	P, t	Deflexión, D mm	Anchura, mm								
			W				E				
			1	2	3	4	W	E1	E2	E3	E4
+2	49.5	3.1	0.41	0.30	0.25	—	0.50	0.30	0.10	—	
+4	94.5	6.4	0.25	0.35	0.30	0.80	0.80	0.60	0.60	—	
+6	137.6	9.4	0.05	0.50	0.35	1.25	0.80	1.00	1.25	—	
+8	151.0	13.2	0.05	0.60	1.00	2.00	1.00	2.80	3.00	3.00	
+10	160.0	16.6	0.05	0.60	1.50	2.50	1.50	3.50	5.00	4.00	

La medición de la anchura de las grietas durante los picos de cada ciclo se realizó a partir del ciclo 2 cuando se detectaron los primeros indicios de agrietamiento. Durante los picos en los que las grietas permanecieron abiertas se registraron valores de hasta 5 mm en la dirección positiva (grieta E3) y 0.8 mm en la dirección negativa. En el estado de cero carga la anchura máxima de grieta, medida después de la falla, fue de 8 mm y se presentó en la grieta a lo largo de la cual ocurrió el deslizamiento en el lado Este (grieta E3).

Tabla 7.2 – Anchura de grietas en la dirección negativa (modelo CR)

Ciclo	P, t	Deflexión, D mm	Anchura, mm			
			WN1	WN2	EN1	EN2
-2	-21.8	-1.4	0.10	0.15	0.05	0.30
-4	-63.0	-6.1	0.50	0.80	0.41	0.50
-6	-85.4	-9.2	0.60	0.50	0.41	0.50
-10	-85.2	-12.5	0.80	0.50	0.80	0.80

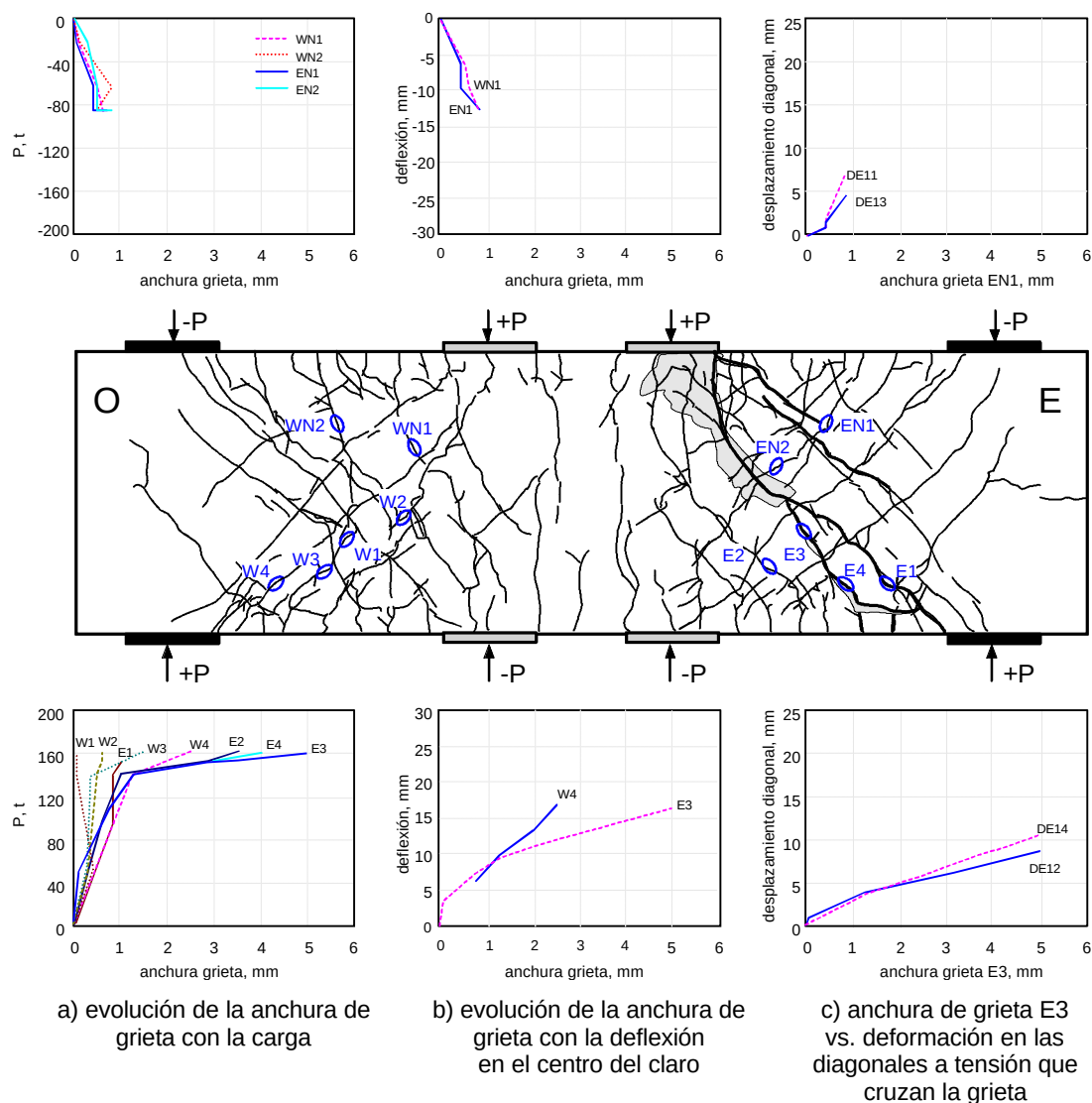


Figura 7.13 – Anchura de grietas (modelo CR)

En la dirección positiva se presentó incremento en la anchura de las grietas con la deflexión durante todo el ensaye. Este incremento fue más acelerado en el lado Este. En la dirección negativa, la anchura de las grietas en el lado Oeste se estabilizó a partir del ciclo 6. En general, la tendencia observada es bastante similar a la del modelo CT.

7.4 COMPORTAMIENTO DETALLADO

En esta sección se presenta la evaluación del comportamiento de la viga CR con base en los registros de los deformímetros adheridos al refuerzo longitudinal y transversal. En la fig. 7.14 se presenta la secuencia de las fluencias del refuerzo y se indica en la curva histerética carga–deflexión el punto en el cual ocurrió cada una de ellas. Se incluyen también las resistencias del modelo predichas con base en diferentes reglamentos.

Conservando la misma tendencia observada en el modelo CT, las primeras fluencias se registraron, en picos de ciclos positivos, en el refuerzo transversal a lo largo del puntal principal del lado Este (posiciones

EE16, EE07 y EE02). El comportamiento del modelo se conservó sensiblemente elástico lineal aún después de la ocurrencia de estas fluencias. La siguiente fluencia se registró, antes de alcanzar el pico negativo del ciclo 6, en el lecho superior del refuerzo longitudinal al centro del claro en ambos lados de la viga.

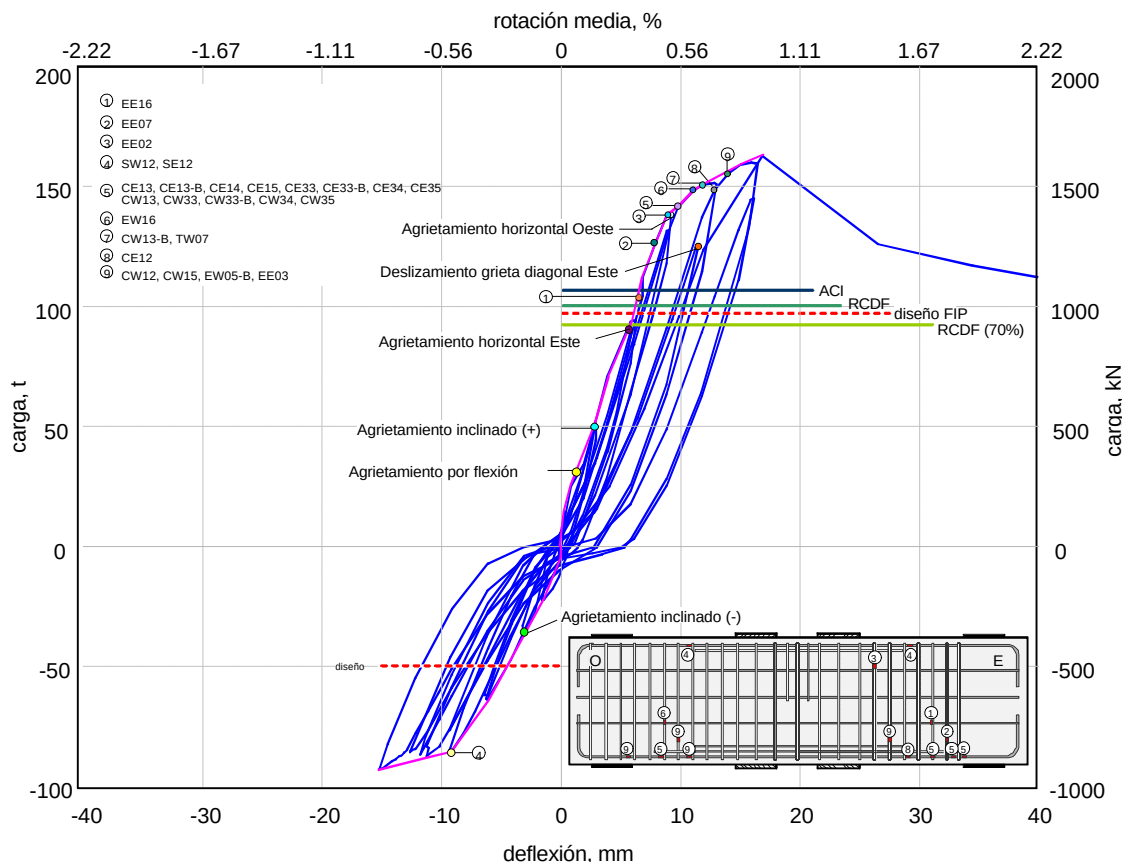


Figura 7.14 – Curva carga – deflexión y secuencia de fluencias (modelo CR)

En la dirección positiva, las primeras fluencias en el refuerzo longitudinal ocurrieron al alcanzar una deflexión al centro del claro mayor a +10 mm. El final de la etapa de proporcionalidad entre cargas y deformaciones coincidió con el inicio de las fluencias en las barras del lecho inferior.

Al alcanzar el pico positivo del ciclo 10 ($\Delta = +16.6$ mm), ya habían ocurrido todas las fluencias que se registraron en el modelo, la mayoría de ellas, en el refuerzo longitudinal para momento positivo y cerca de las zonas de apoyo o zonas de reacción del puntal de compresión.

Vale la pena destacar que en este modelo, en contraposición con los modelos anteriores, se presentaron muy pocas fluencias en el refuerzo transversal (sección 7.4.2).

7.4.1 Refuerzo longitudinal

En este modelo, el esquema de refuerzo empleado fue el mismo que en los modelos anteriores (fig. 3.5a) y, de igual forma que en el espécimen MR, las longitudes de anclaje del refuerzo longitudinal se redujeron empleando fundas de poliuretano que evitaron la formación de la interfaz acero-concreto (fig. 5.1).

En la fig. 7.15 se presenta el comportamiento carga-deformación de los deformímetros eléctricos ubicados en la barra de borde del lecho inferior de refuerzo longitudinal, la cual se consideró representativa de todo el lecho. Se indica, con números arábigos, el orden de ocurrencia de las fluencias registradas.

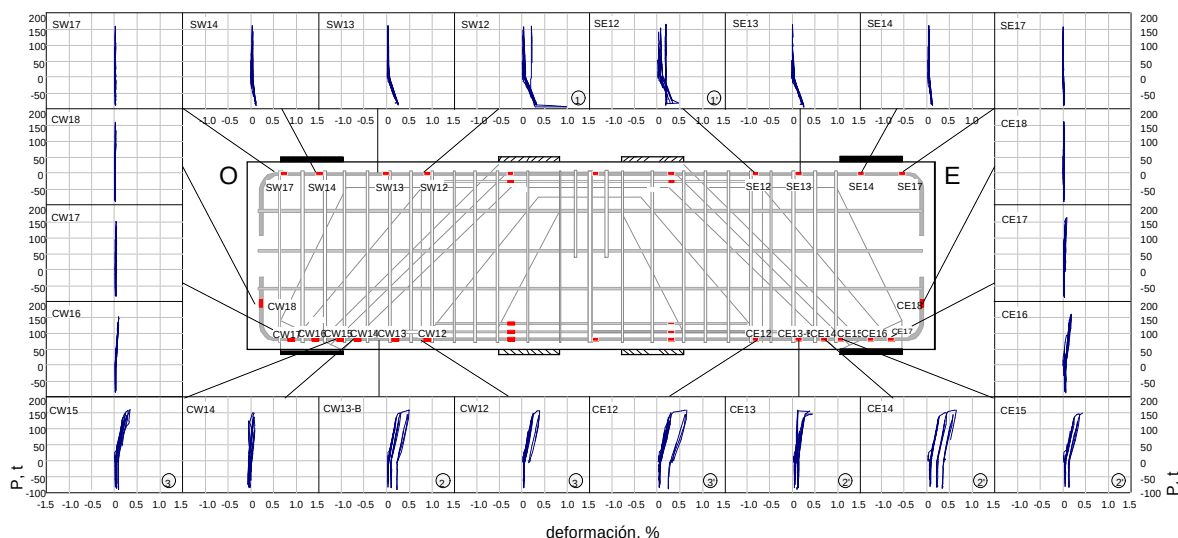


Figura 7.15 – Deformaciones en el refuerzo longitudinal (modelo CR)

En general, en todo el refuerzo longitudinal, las deformaciones fueron despreciables antes de la aparición de las primeras grietas diagonales. Se presentó comportamiento elástico lineal hasta deflexiones al centro del claro de +10 mm. El refuerzo longitudinal del lecho inferior estuvo sujeto a deformaciones de tensión durante toda la prueba, mientras que en el lecho superior se registraron deformaciones de compresión hasta de 0.002 en la zona del centro del claro (no presentada en este trabajo). En los extremos de las barras, las deformaciones fueron también de tensión durante todo el ensaye; sin embargo, las magnitudes en los ciclos positivos fueron menores a 0.0005.

Los niveles de deformación observados fueron diferentes en ambos lados de la viga. Las mayores deformaciones en los ciclos positivos, se desarrollaron en el lado Este, lo que resulta coherente con el patrón de daño, las mayores anchuras de grieta y el aplastamiento del concreto observados en ese lado.

En este modelo resulta interesante que las fluencias se desarrollaron de manera prácticamente simultánea y en el ciclo 10, cuando se alcanzó el 98 por ciento de la resistencia del modelo, ya se había presentado la plastificación de todas las posiciones cercanas a la zona de reacción del puntal en ambos lados de la viga.

En la zona aledaña a los apoyos, el comportamiento fue similar al observado en el modelo CT; las curvas carga-deformación de algunos de los deformímetros exhibieron un comportamiento típico de deterioro de adherencia. Se infiere que hubo fallas locales de adherencia o deterioro de la misma con base en lo anterior y debido a que los esfuerzos obtenidos a partir de las deformaciones registradas, mostraron la necesidad de emplear un modelo de comportamiento del acero que incluyera el efecto de la interacción con el concreto circundante y considerara posibles deslizamientos, tal como ocurrió en el espécimen CT. Las grietas de adherencia se presentaron, probablemente a causa del deterioro producido por la inversión de las cargas en la zona de reacción del puntal. Antes del deterioro de la adherencia se registraron deformaciones de hasta 0.007, es decir 2.8 veces la deformación de fluencia. Los deformímetros ubicados en los ganchos y sobre las placas de apoyo registraron deformaciones menores a la de fluencia, como en los modelos anteriores.

Al igual que en los modelos anteriores, principalmente el CT, las grietas horizontales indicativas de deterioro de la adherencia entre el concreto y el acero en la zona de reacción del puntal principal de compresión para carga positiva, no resultaron determinantes en el comportamiento global aunque contribuyeron al deterioro del puntal. El deslizamiento relativo entre los bloques de concreto definidos por el plano de falla en el puntal a compresión, produjo, como en los casos previos, plegamiento del refuerzo longitudinal y un modo de falla similar al observado en los otros modelos (fig. 7.16).

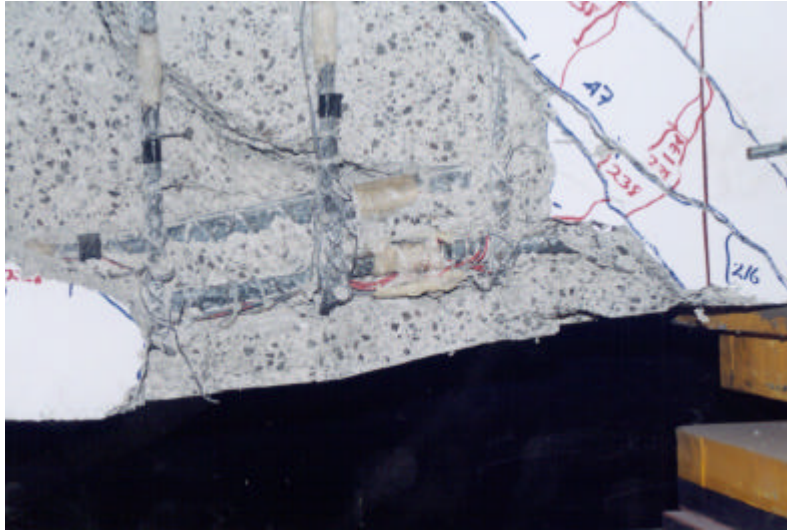


Figura 7.16 – Plegamiento del refuerzo longitudinal cerca del apoyo del lado Este (modelo CR)

7.4.2 Refuerzo transversal

Como se mencionó anteriormente, el refuerzo transversal del modelo CR presentó menor cantidad de fluencias que en los modelos anteriores. En el lado Este las fluencias se registraron en los estribos no. 6, no. 7, no. 2 y no. 3. Los estribos no. 4 y no. 6 presentaron fractura por tensión. El primero de ellos, cerca del gancho en la parte superior y el segundo, en la parte inferior. Sin embargo, en ninguno de los dos casos, los deformímetros registraron las deformaciones antes de la falla local ya que estaban ubicados lejos de ella.

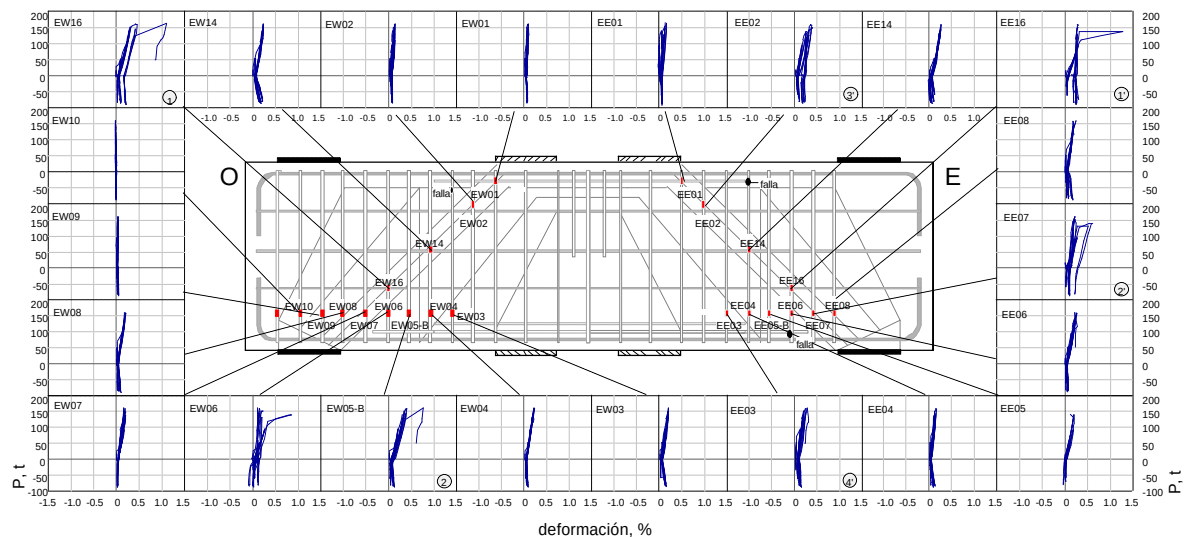


Figura 7.17 – Deformaciones en el refuerzo transversal (modelo CR)

En la fig. 7.17 se presentan las gráficas carga-deformación de los deformímetros ubicados en el refuerzo transversal y se incluye la secuencia de fluencia en diferentes posiciones del mismo. Todos los estribos estuvieron sujetos a tensión durante el ensaye. El comportamiento fue muy similar al observado en el modelo CT, de manera que estuvo determinado por la aparición y propagación de grietas. Hasta deflexiones al centro del claro del orden de +7 mm, el comportamiento observado fue elástico lineal. Las primeras fluencias

registradas ocurrieron en el lado Este en las posiciones EE16 ($\Delta = +7.0$ mm, $P = +104.6$ t), EE07 ($\Delta = +8.0$ mm, $P = +126.4$ t) y EE02 ($\Delta = +9.2$ mm, $P = +138.0$ t). En el lado Oeste, se detectó fluencia en el estribo no. 6 en la zona atravesada por la grieta inclinada (posición EW16) antes del pico positivo del ciclo 8 ($\Delta = +11.3$ mm, $P = +148.7$ t). Finalmente, en $\Delta = +14.1$ mm fluyeron el estribo no. 3, en la parte superior del lado Este y el estribo no. 5 del lado Oeste.

Las mayores deformaciones se presentaron en los estribos no. 6, ubicados a 28 cm del borde interior de los apoyos a cada lado. Los instrumentos EE16, EW06 y EW16 registraron deformaciones de hasta 0.013 en los ciclos positivos de carga, siendo mayores en el lado Este. Los estribos EE6 y EW6 están ubicados al centro de la zona que se identificó como de reacción del puntal a compresión.

En el modelo CR se presentó un fenómeno de reorientación del puntal a compresión en la dirección negativa similar al comentado en el modelo CR. Los campos de tensión existentes en la parte inferior de los estribos ubicados en la zona de reacción del puntal obligaron la reorientación del puntal de compresión externo de la armadura que distribuye la carga de los estribos en la dirección negativa y la formación de las grietas inherentes (fig. 7.18).



Figura 7.18 – Agrietamiento en la dirección negativa por reorientación del puntal de compresión (modelo CR)

En la fig. 7.19 se presenta, para los primeros picos positivos de cada deflexión, la distribución de deformaciones en los estribos y en el lecho inferior del refuerzo longitudinal en las barras central y de borde. Con base en los resultados de los ensayos a tensión de las barras de acero empleado, se incluyen las deformaciones de fluencia y de endurecimiento.

En el refuerzo longitudinal, hasta deflexiones cercanas a +9 mm, la distribución de deformaciones es bastante uniforme a lo largo de la viga. Después del ciclo 8, se observa concentración de deformaciones en las posiciones 12, 13 y 14 a ambos lados de la viga. Sin embargo, para niveles posteriores de deformación se presentan indicios de deterioro de adherencia en estas posiciones, principalmente en la barra de borde debido, probablemente, al menor confinamiento.

En el refuerzo transversal por su parte, se observan mayores deformaciones a una distancia que varía entre 12 cm y 42 cm de los bordes interiores de los apoyos. En los estribos de estas zonas se alcanzaron deformaciones mayores a la de endurecimiento por deformación, equivalentes a 4.5 veces la deformación de fluencia.

Los estribos ubicados sobre la placa de apoyo tuvieron deformaciones máximas menores a la de fluencia ($0.7\epsilon_y$), lo que indica que las mayores solicitaciones no se presentaron en la zona nodal definida en el diseño y explica que el comportamiento haya sido similar al del modelo CT a pesar de la reducción en las longitudes de anclaje.

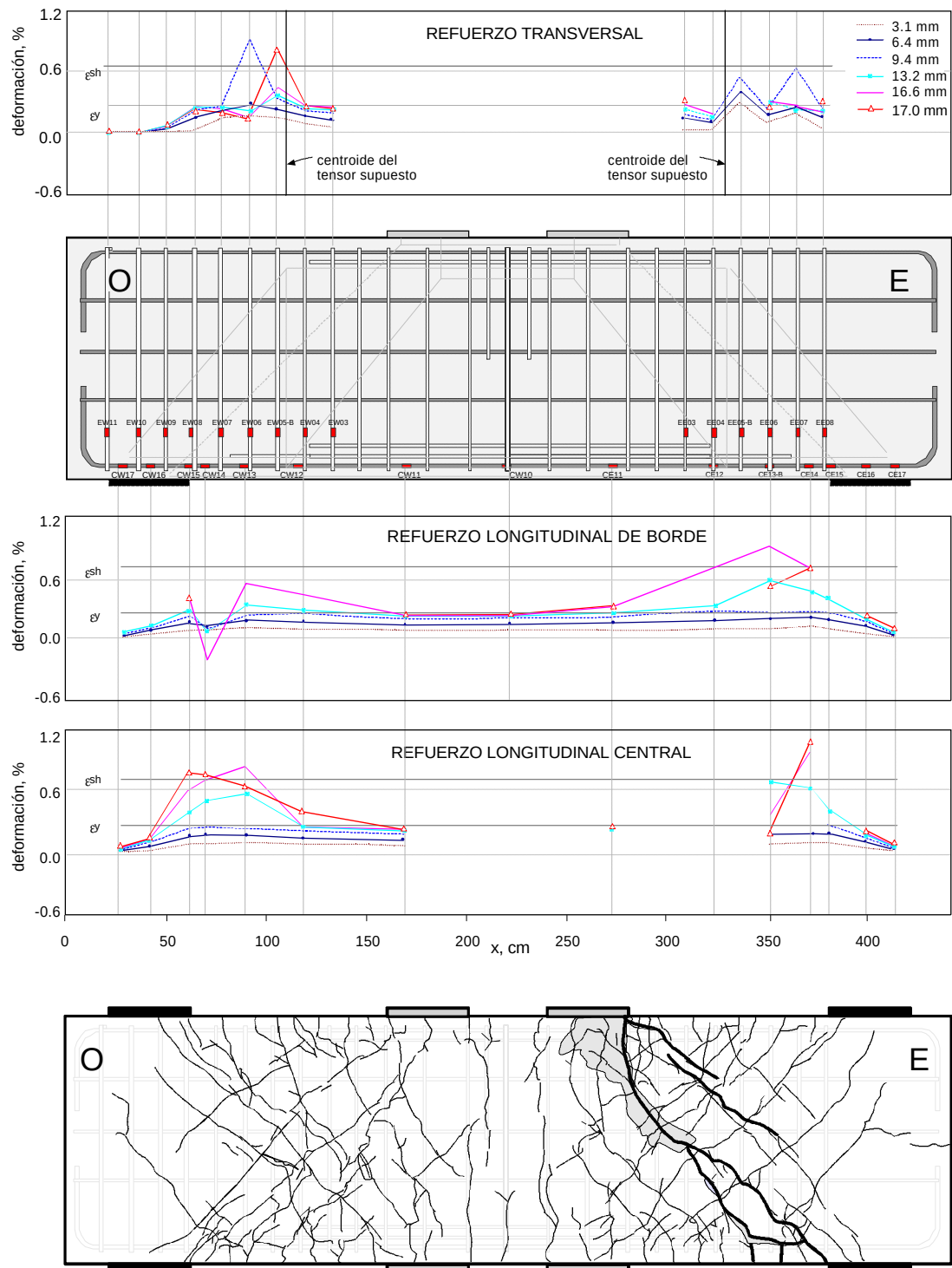


Figura 7.19 – Distribución de deformaciones en el refuerzo para momento positivo (modelo CR)

En la fig. 7.20 se presenta la distribución de deformaciones en la barra de borde del lecho superior y en el refuerzo transversal para los picos negativos de deflexión. En esta dirección, la distribución de deformaciones presentó una tendencia muy similar a la del diagrama de momentos flexionantes, manteniéndose prácticamente uniforme. Las mayores deformaciones se presentaron en las posiciones SE12 y SW12, es decir a 56 cm del borde interior de los apoyos y a 28 cm de los estribos más deformados. Este

comportamiento coincide con el del modelo CT. Vale la pena resaltar que las mayores deformaciones en el refuerzo longitudinal en la dirección negativa no coinciden con las máximas demandas en la dirección positiva, debido a la mayor influencia de la flexión en esta dirección y a la formación de un mecanismo de transferencia de cargas diferente, como se infiere con base en el agrietamiento (fig. 7.18).

En el lado Oeste, las deformaciones medidas en los estribos en esta dirección fueron menores a la de fluencia. En el lado Este se presentaron altos niveles de deformación ($2.5 \epsilon_y$) en el estribo no. 5. Los resultados presentados son sólo indicativos de la tendencia general de comportamiento ya que, debido a la ubicación de los deformímetros, las mayores solicitaciones para la dirección negativa pudieron haberse presentado en otros puntos a lo largo de cada estribo.

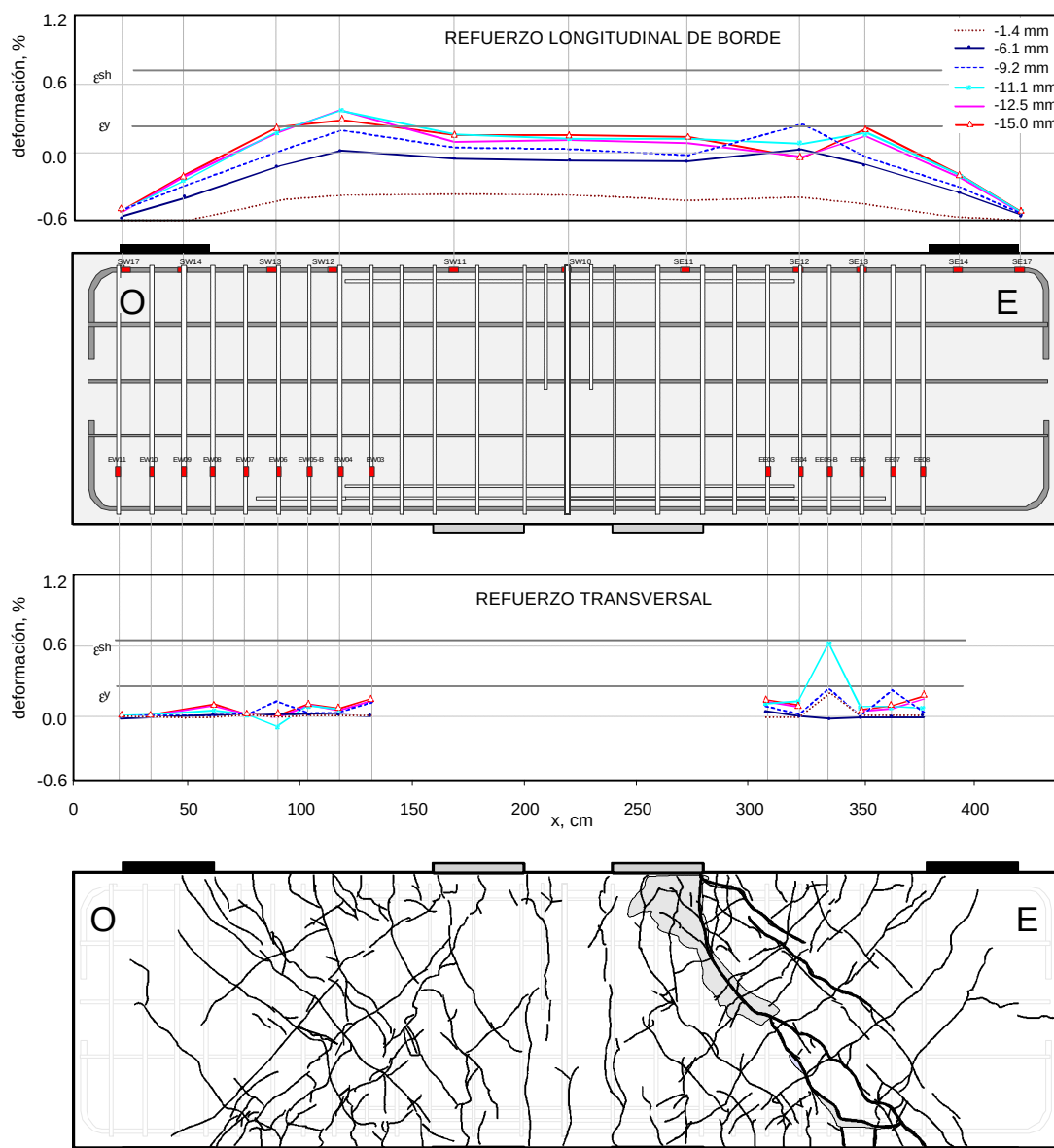


Figura 7.20 – Distribución de deformaciones en el refuerzo para momento negativo (modelo CR)

7.5 MECANISMO DE FALLA

El mecanismo de falla del modelo CR fue similar al observado en el modelo CT, es decir, estuvo controlado por el aplastamiento del concreto a lo largo del puntal principal del lado Este en la dirección positiva de carga. Influyeron también el deterioro de la adherencia en el refuerzo longitudinal en las zonas aledañas a las placas de apoyo y el deterioro en el alma agrietada de la viga debido a la carga cíclica.

En general, el comportamiento del modelo puede resumirse así: para los primeros niveles de deformación, las demandas de flexión controlaron la respuesta y aparecieron grietas verticales al centro del claro; posteriormente, después de la aparición de las grietas inclinadas, se hizo evidente el predominio del efecto del cortante. Una porción de la carga aplicada se transmitió directamente a los apoyos mediante la formación de puntales de concreto a compresión que se hicieron evidentes gracias a las grietas inclinadas producto de las tensiones perpendiculares. El incremento en la anchura de las grietas propició el inicio del trabajo de los estribos y su contribución al mecanismo resistente. De esta manera aumentaron las deformaciones en el refuerzo transversal hasta alcanzar fluencia en parte de él. Paralelamente, la inversión de las cargas introdujo altos niveles de deterioro en el alma de la viga y debilitó el mecanismo de puntales, así como la adherencia en las zonas de reacción, aledañas a los apoyos. Así, se presentó falla por aplastamiento del concreto para una deflexión al centro del claro menor que en los modelos anteriores, y se produjo deslizamiento entre los bloques de concreto del lado Este definidos por la grieta principal. El deslizamiento provocó aumento en el trabajo de los estribos y la falla en dos de ellos así como el plegamiento, por acción de dovela, en el refuerzo longitudinal.

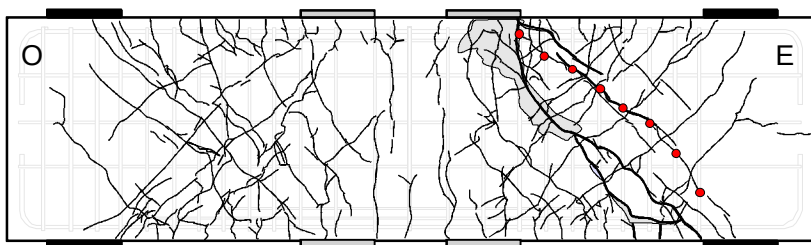


Figura 7.21 – Agrietamiento final y refuerzo transversal (modelo CR)

En la fig. 7.21 se superpone el estado final de daño con el refuerzo. Se observa que la grieta atraviesa ocho estribos que, al momento de la falla, resisten una carga aproximada de 64 t (628 kN), es decir, el 39 por ciento de la carga total aplicada. Esta resistencia corresponde al 74

por ciento de la calculada con base en la expresión teórica para calcular la contribución de los estribos del ACI318-99 ($V_s = A_v f_y d / s = 87.2$ t). Por otro lado, la contribución del refuerzo transversal calculada con base en el modelo de puntales y tensores supuesto, empleando las propiedades medidas para el acero, suponiendo distribución uniforme de esfuerzos en todos los estribos y considerando fluencia en ellos, es 88.8 t (870.8 kN). Es decir, 38 por ciento mayor.

El cortante resistido por el concreto y por otros mecanismos como la acción de dovela fue 99 t (971 kN). Despreciando la acción de dovela, el esfuerzo de compresión en el puntal inclinado, con base en la geometría supuesta, es del orden de 285 kg/cm². Este esfuerzo, equivalente a 2.4 veces la resistencia efectiva a compresión del concreto en puntales con grietas paralelas a su dirección, empleada en el diseño ($f_{cu} = 120$ kg/cm²), provocó la falla por aplastamiento del concreto.

7.6 RESUMEN

En esta sección se presenta una síntesis del comportamiento general del modelo CR. Se resumen el estado final de daño y las principales características del comportamiento carga-deflexión y se presenta la secuencia de las fluencias registradas en el refuerzo.

7.6.1 Estado final de daño

Como se mencionó anteriormente, el patrón de daño observado fue muy similar al presentado por el modelo CT aunque con un mayor deterioro en las zonas aledañas a las placas de apoyo. En las figs. 7.1, 7.3, 7.4, 7.5 y 7.21 se muestran algunos aspectos del daño final en el modelo CR. Se observa que el daño se caracterizó por la formación de grietas inclinadas en dos direcciones que se intersectaban en los claros de cortante. En la dirección positiva, la grieta principal tuvo una inclinación de 42° , mientras que en la dirección negativa la inclinación fue de 46° ya que, la geometría de los modelos de distribución de fuerzas fue diferente.

La falla se presentó en forma repentina en el ciclo 12, después de alcanzar una deflexión de +17.0 mm, por el aplastamiento del concreto cerca al punto de aplicación de carga en el lado Este con desplazamientos del bloque triangular superior definido por el agrietamiento inclinado más evidente.

7.6.2 Deflexión y resistencia

El modelo CR alcanzó un desplazamiento máximo al centro del claro de +17.0 mm, correspondiente a una ductilidad de desplazamiento de 1.9, en la dirección positiva. La rotación media observada fue de 0.95 por ciento. En la curva carga-deflexión del modelo se distinguió un comportamiento elástico-lineal hasta deformaciones de +9 mm. La deflexión máxima alcanzada fue 36 por ciento menor que la registrada por el modelo CT probablemente debido, entre otros factores, a que las demandas en la dirección negativa fueron mayores en la viga CR acelerando el deterioro en el alma de concreto.

La carga máxima, resistida en la dirección positiva, fue de +162.9 t (+1603 kN), correspondiente a 1.68 veces la carga de diseño y 36 por ciento mayor que la resistencia predicha con el modelo empleado en el diseño y las propiedades medidas de los materiales. En la dirección negativa la carga máxima alcanzada fue 85 por ciento mayor que la carga de diseño.

7.6.3 Comportamiento del refuerzo

Las deformaciones de mayor magnitud se registraron en el lado Este. En el refuerzo transversal se alcanzaron deformaciones de 5.2 veces la deformación de fluencia en la zona de reacción del puntal, mientras que en el refuerzo longitudinal las mayores deformaciones fueron del orden de $2.8 \epsilon_y$ y se presentaron en la posición coincidente con los estribos no. 6. En la zona de anclaje, encima de las placas de apoyo, las deformaciones fueron menores a la de fluencia.

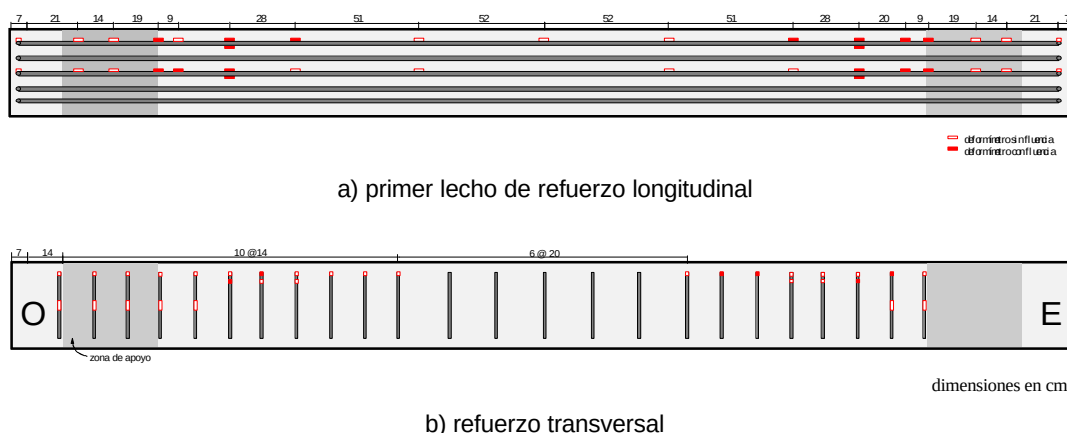


Figura 7.22 – Fluencias en el refuerzo –vista en planta– (modelo CR)

En la fig. 7.22 se presentan vistas en planta del primer lecho de refuerzo longitudinal y de los estribos. Se indican las posiciones en las cuales se registró fluencia durante la prueba. Se observa que, precisamente en

las zonas interiores aledañas a los apoyos, en las que se supuso que se produjo la reorientación del puntal y en las que se observaron fallas locales por *splitting*, prácticamente todos los deformímetros del refuerzo longitudinal midieron deformaciones mayores a la de fluencia.

En la fig. 7.23 se presenta la secuencia de fluencia del refuerzo del modelo CR. En el lado Este la primera fluencia ocurrió en el estribo no. 6 en la posición EE16 ubicada en la intersección con el eje del puntal principal supuesto ①'. Estuvo seguida por la fluencia en las posiciones EE07 ②'y EE02 ③', también en estribos a lo largo del puntal. Más tarde se registró fluencia en el lecho superior de refuerzo longitudinal ④' y, finalmente, en el lecho inferior en la zona de reacción del puntal en las posiciones CE13, CE33, CE33-B, CE14, CE34, CE15, CE35 ⑤' y CE12 ⑥'.

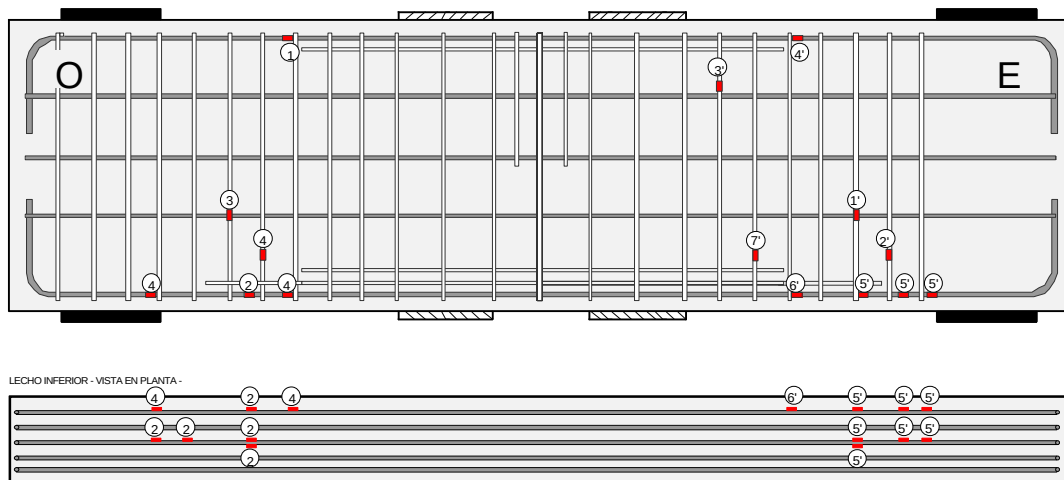


Figura 7.23 – Secuencia de fluencia del refuerzo (modelo CR)

En el lado Oeste la primera fluencia ocurrió en el lecho superior de refuerzo longitudinal (posición SW12) ①, seguida por la fluencia en las posiciones CW13, CW33, CW33-B, CW34 Y CW35 ②. Posteriormente, se registró fluencia en el estribo no. 6 en la zona de intersección con la grieta inclinada (posición EW16) ③ y en el estribo no. 5. Las últimas fluencias registradas se presentaron en las posiciones CW12 y CW15 que limitan la zona de reacción del puntal ④.

La presencia del refuerzo transversal fue importante ya que, además de tomar directamente una porción de la carga, contribuyó a la resistencia al cortante, restringiendo el ancho de las grietas en la diagonal principal y, por consiguiente, facilitando el mecanismo de trabazón del agregado.

CAPÍTULO 8

ANÁLISIS DE RESULTADOS

8.1 INTRODUCCIÓN

Se analizó el comportamiento general de los especímenes con base en la información recopilada durante los ensayos ante cargas monótonas y cíclicas a los que fueron sometidos los cuatro modelos. Principalmente, se emplearon esquemas del progreso de grietas, historia fotográfica, curva histerética carga-deflexión, registro de los transductores de desplazamiento y registro de los deformímetros eléctricos adheridos al acero de refuerzo.

En este capítulo se presenta un análisis de los resultados obtenidos durante los ensayos de los modelos y se compara el desempeño general de los mismos. La comparación se hace con base en los siguientes criterios generales: resistencia, rigidez, disipación de energía y capacidad de deformación. Estos parámetros experimentales adquieren especial importancia cuando se desea establecer el modo de falla y la respuesta de las estructuras ante excitaciones sísmicas. Adicionalmente, se analizan los modos de falla y los modelos de puntales y tensores que se supone se formaron a partir de la observación del patrón de grietas. Se comparan los parámetros del modelo con los supuestos en el diseño y con las disposiciones de algunos reglamentos.

8.2 RESISTENCIA

En esta sección se comparan los principales parámetros empleados para calificar el desempeño de las vigas ensayadas. Se incluyen comentarios sobre el agrietamiento, la deflexión y la resistencia (definida como la máxima carga que es capaz de soportar una estructura), las rotaciones medias y las deformaciones medidas en el refuerzo.

Durante el ensayo de las vigas se registraron la carga máxima resistida y las fuerzas cortantes asociadas a fenómenos de particular interés como el primer agrietamiento, las primeras fluencias de los refuerzos longitudinal y transversal, así como la formación del agrietamiento inclinado. El estudio de la resistencia de los modelos consistió fundamentalmente en la comparación de los valores registrados experimentalmente con aquéllos obtenidos empleando las expresiones de diseño contenidas en las Recomendaciones de la FIP 1996, el reglamento ACI318-99 y las NTCC.

8.2.1 Agrietamiento

Con el fin de comparar la condición última de daño en los especímenes, se presentan en la fig. 8.1 los agrietamientos observados al final de cada uno de los ensayos. En general, el daño se caracterizó por grietas inclinadas paralelas a la grieta principal extendida desde los puntos de aplicación de carga hasta los apoyos. El patrón observado fue muy similar en todos los modelos.

En todos los especímenes se observó una distribución más o menos uniforme del daño. En el caso de las vigas CT y CR (ensayadas ante cargas cíclicas), en la dirección positiva, a partir del agrietamiento, fue bastante evidente la formación de un puntal de compresión inclinado, tal como se observó en los modelos sometidos a carga monótona. A través de este puntal (campo de esfuerzos de compresión) una porción de la fuerza aplicada se transmitió a los apoyos. Las grietas principales tuvieron una inclinación cercana a los 45°. En todos los casos, la falla se presentó en forma repentina por el aplastamiento del concreto debajo de las placas de aplicación de carga y el posterior desprendimiento del recubrimiento de concreto a lo largo del puntal principal. Se observó deslizamiento relativo entre los bloques de concreto delimitados por el plano de falla y, con excepción del modelo CT, se presentó fractura de, al menos, un estribo.

En los especímenes sometidos a cargas cíclicas reversibles (CT y CR), se observaron grietas horizontales en la parte inferior de la viga en la zona interior de los apoyos, indicativas de deterioro de la adherencia entre el concreto y el acero por problemas de *splitting*. Aunque en los modelos MT y MR hubo algunos indicios de este tipo de agrietamiento, el daño fue de menor magnitud. Esta última afirmación es consistente también con los registros de deformación del refuerzo longitudinal en la zona.

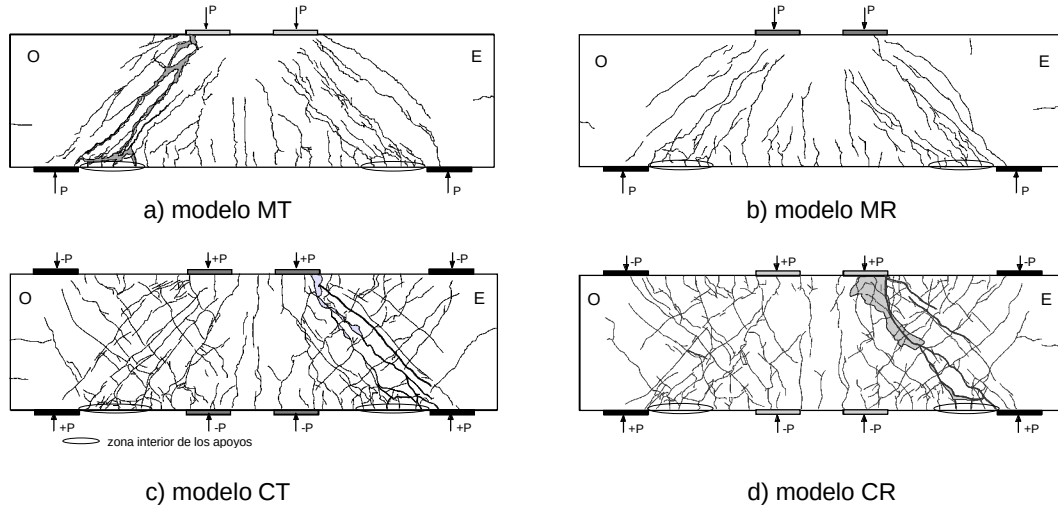


Figura 8.1 – Estado final de daño de los modelos

La secuencia de agrietamiento principal se puede resumir en cuatro etapas: 1) aparición de grietas por flexocortante a deflexiones del orden de 1 mm, 2) aparición del agrietamiento diagonal para deflexiones menores a 2 mm, 3) propagación de grietas, paralelas a las primeras grietas inclinadas, que definen de manera muy evidente el puntal de compresión, y 4) formación de grietas horizontales en las zonas interiores de los apoyos por *splitting* en el refuerzo longitudinal del lecho inferior. En la fig. 8.2 se comparan las cargas y las deflexiones al centro del claro en las cuales se detectó la aparición de la primera grieta inclinada en cada uno de los modelos. El eje de la izquierda se emplea para las cargas de agrietamiento, mientras que las deflexiones se refieren al eje vertical de la derecha. Se observa que en los modelos con reducción en la longitud de anclaje (MR y CR) el agrietamiento ocurrió para cargas menores que en los modelos MT y CT.

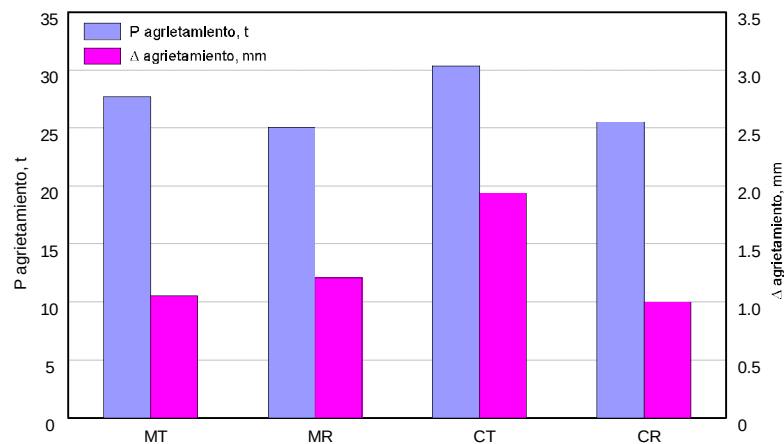


Figura 8.2 – Primer agrietamiento inclinado

En general, puede decirse que, a pesar de que los patrones de agrietamiento fueron muy similares en todos los modelos, las cargas cíclicas propiciaron un mayor deterioro en el alma de las vigas.

8.2.2 Envoltentes de respuesta

Las envoltentes de respuesta se obtuvieron a partir del comportamiento carga-deflexión de los especímenes. En la fig. 8.3 se presentan las curvas carga-deflexión medidas en los modelos MT y MR, así como las envoltentes de las curvas histeréticas para los especímenes CT y CR. En las curvas carga-deflexión de los modelos sometidos a carga cíclica (figs. 6.7 y 7.6), desde el primer ciclo, se presentó un poco de histéresis, atribuida, inicialmente, al agrietamiento por flexión y, posteriormente, al agrietamiento inclinado.

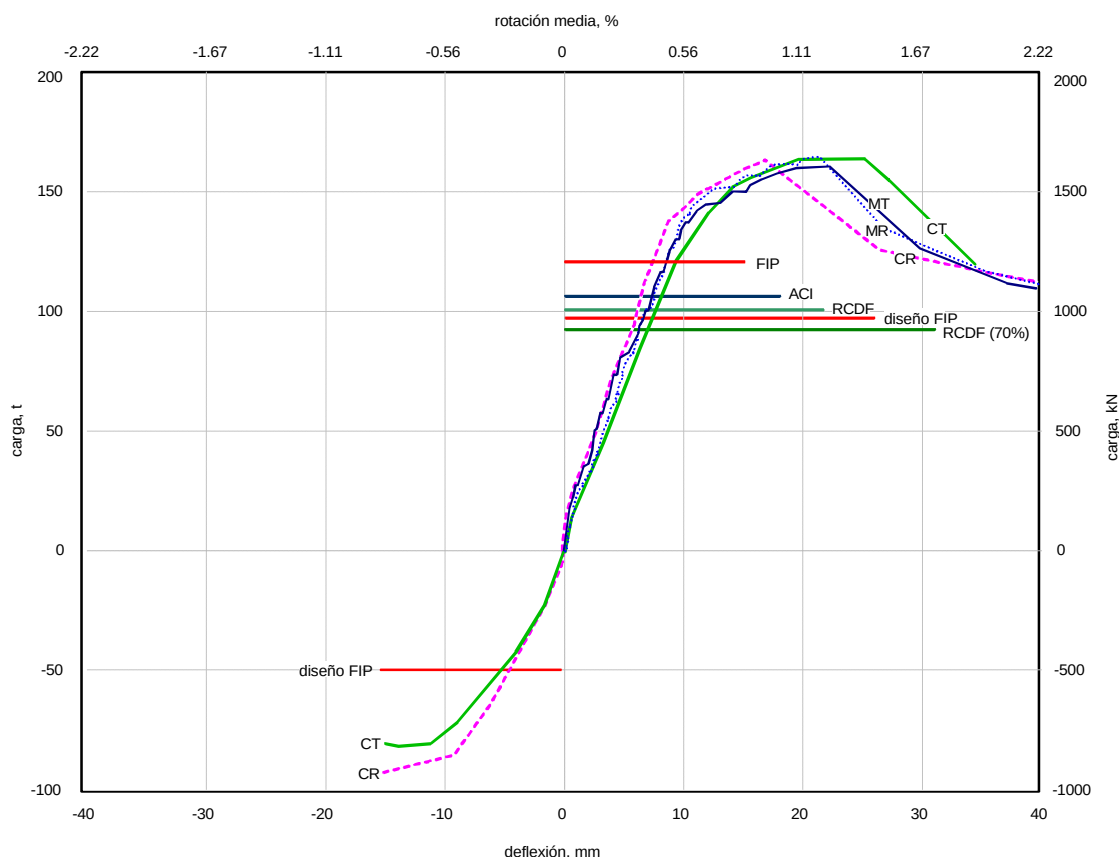


Figura 8.3 – Envoltentes de respuesta

Para los modelos CT y CR, las envoltentes se construyeron a partir de los valores máximos de la fuerza cortante en cada deflexión. Las curvas para los ciclos negativos de estos dos especímenes también se presentan en la fig. 8.3. En el caso del modelo CT, la envoltente puede no reflejar de manera exacta el comportamiento del modelo debido a los ajustes que fue necesario hacer a las deflexiones a causa de los problemas observados con el marco de carga (cap. 6).

En la fig. 8.3 se indican, además de la carga de diseño con las recomendaciones de la FIP, los valores de resistencia predichos empleando las propiedades medidas de los materiales y con base en el modelo propuesto por la FIP para vigas peraltadas, en el reglamento ACI318-99 y en lo dispuesto por las NTCC del RCDF donde se considera reducción de la resistencia en 30 por ciento para el caso de vigas con peraltes como los de los especímenes ensayados. Con el fin de evaluar lo dispuesto por las NTCC se calculó también la resistencia esperada con base en ellas pero sin aplicar la reducción para elementos peraltados (estos valores se comparan en la tabla 8.2).

En la fig. 8.4 se presentan las curvas carga-deflexión para la dirección positiva, únicamente, y se incluyen los puntos asociados al primer agrietamiento inclinado y a la primera fluencia. Como era de

esperarse, considerando que todos los modelos tenían cuantías de refuerzo transversal iguales, la magnitud de las fuerzas cortantes asociadas con el primer agrietamiento inclinado de las vigas fue muy similar y los diferentes valores de la fuerza cortante de agrietamiento para cada modelo que se presentan en la fig. 8.2, se pueden explicar por las variaciones en la construcción de cada espécimen. Sin embargo, como se presentó en la fig. 8.2, en general, fueron menores las cargas de agrietamiento en los modelos con reducción de la longitud de anclaje. La carga de agrietamiento promedio fue de 27.2 t (267 kN); es decir, un esfuerzo de compresión medio en el puntal principal, con base en la geometría supuesta del modelo, de 76 kg/cm² (745 MPa).

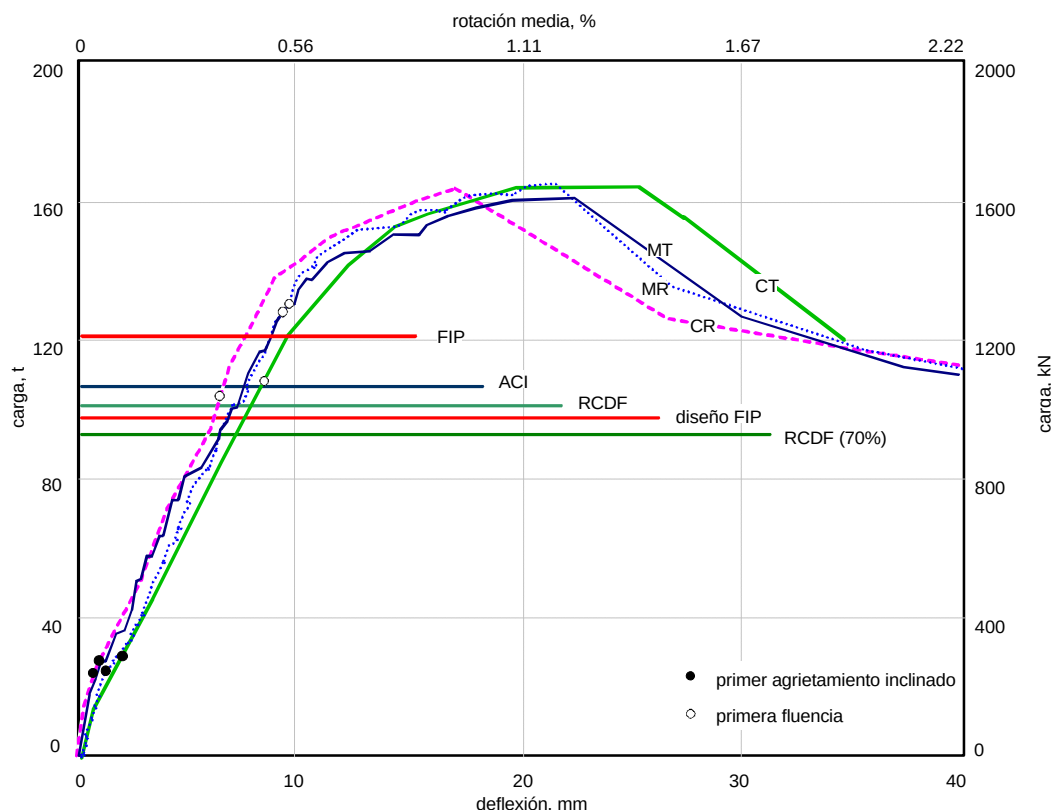


Figura 8.4 – Envoltentes de respuesta para semiciclos positivos

En las gráficas de la fig. 8.4 se pueden reconocer cuatro etapas principales en el comportamiento general de las vigas ensayadas. Las dos primeras etapas exhibieron una relación lineal entre la carga y la deflexión. La primera de ellas finalizó con el agrietamiento inclinado y la consecuente pérdida de rigidez. La segunda se extendió hasta la ocurrencia de las primeras fluencias; terminó al alcanzar deflexiones del orden de 10 mm. La etapa intermedia se extendió hasta alcanzar la resistencia de los modelos y se caracterizó por el cambio en la pendiente de la curva carga-deflexión, que hace evidente la pérdida gradual de rigidez. La cuarta y última etapa quedó definida por el cortante último resistido y la deflexión última a la que estuvieron sujetos los especímenes (rama descendente) después de la falla. En general, el comportamiento observado en todos los modelos es bastante similar.

En la primera etapa, la proporcionalidad entre carga y deflexión se perdió después de la ocurrencia de varias fluencias. En la parte inicial de esta etapa, al aparecer las primeras grietas, se presentaron pérdidas de rigidez en los modelos. Tanto el fenómeno de histéresis como el de disipación de energía iniciaron con dicho agrietamiento. El primer agrietamiento inclinado en los especímenes ocurrió para una deflexión media de 1.3 mm. Aparentemente, el tipo de carga aplicada y la reducción en las longitudes de anclaje no influyeron sobre la deflexión asociada con este fenómeno. La segunda etapa estuvo caracterizada por un incremento de la capacidad de carga con el aumento de deflexión en una proporción semejante en todos los modelos. Una vez

alcanzada la resistencia de las vigas, se inició la tercera etapa que fue muy corta. La tendencia de las curvas en esta última etapa se caracterizó por el descenso brusco de la resistencia al incrementar la deflexión. Este comportamiento es típico de elementos que presentan fallas por corte, como las observadas en los modelos.

Las deflexiones al centro del claro asociadas a la resistencia alcanzada al final de los ensayos fueron inferiores a 30 mm. En la tabla 8.1 se resumen los valores de desplazamiento máximo alcanzado, carga correspondiente y resistencia registrados en cada uno de los modelos. En el caso de los modelos MT, MR y CR, el cortante máximo resistido coincidió con la deflexión máxima alcanzada luego de presentarse la falla; por el contrario, en el modelo CT, la resistencia se alcanzó para una deflexión menor que la máxima medida. Si se comparan los valores de resistencia con los predichos con base en las propiedades medidas de los materiales (tabla 3.3) se observa que la FIP representa la mejor estimación de la resistencia de las vigas ante fuerza cortante (tabla 8.2). No obstante, las resistencias medidas son, al menos, 35 por ciento superiores a las calculadas.

Tabla 8.1 – Valores máximos de carga y desplazamiento

Espécimen	MT	MR	CT	CR
<i>Dirección positiva</i>				
Deflexión máxima al centro del claro antes de la falla, mm	22.4	21.4	27.1	17.0
Cortante asociado, t (kN)	161.0 (1578)	163.3 (1601)	154.4 (1514)	162.9 (1598)
Cortante máximo, t (kN)	161.0 (1578)	163.3 (1601)	163.5 (1603)	162.9 (1598)
<i>Dirección negativa</i>				
Deflexión máxima al centro del claro antes de la falla, mm	—	—	-14.9	-15.1
Cortante asociado, t (kN)	—	—	-76.8 (753)	-92.56 (908)
Cortante máximo, t (kN)	—	—	-82.1 (805)	-92.56 (908)

En la tabla 8.2 se observa, también, que el RCDF, incluyendo la reducción del 30 por ciento en la contribución del concreto para vigas peraltadas, proporciona la estimación más conservadora de la resistencia. El ACI318-99 predice el 65 por ciento de la resistencia de las vigas y las recomendaciones de la FIP, aproximadamente el 74 por ciento, al igual que el modelo de cortante por fricción de Loov (2000). Este último modelo tiene la ventaja de que supone un modo de falla muy similar al observado durante las pruebas (ver sección 8.6). Las diferencias en las predicciones realizadas con los diferentes reglamentos y la resistencia alcanzada por las vigas ensayadas se deben entre otros factores, a que las resistencias estimadas con los reglamentos de diseño están asociadas a la contribución del refuerzo transversal y a la resistencia de los puntales de compresión, ignorando la resistencia adicional que este tipo de estructuras registra al ingresar al intervalo inelástico de comportamiento y a la contribución de otros factores como el endurecimiento por deformación del acero, la trabazón del agregado o fricción y la acción de dovola, que contribuyen en determinadas etapas del comportamiento a aumentar la resistencia a corte.

Tabla 8.2 – Comparación de resistencias predichas y resistencias medidas

Espécime n	$V_{\text{máx}} / V_{\text{diseño}}$	$V_{\text{máx}} / V_{\text{FIP}}$	$V_{\text{máx}} / V_{\text{ACI318-99}}$	$V_{\text{máx}} / V_{0.7}^1$ RCDF	$V_{\text{máx}} / V_{\text{RCDF}}^2$	$V_{\text{máx}} / V_{\text{Loov}}$
MT	1.66	1.34	1.53	1.77	1.63	1.34
MR	1.68	1.36	1.56	1.79	1.66	1.36
CT	1.69	1.36	1.56	1.80	1.66	1.36
CR	1.68	1.36	1.55	1.79	1.65	1.36

¹ predicción con base en las NTCC del RCDF, considerando reducción del 30 por ciento en la contribución del concreto para vigas peraltadas

² predicción con base en las NTCC del RCDF, sin considerar reducción del 30 por ciento en la contribución del concreto.

En la tabla 8.3 se presentan los valores correspondientes a algunas etapas características de la respuesta y se comparan con la resistencia predicha con base en el modelo empleado en el diseño. La relación entre la resistencia y la carga de agrietamiento que se presenta en la tabla 8.3 indica que la incursión en el intervalo inelástico de las vigas permitió un incremento en la resistencia a fuerza cortante considerable. La resistencia de los especímenes fue superior en un 36 por ciento, en promedio, a la resistencia calculada.

Tabla 8.3 – Características de la respuesta de los especímenes ensayados

Espécimen	V_{FIP}^1 , t (kN)	V_{agr}^2 , t (kN)	$V_{fluencia}^3$, t (kN)	$V_{máx}^4$, t (kN)	$V_{agr}/V_{máx}$	$V_{fluencia}/V_{máx}$	$V_{máx}/V_{FIP}$
MT	120 (1177)	27.7 (272)	130.2 (1276)	161.0 (1578)	0.17	0.81	1.34
MR	120 (1177)	25.1 (246)	132.6 (1300)	163.3 (1601)	0.15	0.81	1.36
CT	120 (1177)	30.4 (298)	109.1 (1070)	163.5 (1603)	0.19	0.67	1.36
CR	120 (1177)	25.5 (250)	104.6 (1025)	162.9 (1598)	0.16	0.64	1.36
promedio	120 (1177)	27.2 (266)	119.1 (1168)	162.7 (1596)	0.17	0.73	1.36

¹ resistencia calculada empleando el modelo de puntales y tensores supuesto en el diseño y las propiedades medidas de los materiales

² cortante asociado a la formación de la primera grieta inclinada

³ cortante asociado a la primera fluencia en el refuerzo

⁴ cortante máximo resistido.

Como se mencionó anteriormente, en las curvas envolventes de las cuatro vigas se distinguió un comportamiento lineal hasta deformaciones del orden de +10 mm, un poco después de la primera fluencia. Sin embargo, la reserva de resistencia después de la primera fluencia cambió de un modelo a otro según el tipo de carga aplicada. Así, las cargas asociadas a la primera fluencia fueron del orden del 80 por ciento de la resistencia, en los modelos sometidos a cargas monótonas; y del 65 por ciento en aquéllos ensayados ante carga cíclica reversible, lo que indica que el tipo de carga pudo haber influido en la ocurrencia de las fluencias y aceleró las demandas en el acero. Por otra parte, las deflexiones asociadas a la primera fluencia, fueron del 40 por ciento de la deflexión máxima. En general, las cargas y los desplazamientos de fluencia fueron menores en los modelos sometidos a carga cíclica.

En la fig. 8.5 se comparan los valores de carga y deflexión asociados a la primera fluencia y a la resistencia de cada uno de los modelos. Se observa que las cargas máximas resistidas por los modelos fueron de magnitudes similares, con diferencias menores a 1.5 por ciento. En lo concerniente a desplazamientos, las diferencias fueron casi del 40 por ciento debido a la alta capacidad de deformación presentada por el modelo CT, en contraste con la falla del modelo CR para una deflexión mucho menor a la observada en las vigas anteriores.

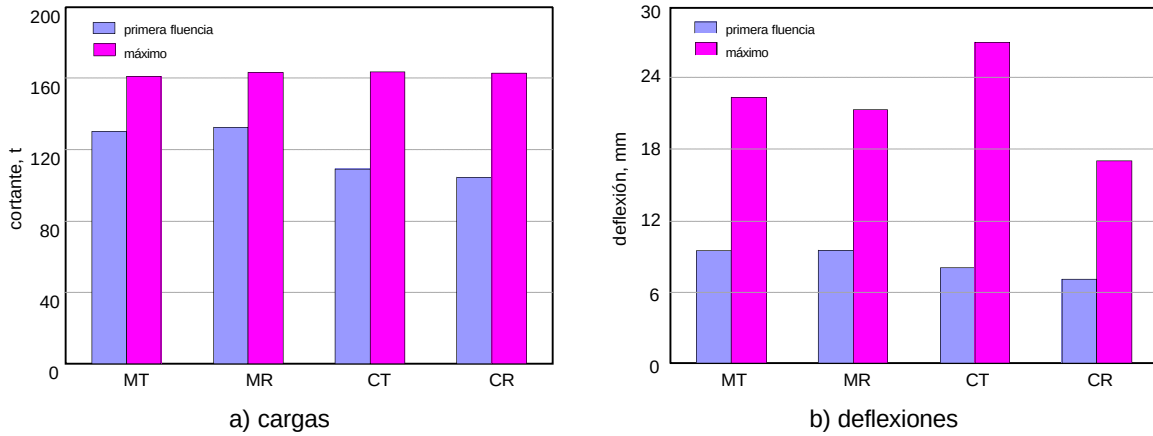


Figura 8.5 – Cargas y deflexiones asociadas a la primera fluencia y a la resistencia

En la fig. 8.6 se presentan las envolventes de los primeros semiciclos positivos y de las repeticiones de los modelos CT y CR sometidos a carga cíclica. En general, en los semiciclos de repetición para una deflexión dada, se observó disminución en la magnitud de las cargas asociadas. En los modelos CT y CR la carga disminuyó en un ocho por ciento, en promedio, para deflexiones mayores a 15 mm.

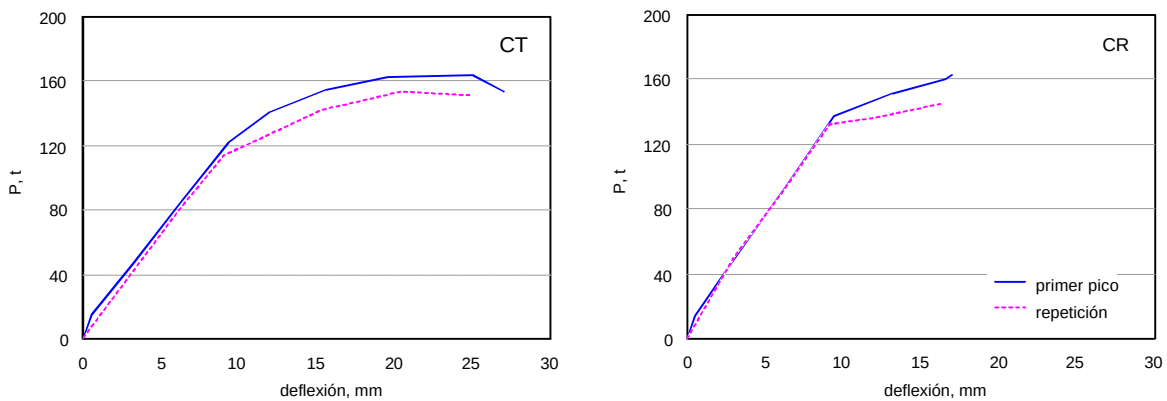


Figura 8.6 – Envolventes de respuesta en repetición de ciclos positivos

8.3 RIGIDEZ

En esta sección se compara la rigidez elástica de las vigas calculada con base en la mecánica de materiales, la rigidez de ciclo y la rigidez equivalente obtenidas con los valores registrados experimentalmente. En general, la rigidez es un parámetro que depende de las propiedades geométricas de los elementos que integran la estructura, así como de las propiedades mecánicas de los materiales con los que se ha construido.

8.3.1 Rigidez elástica

La rigidez elástica de los modelos se calculó mediante la aplicación de la teoría de la elasticidad, a partir de la cual se obtuvo la expresión siguiente, que involucra tanto el componente de flexión como el de corte

$$k_{t-e} = \left[\frac{a(3L_1^2 - 4a^2)}{24EI} + \frac{a}{AG} \right]^{-1} \quad (8.1)$$

donde

- A es el área de cortante;
 a es el claro de cortante de la viga;
 E es el módulo de elasticidad del material que constituye al espécimen;
 G es el módulo de rigidez al corte;
 I es el momento de inercia con respecto al eje centroidal de la sección transversal en la dirección de la deformación;
 k_{t-e} es la rigidez elástica teórica; y
 L_1 es la distancia entre apoyos de la viga.

Ya que la rigidez de las vigas depende tanto de las propiedades del concreto como del acero, el momento de inercia I , y el área de cortante A , que se incluyen en la ec. 8.1 se determinaron a partir de la consideración de una sección equivalente de concreto obtenida mediante el concepto de sección transformada. Las siguientes expresiones permitieron la determinación de dichos parámetros

$$I = \frac{b h^3}{12} + \left(b h - \sum A_{sj} \right) \left(\frac{h}{2} - \bar{y} \right)^2 + \sum \left(\frac{\pi d_j^4}{64} + \frac{\pi d_j^2}{4} n (y_j - \bar{y})^2 \right) \quad (8.2)$$

$$A = \frac{1}{FF} \left(b h + \sum A_{sj} (n-1) \right) \quad (8.3)$$

donde

- A_{sj} es el área de la j -ésima barra de acero;
 b es el espesor de la viga;
 d_j es el diámetro de la j -ésima barra de acero;
 FF es un factor de forma para el cálculo del área de cortante; para secciones rectangulares es uno;
 h es la altura de la viga;
 y_j es la distancia del centroide de la j -ésima barra de acero a la fibra extrema a compresión de la sección;
 $\bar{y}$ es el centroide de la sección transformada;
 n es la relación modular considerada en la transformación de la sección, definida por E_s / E_c ;
 E_c es el módulo de elasticidad del concreto; y
 E_s es el módulo de elasticidad del acero.

El valor de rigidez calculado con la ec. 8.1 se comparó con los obtenidos en la parte elástica de la curva carga-deflexión de las vigas MT y MR, antes del primer agrietamiento inclinado y, en el primer ciclo de carga, en los modelos CT y CR (tabla 8.4). El concepto de rigidez de ciclo, que más adelante se explica, ha sido utilizado aquí en forma modificada para obtener la rigidez experimental en t/cm, en la zona elástica de las curvas.

Tabla 8.4 – Rigidez elástica de los especímenes ensayados

Especímen	Rigidez elástica teórica, k_{t-e} ¹	Rigidez experimental, k_{exp} ²	k_{ext} / k_{t-e} , %
	t/cm (kN/m)	t/cm (kN/m)	
MT	420.9 (412 747)	137.3 (1346)	24
MR	420.9 (412 747)	139.4 (1367)	25
CT	420.9 (412 747)	130.4 (1279)	23
CR	420.9 (412 747)	146.2 (1434)	26

¹ rigidez obtenida mediante la ec. 8.1, con las propiedades geométricas y mecánicas reales de los modelos

² rigidez obtenida del intervalo elástico lineal de las curvas carga-deflexión en las pruebas monótonas y de las envolventes de ciclos positivos, en las pruebas cíclicas.

En la tabla 8.4 se puede observar que la aplicación de las expresiones de la teoría de la elasticidad al cálculo de la rigidez elástica de las vigas, conduce a valores mucho mayores que los valores experimentales.

La relación entre la rigidez elástica medida y la rigidez elástica teórica es del orden de 0.25. Esto se debe a que la ec. 8.1 es estrictamente aplicable en vigas largas o regiones B, en las que se cumplen las hipótesis de Bernoulli. En este caso, ya que se trata de regiones D, en las que las secciones planas no permanecen planas, los valores obtenidos difieren del valor obtenido a partir del comportamiento real del elemento. Para una estimación más exacta debe emplearse un método que considere la distribución no uniforme de deformaciones y el mecanismo de transferencia de fuerzas y que no esté basando completamente en los principios de la teoría elástica. Pueden obtenerse buenas aproximaciones si se realiza un análisis de elemento finito o se calcula la rigidez de una armadura sencilla, en la que la rigidez de los puntales de compresión está dada a partir de observación experimental (tabla 8.12). De esta manera se supone que no toda el alma de la sección contribuye a la rigidez del elemento sino que está determinada por el área de concreto que transmite la fuerza mediante la formación del puntal de compresión. Empleando este método y, dependiendo del grado de refinamiento del modelo empleado, se obtienen valores de rigidez que varían en ± 20 por ciento con respecto al valor medio registrado experimentalmente.

Los valores de rigidez experimental presentados en la tabla 8.4 demuestran que la rigidez inicial de las vigas ensayadas no dependió de la cantidad de estribos en las zonas de apoyo, ni se vio afectada por el tipo de carga aplicada. Este parámetro, como se puede ver al analizar la ec. 8.1, únicamente depende de las propiedades geométricas de cada modelo y de las propiedades mecánicas de los materiales.

En las vigas sometidas a carga cíclica (CT y CR), se presentaron, después del agrietamiento y aún en la etapa elástica, muy bajas pérdidas de rigidez, menores al dos por ciento en la dirección positiva. En la dirección negativa, la reducción fue del orden de 10 por ciento, de manera que la rigidez en la dirección negativa fue menor que la rigidez en la dirección positiva en, aproximadamente, 40 por ciento.

8.3.2 Degradación de rigidez

Existen dos parámetros que se pueden emplear para describir la degradación de rigidez de una estructura sometida a cargas cíclicas. El primero de ellos, conocido como rigidez de ciclo, k_c , consiste en evaluar la pérdida de rigidez ante ciclos completos de carga. El segundo parámetro, la rigidez equivalente, k_{eq} , permite conocer la evolución de la rigidez en cada semiciclo de carga; es decir, para cada cambio de dirección de la carga.

Adicionalmente, con el fin de comparar el cambio en la rigidez de las vigas sometidas a carga monótona con el de las ensayadas ante carga cíclica, se define la rigidez secante, k_{sec} , calculada como la pendiente de la recta secante que se extiende desde el origen hasta cada uno de los puntos de la envolvente de la curva carga-deflexión. En la fig. 8.7 se presentan tres diagramas que ilustran el cálculo de las rigideces en estudio.

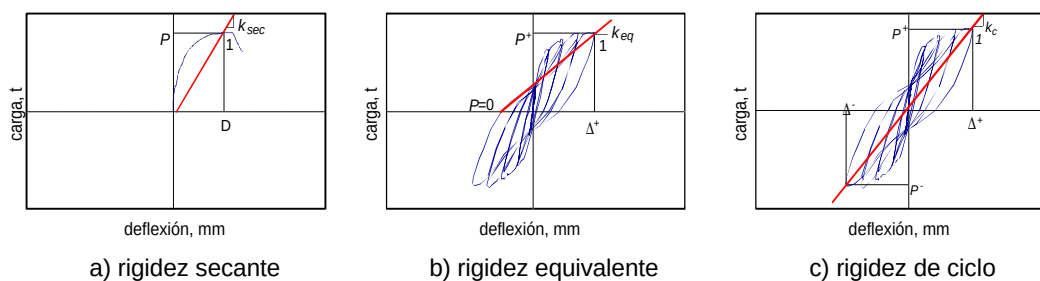


Figura 8.7 – Cálculo de rigideces

8.3.2.1 Rigidez secante

Como se mencionó anteriormente, se emplea el parámetro de rigidez secante para evaluar el deterioro de la rigidez en las vigas sometidas a carga monótona y compararlo con el de las vigas sometidas a carga cíclica. La rigidez secante se define como

$$k_{sec} = \frac{P_i}{\Delta_i} \quad (8.4)$$

donde

- k_{sec} es la rigidez secante en cada punto, expresada en t/cm;
- P_i es la carga en el i -ésimo punto de la curva carga-deflexión, en los modelos ensayados ante carga monótona, o la carga máxima del semiciclo positivo (i -ésimo punto de la envolvente), en los modelos sometidos a carga cíclica; y
- Δ_i es la deflexión asociada a P_i .

En la fig. 8.8 se comparan las curvas de degradación de la rigidez secante con el incremento en la deflexión al centro del claro. Los símbolos rellenos indican el primer agrietamiento, la fluencia y la resistencia de cada modelo. Se observa que el comportamiento general es bastante similar e independiente del tipo de carga aplicada y de la longitud de anclaje del refuerzo longitudinal. La pérdida de rigidez inicial coincide con la aparición de los primeros indicios de agrietamiento. Con el aumento en la cantidad de grietas inclinadas, continúa la pérdida de rigidez y, posteriormente, se estabiliza y se mantiene constante hasta poco después de la aparición de las primeras fluencias. A partir de entonces, la tasa de pérdida de rigidez es, prácticamente constante hasta la falla.

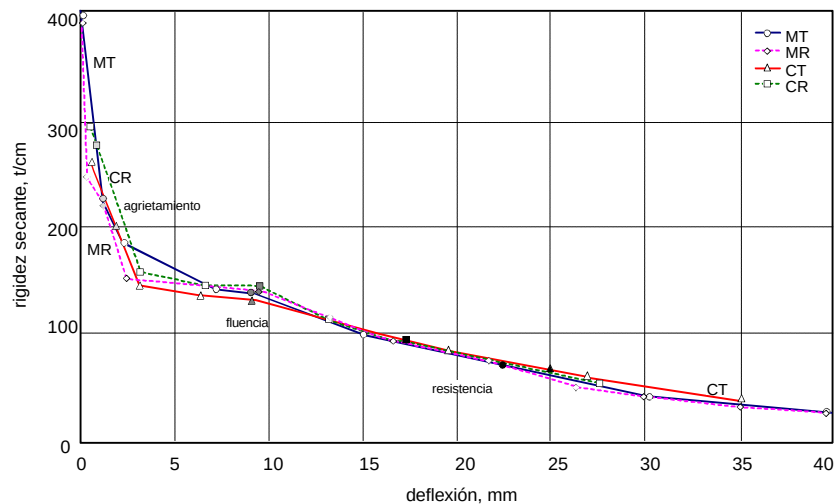


Figura 8.8 – Degradación de rigidez secante

Después de que se alcanzó la resistencia de los modelos, las pérdidas de rigidez fueron del orden de 40 por ciento en todos los modelos.

8.3.2.2 Rigidez equivalente

El estudio del deterioro de la rigidez de los modelos CT y CR, en cada semiciclo de carga, se practicó a través del cálculo de la rigidez equivalente. La rigidez equivalente, k_{eq} , se definió como la pendiente de la recta que une el punto de máxima carga y de máxima deflexión con el punto de carga nula, para cada semiciclo. En la fig. 8.9 se presentan las rigideces equivalentes para los primeros semiciclos positivos de cada deflexión, de los dos modelos ensayados ante carga cíclica reversible. La variación de la degradación de rigidez equivalente de los modelos, a lo largo del ensaye, fue muy similar a la observada para la rigidez secante.

8.3.2.3 Rigidez de ciclo

Con el fin de evaluar la degradación de rigidez en los modelos sometidos a carga cíclica, se utiliza un parámetro denominado rigidez de ciclo, definido como la pendiente de la recta secante que une los picos de dos semiciclos durante un mismo ciclo; calculado como

$$k_c = \frac{P^+ + |P^-|}{\Delta^+ + |\Delta^-|} \quad (8.5)$$

donde

- k_c es la rigidez de ciclo, expresada en t/cm;
- P^+ es la carga máxima del semiciclo positivo;
- P^- es la carga máxima del semiciclo negativo;
- Δ^+ es la deflexión asociada a P^+ ; y
- Δ^- es la deflexión asociada a P^- .

En el caso de las vigas ensayadas, ya que la cuantía de refuerzo fue diferente para cada dirección de carga, las curvas carga-deflexión no presentaron un comportamiento simétrico y la recta que representa la rigidez de ciclo no pasa por el origen. En la fig. 8.9 se comparan la rigidez secante, la rigidez equivalente de ciclos positivos y la rigidez de ciclo, calculada para el primer ciclo de cada incremento de deflexión, de los modelos CT y CR. En el modelo CT se omiten los primeros puntos de la rigidez de ciclo ya que, debido a los problemas que se presentaron con el marco de carga, la rigidez en la dirección negativa no pudo estimarse acertadamente en la primera etapa de la prueba. Para los modelos MT y MR se presenta la rigidez secante.

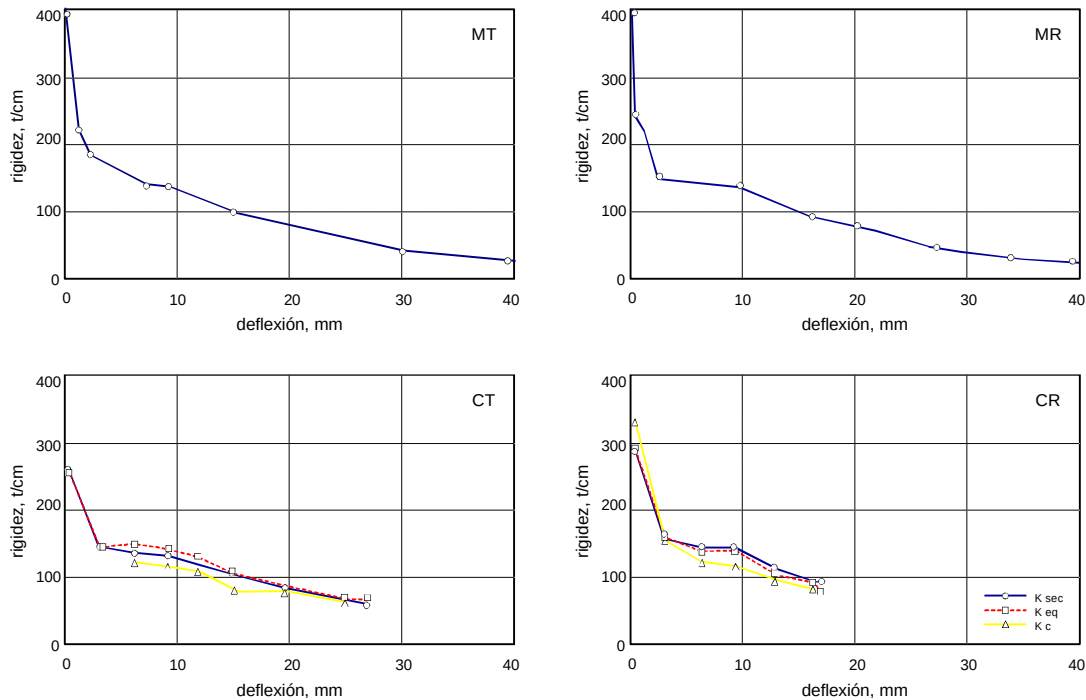


Figura 8.9 – Degradación de rigidez de los especímenes ensayados

En los modelos sometidos a carga cíclica, la tendencia de los tres tipos de rigidez calculados es bastante similar. Las diferencias entre la rigidez secante y la rigidez equivalente son, en promedio, de tres por ciento. Dada la configuración del marco de carga, la rigidez equivalente puede estar constituida por la suma de la rigidez de la viga y una porción de la rigidez del marco. Se observa que la rigidez equivalente a lo largo de los ensayos fue en promedio 14 por ciento y 11 por ciento mayor que la rigidez de ciclo para los modelos CT y CR, respectivamente. En general, se conserva la misma tendencia y comportamiento entre ambas curvas para cada uno de ellos.

Para una deflexión de 3 mm, las vigas perdieron cerca del 45 por ciento de su rigidez inicial. Esta pérdida obedece a la aparición del primer agrietamiento por flexión en el centro del claro, a los primeros

agrietamientos por flexión–cortante y, más adelante, al agrietamiento inclinado por corte. La mayor pérdida de rigidez se presentó durante los primeros ciclos. Antes del final de la etapa de proporcionalidad de los modelos (deflexiones del orden de 10 mm), las vigas mantenían cerca del 50 por ciento de su rigidez inicial. La reducción en la rigidez a esta deflexión se puede asociar con la fluencia de las barras de refuerzo transversal. A partir de la deflexión de 10 mm, la pérdida de rigidez fue gradual hasta que, al alcanzar la deflexión máxima, las vigas conservaban entre el 20 y el 30 por ciento de la rigidez inicial, debido al deterioro por agrietamiento y a la fluencia del refuerzo longitudinal, determinante en la pérdida de rigidez.

En términos generales, la variación de la rigidez a lo largo de los ensayos puede dividirse en tres etapas: 1) pérdida inicial de rigidez por el agrietamiento, 2) etapa de estabilización donde la rigidez es prácticamente constante; esta etapa representa el comportamiento elástico lineal, y 3) etapa de suavización donde la rigidez disminuye a causa de las deformaciones plásticas en el concreto y a la fluencia del refuerzo.

8.4 DISIPACIÓN DE ENERGÍA

El estudio de la disipación de energía a partir del concepto de energía de deformación resulta importante ya que a través de él se puede calificar la respuesta de una estructura ante diferentes tipos de carga. El concepto de energía de deformación se basa en el trabajo realizado por una fuerza al desplazar al cuerpo sobre el que actúa. Matemáticamente es igual al área bajo la curva carga–deflexión. En la fig. 8.10 se presentan tres esquemas que ilustran tanto los conceptos como la forma de calcular la energía de deformación y la energía disipada.

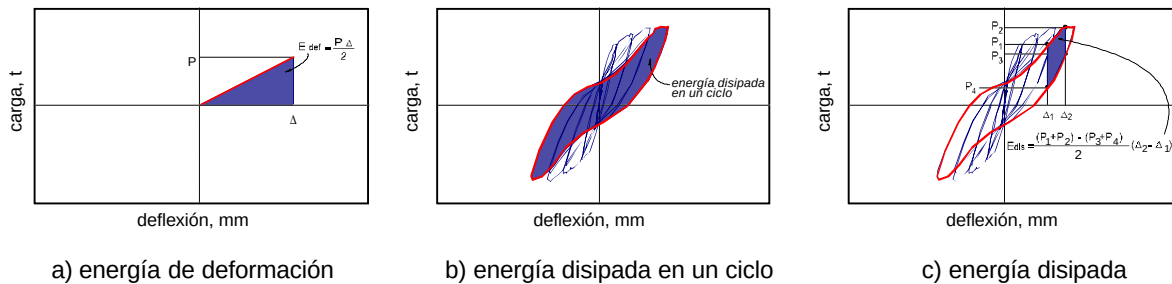


Figura 8.10 – Definición y cálculo de la energía de deformación y de la energía disipada

8.4.1 Energía de deformación

Los principios de la energía de deformación son de fundamental importancia para determinar la respuesta de una estructura a cargas monótonas. La energía de deformación se define como la energía absorbida o almacenada por un elemento durante el proceso de carga necesario para producir una deformación dada y es igual al trabajo efectuado por la carga cuando no se disipa energía.

Para cierto nivel de deformación, la energía de deformación puede calcularse como el área bajo la curva carga–deformación. En la fig. 8.11 se presenta la evolución de la energía de deformación de las cuatro vigas con la deflexión al centro del claro, calculada a partir de las envolventes de carga–deflexión. El comportamiento es bastante similar en los cuatro casos. En el modelo CT, la energía de deformación es ligeramente menor (cinco por ciento) que en los otros modelos. Esta diferencia puede deberse a la influencia de la rigidez del marco de carga en el cálculo de las deflexiones.

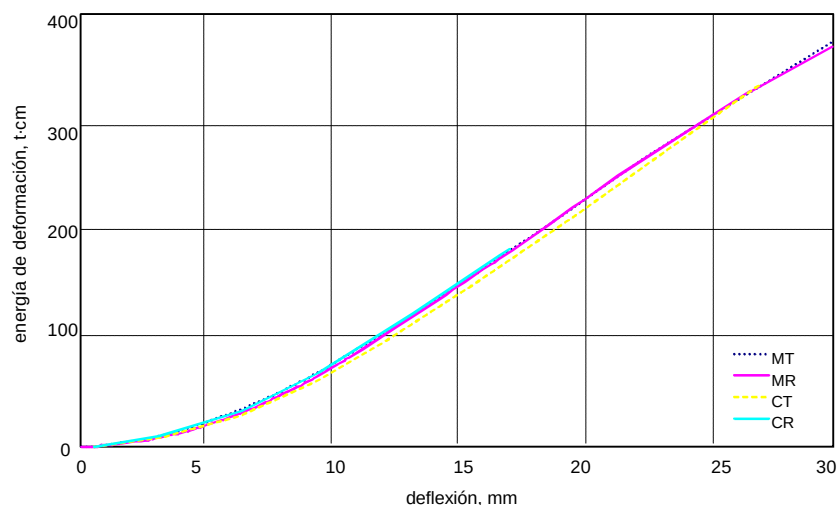


Figura 8.11 – Evolución de la energía de deformación

8.4.2 Energía disipada

La energía disipada por una estructura se puede obtener a partir de su curva histerética carga-deflexión, como el área cuyo perímetro está definido por los lazos histeréticos. La disipación de energía en la forma anterior, conocida como amortiguamiento histerético, generalmente crece al aumentar la deflexión de la estructura, ya que el límite elástico del comportamiento de los materiales es superado y se presentan deformaciones permanentes asociadas al agrietamiento y a la plastificación del refuerzo, principalmente.

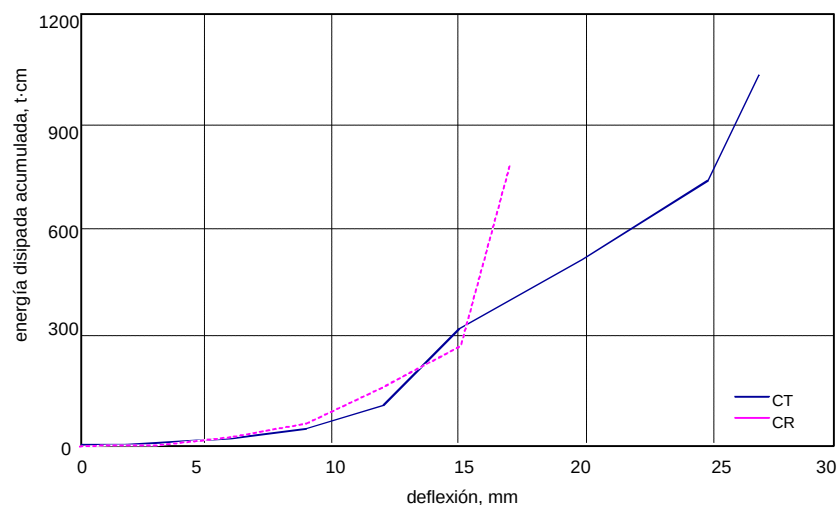


Figura 8.12 – Disipación de energía de los especímenes ensayados ante carga cíclica

La energía disipada por las vigas se acumuló, ciclo a ciclo, mediante la suma de las áreas encerradas por los lazos histeréticos de la curva carga-deflexión, como se ilustra en el tercer diagrama de la fig. 8.10. En la fig. 8.12 se presenta la energía disipada por las vigas ensayadas ante carga cíclica (CT y CR), en función de la deflexión. Para construir la gráfica, la energía disipada se acumuló para los primeros ciclos de cada deflexión.

En general, la disipación de energía en los modelos se asoció directamente con la existencia de agrietamiento, con la fricción desarrollada a lo largo de las grietas (trabazón del agregado), con el

deslizamiento relativo de los bloques de concreto definidos por la grieta principal, con la plastificación del refuerzo horizontal y del refuerzo vertical, y en general, con el registro de deformaciones permanentes en los materiales que incurrieron en el intervalo inelástico de su comportamiento.

En la fig. 8.12 se destaca el comportamiento del modelo CR (con reducción en la longitud de anclaje). Al alcanzar su resistencia, a una deflexión de 17 mm, había disipado casi dos veces la energía correspondiente al modelo CT para esa deflexión. La mayor cantidad de energía disipada por el modelo CT, al momento de la falla, se puede explicar porque alcanzó mayor deformación y, adicionalmente, se presentó un mayor número de secciones con plastificación en el refuerzo y, por lo tanto, mayor disipación de energía por este concepto.

8.5 DEFORMABILIDAD

8.5.1 Capacidad de deformación

En esta sección se revisa la capacidad de deformación de los modelos en términos de deflexión, rotación media y ductilidad, principalmente. Para comparar la respuesta de las cuatro vigas en función de la deflexión, se presentan en la fig. 8.13 las deformadas en los ciclos positivos de carga.

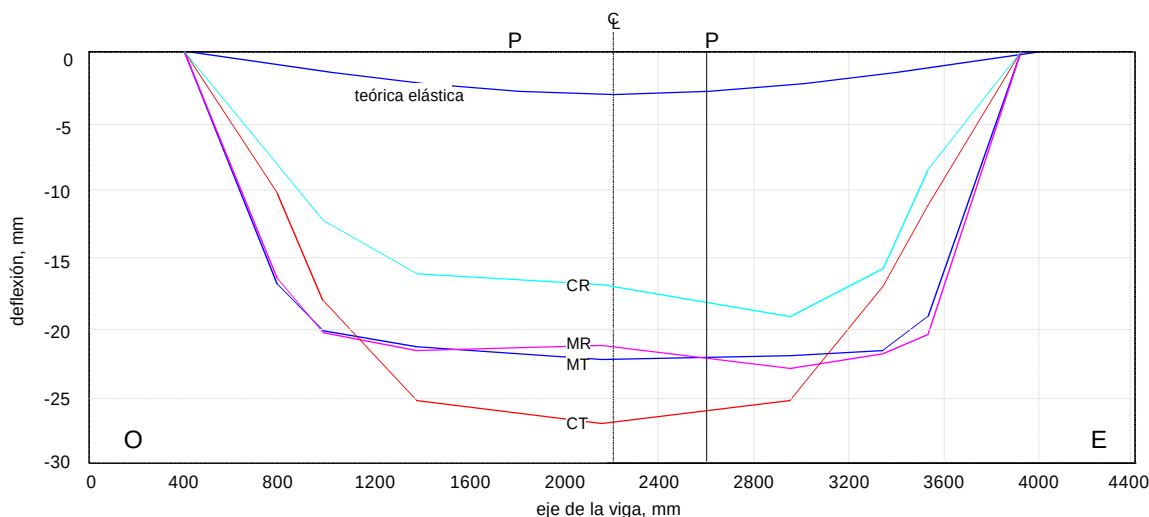


Figura 8.13 – Deformadas de las vigas

Se observa que las curvas de la deformada de los modelos MT y MR son bastante similares, de manera que coinciden las pendientes en las zonas cercanas a los apoyos y se nota cierta tendencia a presentar desplazamientos uniformes al centro del claro en la región comprendida entre los puntos de aplicación de carga. En general, durante los ensayos se observó que para cargas menores a la asociada con la fluencia del modelo, las deflexiones coincidían con el diagrama de momento flexionante.

En los modelos CT y CR, sometidos a cargas cíclicas, la rotación en los apoyos, medida con respecto al transductor más cercano a cada lado, es menor que en las vigas ensayadas ante carga monótona. Se conserva la tendencia de deformaciones relativamente uniformes al centro del claro aunque se observa considerable diferencia en la magnitud de las deflexiones máximas alcanzadas por estos dos especímenes. En general, las deflexiones al centro del claro registradas por los modelos con reducción en la longitud de anclaje (MR y CR) fueron menores que las de los modelos correspondientes (MT y CT, respectivamente).

En términos generales, la habilidad de una estructura, de sus elementos o de los materiales que los componen, para mantener su resistencia ante cargas que les han impuesto deformaciones inelásticas, se

denomina ductilidad. Cuando se espera que una estructura de concreto sujeta a determinado evento sísmico incurra en el intervalo de comportamiento inelástico y, por tanto, presente cierto nivel de daño, se debe garantizar que las vigas que la componen acepten deformaciones suficientes para garantizar la formación de articulaciones plásticas con sólo con una degradación gradual de su capacidad resistente.

La capacidad de deformación m se puede calcular como el cociente de cualquier deformación Δ , mayor al límite elástico, entre la deformación de fluencia teórica especificada (o bien, medida) Δ_y , como sigue

$$m = \frac{\Delta}{\Delta_y} \quad (8.6)$$

Tal como se mencionó en el cap. 4, la capacidad de deformación se calculó como el cociente entre la deflexión asociada a la resistencia de las vigas y la asociada a la fluencia. La deflexión correspondiente a la carga máxima resistida, se consideró deflexión última o de falla ya que, en todos los casos, se observó, para deflexiones mayores, pérdida abrupta de la capacidad de carga. Este criterio obedece a que el incremento en la capacidad de deformación resulta poco relevante si no se mantiene la resistencia en forma razonable.

Con objeto de comparar la capacidad de deformación de los modelos ensayados, se presentan en la fig. 8.14, las ductilidades calculadas de las cuatro vigas. Se puede observar que la capacidad de deformación de las vigas ensayadas varió entre 1.9 y 2.6, siendo mayor en los modelos sin reducción en la longitud de anclaje (MT y CT). La menor capacidad de deformación correspondió al modelo CR, sometido a carga cíclica y con reducción en la longitud de anclaje. La mayor capacidad de deformación fue exhibida por el modelo CT. No se aprecia influencia clara del tipo de carga aplicada en la capacidad de deformación.

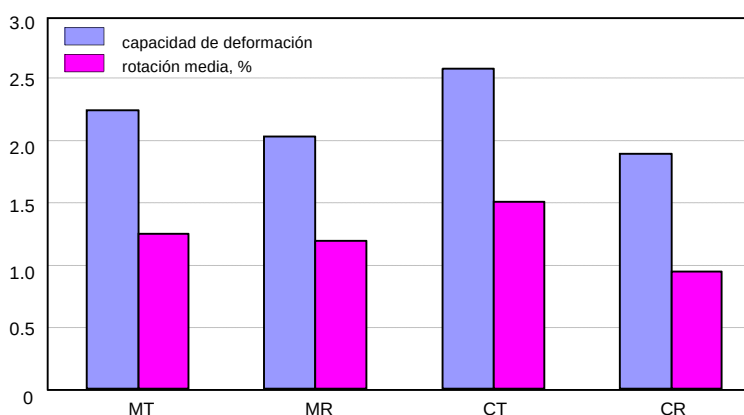


Figura 8.14 – Capacidad de deformación y rotación media de los modelos en la dirección positiva

Las vigas ensayadas exhibieron una capacidad de deformación aceptable en el intervalo inelástico, a pesar de estar diseñadas para que presentaran una falla por corte, es decir, de tipo frágil. Sin embargo, una vez alcanzada la resistencia, mostraron una degradación importante de resistencia y rigidez.

Los niveles de rotación media observados, al alcanzar la resistencia, fueron menores en los modelos con reducción en la longitud de anclaje que en los modelos MT y CT. Las rotaciones medias variaron entre 0.95 por ciento y 1.5 por ciento, siendo mayores en el modelo CT y menores en el modelo CR. En la tabla 8.5 se comparan las rotaciones medias obtenidas con las calculadas a partir de los resultados de las pruebas monótonas realizadas por Ramírez y otros (1999) en vigas con características similares a las presentadas en este trabajo en lo relativo a relación a/d , aunque diseñadas para que se presentara fluencia en el refuerzo longitudinal antes que falla por corte. En la fig. 2.17 se presentan las curvas carga–deflexión de dichas vigas; en el modelo STM1 se presentaron fallas en el control de la deflexión al centro del claro por lo cual la curva no refleja la etapa final del ensaye. En la tabla 8.5 se observa que, las rotaciones medidas en los modelos ensayados varían entre el 30 por ciento y el 42 por ciento de la rotación media del modelo ACIM1. Teniendo

en cuenta que los modelos fueron diseñados para que las mayores demandas fueran de corte y se produjera una falla de tipo frágil, puede considerarse que la relación entre las rotaciones medias es bastante aceptable.

Tabla 8.5 – Rotaciones medias

Espécimen	Método de diseño	Tipo de carga	a/d	Deflexión máxima, mm	Rotación media, %
ACIM1	Tradicional (ACI318-99)	Monótona	1.0	32.0	3.50
STM1	MPT (ACI - Apéndice X)	Monótona	1.0	> 20.0	> 2.20
MT	MPT (FIP)	Monótona	1.2	22.4	1.25
MR	MPT (FIP)	Monótona	1.2	21.4	1.20
CT	MPT (FIP)	Cíclica reversible	1.2	27.1	1.50
CR	MPT (FIP)	Cíclica reversible	1.2	17.0	0.95

8.5.2 Componentes de la deflexión

Con base en las ecs. 4.1 y 4.14, se estimó la contribución de la deformación por cortante a la deflexión total. En la fig. 8.15 se presentan las gráficas de carga aplicada contra deflexión por cortante en los cuatro modelos. En los modelos MT y MR, la gráfica incluye las deformaciones calculadas con base en la deformación angular a ambos lados de la viga; con línea continua se indica el comportamiento en el lado en el que ocurrió la falla. En los modelos CT y CR, las curvas histeréticas presentadas corresponden al lado de la viga en el que se registró la falla.

En el modelo MT se observan mayores deflexiones por corte en el lado Oeste que en el lado Este lo que podría deberse a cierta asimetría en el marco de carga que indujo mayores solicitaciones en ese lado. En el modelo MR, por su parte, las deflexiones por corte son muy similares a ambos lados de la viga, sin embargo, se nota que, al inicio de la prueba, son ligeramente superiores en el lado Oeste, lado en el cual se presentó el agrietamiento inicial. Hacia el final del ensaye, son mayores los niveles de deflexión en el lado Este explicando la ocurrencia de la falla en dicho lado.

Mediante un análisis similar para los modelos CT y CR (no presentado en este trabajo) se confirma que las mayores deflexiones por corte se presentaron en el mismo lado en el que se registró la falla. Sin embargo, esta diferencia se hizo evidente principalmente a partir del final de la etapa de proporcionalidad de cargas y deformaciones. En el modelo CR, por ejemplo, las deformaciones en ambos lados de la viga fueron altamente comparables, de manera que se descarta asimetría del marco de carga esa prueba.

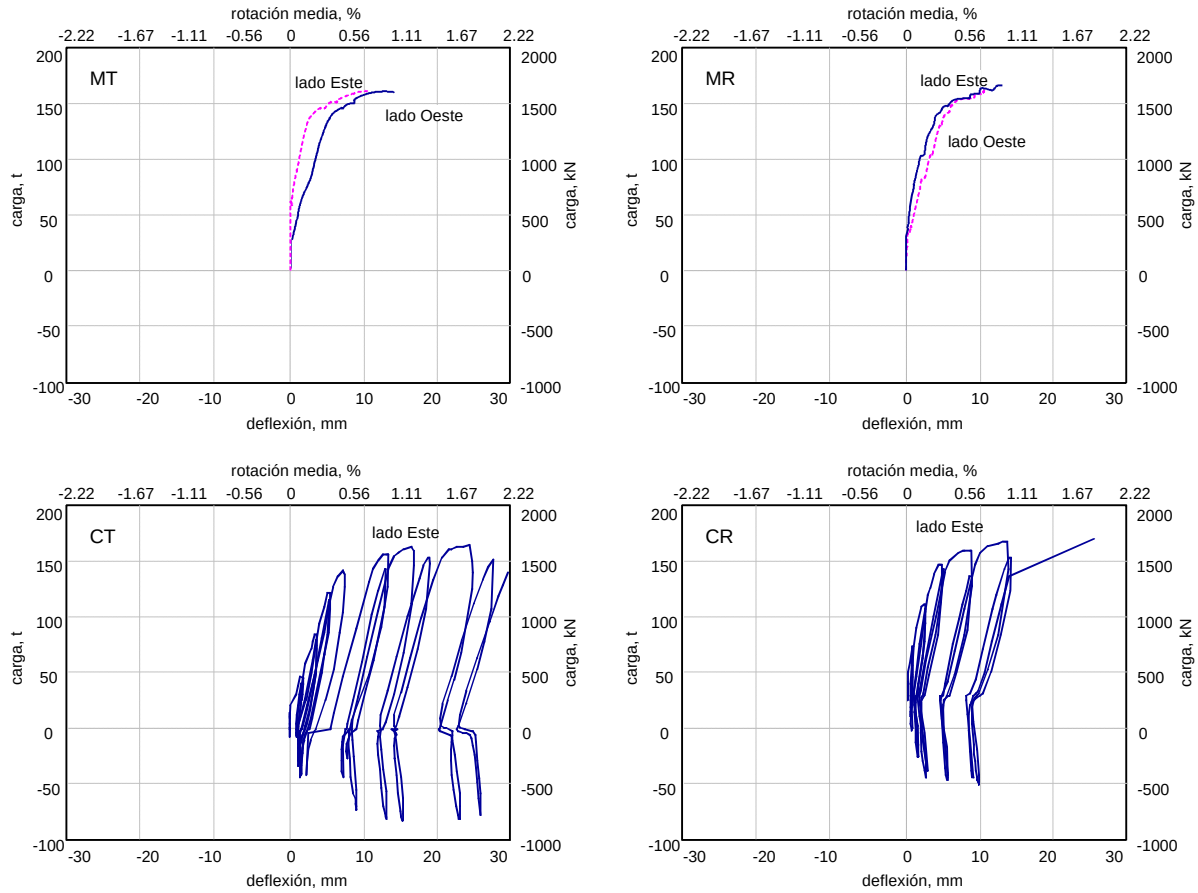


Figura 8.15 – Deflexiones por cortante en los especímenes ensayados

En todos los modelos, las deflexiones por corte comenzaron a ser significativas después de que se presentó el primer agrietamiento inclinado. Con el fin de determinar la contribución de la deflexión por corte a la respuesta total, se empleó la relación

$$\frac{\Delta_F}{\Delta} + \frac{\Delta_v}{\Delta} = 1 \quad (8.7)$$

donde

- Δ es la deflexión total, medida durante el ensaye;
- Δ_F es la deflexión debida a la flexión; y
- Δ_v es la deflexión debida a la fuerza cortante.

De acuerdo con la expresión anterior, cuando uno de los cocientes se acerca a la unidad, el otro tiende a cero; es decir, cuando un tipo de deformaciones domina el comportamiento de la estructura contribuye en mayor proporción a la deformación total. En la fig. 8.16 se presentan las contribuciones de la flexión y del corte a la deflexión total, para las envolventes de la curva carga–deflexión de los modelos ensayados. La región ubicada por debajo de las curvas corresponde a la contribución de las deformaciones de corte, mientras que la región superior está asociada a deformaciones de flexión.

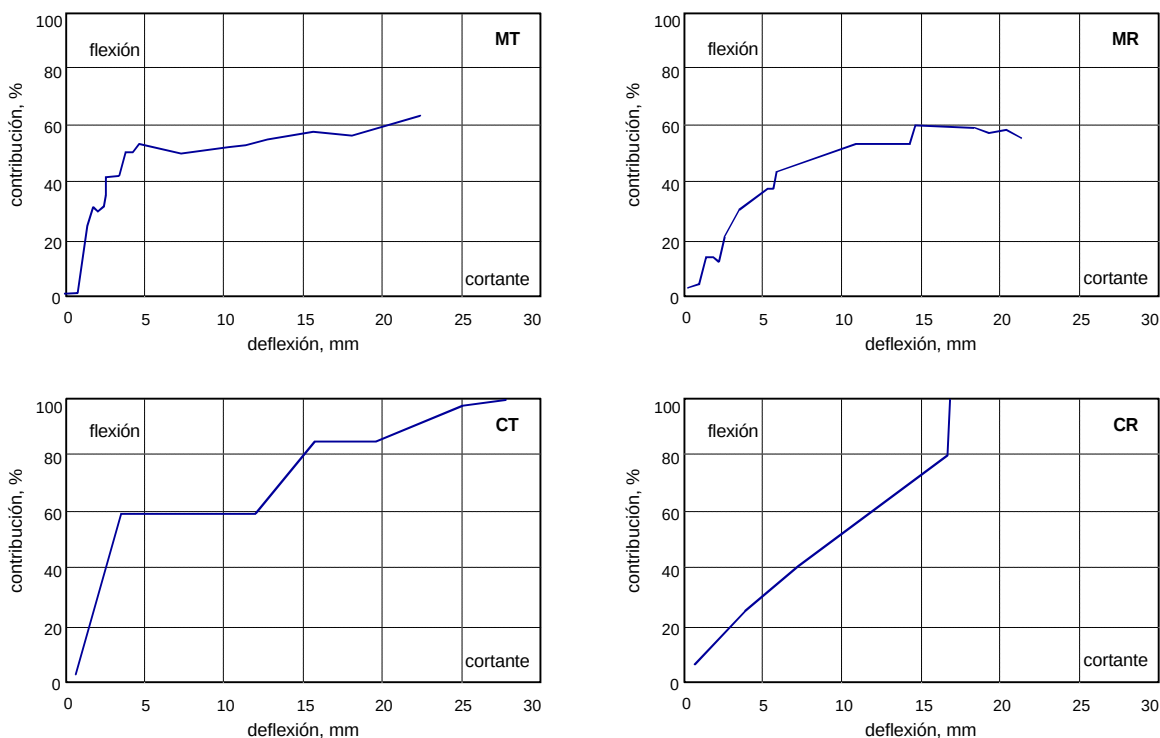


Figura 8.16 – Componentes de la deflexión en los especímenes ensayados

Durante los primeros ciclos de los ensayos, hasta una deflexión de entre 5 mm y 7 mm (etapa elástica), se registró una mayor participación de la flexión en la disipación de energía, que se asoció con la aparición del agrietamiento por flexión en la parte inferior de las vigas. A partir de la aparición de los primeros agrietamientos inclinados, las deformaciones por corte contribuyeron en mayor grado a la deflexión total y su proporción continuó aumentado hasta la falla. En los modelos CT y CR, al momento de alcanzar la deflexión máxima, la deflexión por corte calculada a partir de las mediciones de los transductores, sobrepasa las deflexiones registradas en la curva histerética. Esta sobre-estimación se atribuye a la pérdida de continuidad en el alma de concreto y al daño local en los apoyos de los sistemas de medición, que sobrevalúan la deformación angular y por lo tanto la deflexión por este concepto; cuando esto ocurrió, se consideró que la deflexión fue 100 por ciento debida a las deformaciones por corte. En el modelo MR, la deflexión debida a la flexión al final del ensaye aumenta ligeramente su participación.

En general, se puede afirmar que la contribución de las deformaciones por flexión fue de menor importancia y que el comportamiento de los modelos estuvo dominado por las deformaciones de corte, principalmente en los modelos sometidos a cargas cíclicas reversibles. Es así como en las vigas CT y CR, al momento de la falla, las deformaciones registradas fueron enteramente de corte. Adicionalmente, se observa que para una deflexión dada, la contribución de la deflexión por corte a la deflexión total es mayor en los modelos sometidos a carga cíclica. Puede afirmarse, entonces, que las cargas cíclicas hacen que la contribución del cortante sean más importante. En los especímenes MT y MR, las deflexiones por corte representaron cerca del 60 por ciento de la deflexión total después de la fluencia del modelo.

8.6 MECANISMO DE FALLA

En la fig. 8.17 se presenta, de manera esquemática el modo de falla de las cuatro vigas, caracterizado por agrietamiento inclinado con predominio de una grieta con orientación entre 42° y 47° , extendida desde el punto de aplicación de carga hasta el apoyo; deterioro del concreto (aplastamiento) en los extremos del puntal

principal de compresión (áreas sombreadas); deslizamiento entre los dos bloques de concreto definidos por el plano de falla, fractura de estribos (no presentado en el modelo CT) y plegamiento del refuerzo longitudinal.

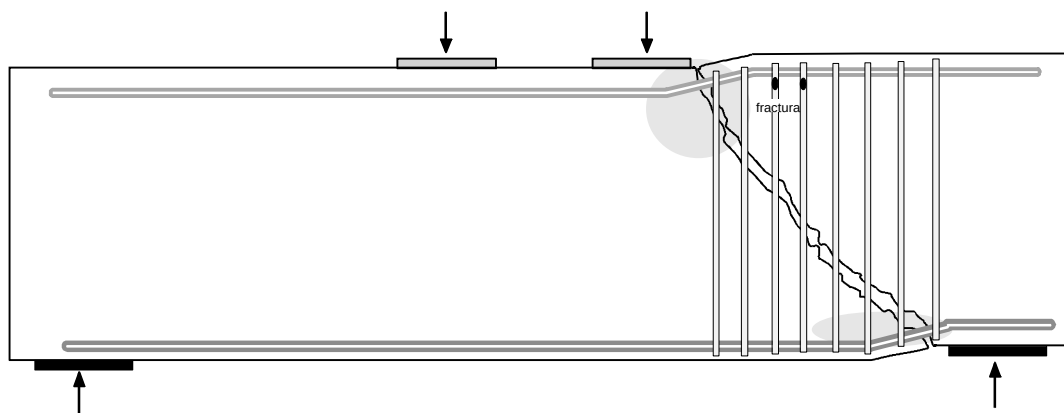


Figura 8.17 – Modo de falla de los especímenes ensayados

En todos los modelos, la grieta principal cruzó ocho estribos, definiendo así la contribución del refuerzo transversal a la resistencia a cortante. En la sección 8.7 se analizan, de manera detallada, la distribución de fuerzas y el modelo de puntales y tensores observado en contraste con el de diseño.

El modo de falla fue muy similar en las cuatro vigas. Los especímenes sometidos a cargas cíclicas reversibles presentaron mayor deterioro a lo largo del puntal inclinado y, principalmente, en la zona de reacción del mismo; sin embargo, el tipo de carga no afectó la resistencia de los modelos. Se infiere que la deformación permanente por corte en un ciclo es en gran parte responsable del deterioro del concreto durante el ciclo subsecuente. Este deterioro del concreto produce reducción en la capacidad de transferencia de corte en áreas con alta intensidad de esfuerzos de compresión inclinados.

El deslizamiento relativo observado a lo largo de la grieta principal es contrarrestado, en parte, por los estribos que atraviesan la zona a compresión y por la acción de dovela del refuerzo longitudinal. Esta última contribuye a suavizar la pérdida de resistencia y rigidez después de la falla, gracias a las altas deformaciones que presenta el refuerzo longitudinal.

En general, las vigas presentaron fallas con las características de una por corte en la que las deformaciones por dovela, la fluencia de los estribos y los visibles desplazamientos por corte a lo largo de las grietas, indican que las altas fuerzas cortantes fueron responsables del deterioro de los puntales de compresión, principalmente en las zonas de reacción y reorientación de los mismos (zonas interiores de los apoyos y debajo de las placas de aplicación de carga).

8.7 MODELO DE PUNTALES Y TENSORES

En esta sección se evalúan las hipótesis consideradas en el diseño con el modelo de puntales y tensores propuesto por la FIP y se comparan con los resultados obtenidos experimentalmente. Para ello, se emplean las observaciones y mediciones realizadas y un análisis numérico a partir del modelo con geometría variable que se presenta en la fig. 8.18, donde

- F_1 es la porción de la carga aplicada resistida por los estribos;
- F_2 es la porción de la carga aplicada tomada directamente por el concreto;
- S_0 es la fuerza axial en el puntal principal, correspondiente a F_2 ;
- S_1 es la fuerza axial en el puntal interior de la armadura que distribuye la carga resistida por el refuerzo transversal;

- S_2 es la fuerza axial en el puntal exterior de la armadura que distribuye la carga resistida por el refuerzo transversal;
- T es la fuerza de tensión en la fibra inferior de la viga, equivalente a la compresión en la cuerda superior;
- x es la posición del centroide de las fuerzas verticales de tensión, medida desde el extremo Oeste de la viga;
- θ_1 es el ángulo de inclinación del puntal interior de la armadura que distribuye la carga resistida por el refuerzo transversal; y
- θ_2 es el ángulo de inclinación del puntal exterior de la armadura que distribuye la carga resistida por el refuerzo transversal.

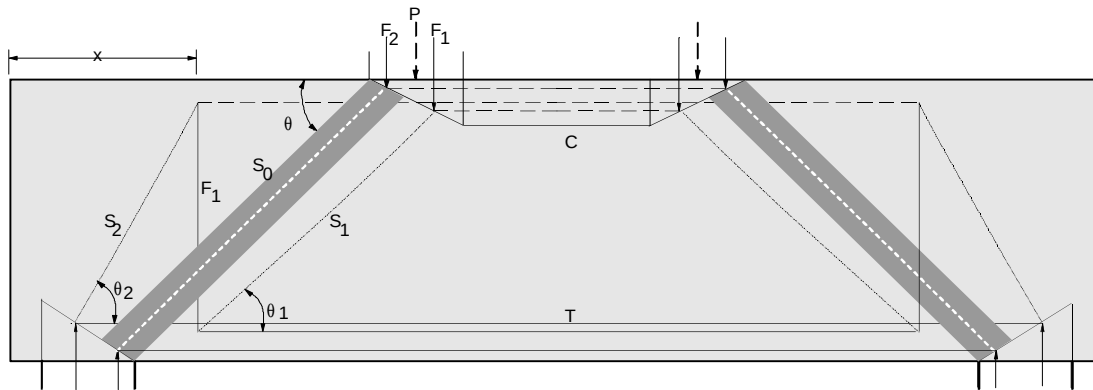


Figura 8.18 – Parámetros del modelo de puntales y tensores

8.7.1 Contribución del acero

El comportamiento del refuerzo fue determinante en el comportamiento de los modelos, tal como se presentó en los capítulos anteriores y como se observa en las figs. 4.15, 5.15, 6.15 y 7.14. En general, la pérdida de rigidez en los modelos estuvo relacionada con la ocurrencia de fluencias en el refuerzo longitudinal en el lado de la falla más que con fluencias en el refuerzo transversal, ya que se mantuvo el comportamiento elástico lineal aún después de registrarse deformaciones mayores a ϵ_y en algunos estribos.

En particular, la distinta anchura de las grietas inclinadas cruzadas por el refuerzo ocasionó variaciones en la deformación. Tal diferencia, que se hace evidente al observar la distribución y secuencia de fluencia del refuerzo de los modelos, provocó que no todas las barras del refuerzo se plastificaran simultáneamente. En la tabla 8.6 se resume la ocurrencia de las primeras fluencias en el refuerzo en el lado en el que se presentó la falla, para las cuatro vigas. Se incluyen las cargas y las posiciones asociadas.

A excepción del modelo MR, en el que ocurrieron casi simultáneamente, en todos los modelos se presentaron primero las fluencias en el refuerzo transversal que en el longitudinal, en el lado de la falla. Las deflexiones al centro del claro al momento de la primera fluencia en los estribos fueron de magnitudes similares en los modelos con el mismo tipo de carga aplicada (MT y MR, CT y CR). Por otro lado, en los modelos en los que se presentó la falla en el lado Este, la primera fluencia en los estribos se registró en la posición EE16, seguida por la posición EE07. En el modelo MT, la primera fluencia en el refuerzo transversal ocurrió en EW07, seguida por la de EW16. En todos los casos, estas posiciones se encuentran ubicadas en la intersección del eje del puntal principal observado y un estribo, cerca de la zona de reacción del puntal. La tendencia uniforme en todos los modelos indica que en esta zona se desarrollaron campos de tensión importantes.

Tabla 8.6 – Primeras fluencias en el refuerzo longitudinal

Especimen	Refuerzo longitudinal			Refuerzo transversal			Lado de falla
	posición	P, t (kN)	D ¹ , mm	posición	P, t (kN)	D ¹ , mm	
MT	CW13	145.1 (1423)	12.1	EW07	135.2 (1325)	10.1	Oeste
MR	CE34	135.4 (1327)	9.7	EE16	137.7 (1350)	10.0	Este
CT	CE13, CE33, CE33-B	141.1 (1384)	12.0	EE16, EE05-B, EE07	109.1 (1070)	8.0	Este
CR	CE13, CE13-B, CE33, CE33-B, CE14, CE34, CE15, CE35	141.7 (1390)	10.0	EE16	104.6 (1025)	7.0	Este

¹ deflexión al centro del claro.

En el refuerzo longitudinal, las primeras fluencias se presentaron en la posición coincidente con el estribo no. 6 del lado correspondiente (posiciones CE13, CE13-B, CE33, CE33-B, en los modelos CT y CR, y posición CW13, en el modelo MT). En el modelo MR, a pesar de que la primera fluencia ocurrió en la posición CE34, estuvo seguida por la de las posiciones CE33 y CE33-B. Se infiere, entonces, que la fluencia en el refuerzo transversal indujo fluencia en el refuerzo longitudinal cercano ya que, adicionalmente, en todos los casos, las mayores deformaciones se midieron en los estribos no. 6 (ubicados a 30 cm del borde interior de los apoyos para carga positiva) y en el lecho inferior de refuerzo longitudinal en las posiciones CLx3 y CLx4 (ver sección 3.6), ubicadas a 30 cm y a 10 cm, respectivamente, del mismo borde.

En la fig. 8.19 se presentan las envolventes para carga positiva de las curvas carga-deformación en las posiciones del refuerzo, tanto longitudinal como transversal, consideradas más importantes en el comportamiento de los modelos ensayados. En general, puede decirse que la tendencia de las curvas es muy similar en los cuatro modelos. En el refuerzo transversal, las curvas carga-deformación confirman el, bien establecido hecho, de que los estribos comienzan a contribuir a la resistencia a corte solamente después de que han sido cruzados por las grietas inclinadas. Antes de la formación de la grieta, las deformaciones medidas, son muy pequeñas e, incluso, en algunos casos, son de compresión. A causa de la inversión de las cargas y el mayor deterioro inherente, se registraron mayores deformaciones en la diagonal principal en los modelos sometidos a carga cíclica reversible.

En el refuerzo longitudinal, las mayores diferencias, al comparar las tendencias, se presentan en el modelo CT en el que es notorio el deterioro de la adherencia en el refuerzo longitudinal (cap. 6). En algunos casos, los modelos MR y CR presentan menor rigidez inicial. Por otro lado, como se observa en las figs. 5.21, 6.22 y 7.22, en la zona de reacción del puntal de compresión principal para carga positiva se presentó fluencia en, prácticamente, todos los instrumentos.

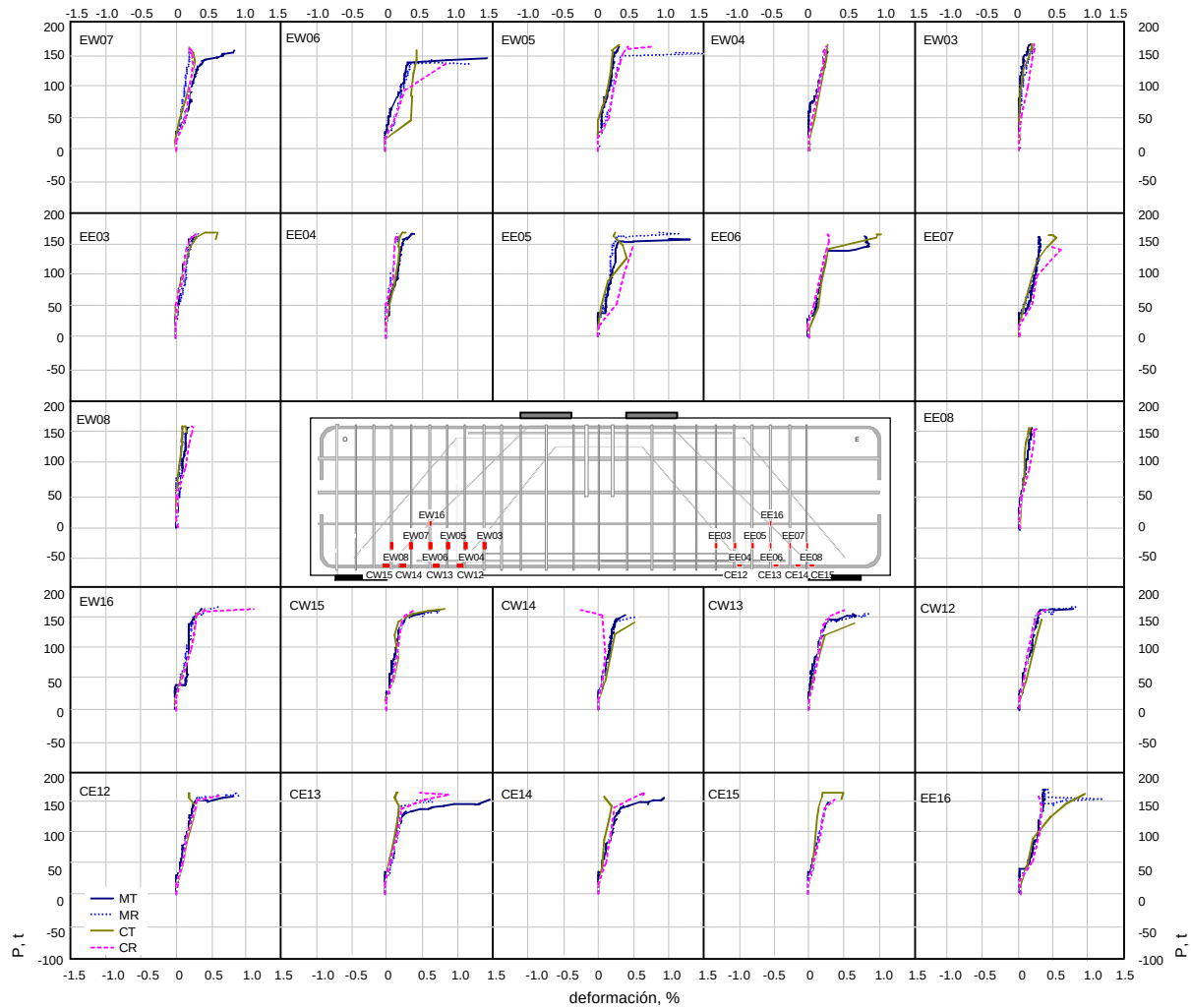


Figura 8.19 – Envolturas de respuesta en el refuerzo longitudinal y transversal

El estudio de la participación del refuerzo vertical en la resistencia a carga de las vigas resulta muy importante, sobre todo para fines de diseño. La práctica actual, de acuerdo con las Recomendaciones de la FIP de 1996, consiste en suponer que los estribos toman una porción de la carga, que se calcula con base en la geometría del modelo. Como se mencionó en el cap. 3 y se explica en el Apéndice C, en este caso, la fuerza F_1 tomada por los estribos en el diseño es del orden de 66 por ciento de la carga aplicada. En la fig. 8.20 se compara este valor con la relación F_1/P encontrada para el lado en el cual se presentó la falla en las cuatro vigas ensayadas. Las fuerzas medidas, F_1 , se determinaron con base en las máximas lecturas de los deformímetros eléctricos en los estribos, a lo largo de las pruebas y hasta el momento de alcanzar la resistencia de cada modelo. En los modelos MT y MR las deformaciones máximas en los estribos correspondieron a las medidas en la zona inferior de los mismos, mientras que, en los modelos sometidos a carga cíclica se presentaron en la zona de los estribos atravesada por la grieta inclinada principal. Se supuso que las deformaciones en la rama posterior son iguales a las deformaciones registradas en la rama anterior (instrumentada) de cada estribo. Es necesario tener en cuenta que, debido a la formación aleatoria de grietas, las medidas de deformación en un punto determinado no proporcionan, necesariamente, información acerca de la deformación máxima ya que, las deformaciones y, por consiguiente, los esfuerzos, varían considerablemente a lo largo de cada estribo.

En la fig. 8.20 se incluye también la relación F_2/P , es decir la porción del cortante resistido por el concreto mediante la formación de un puntal de compresión y el mecanismo de trabazón del agregado.

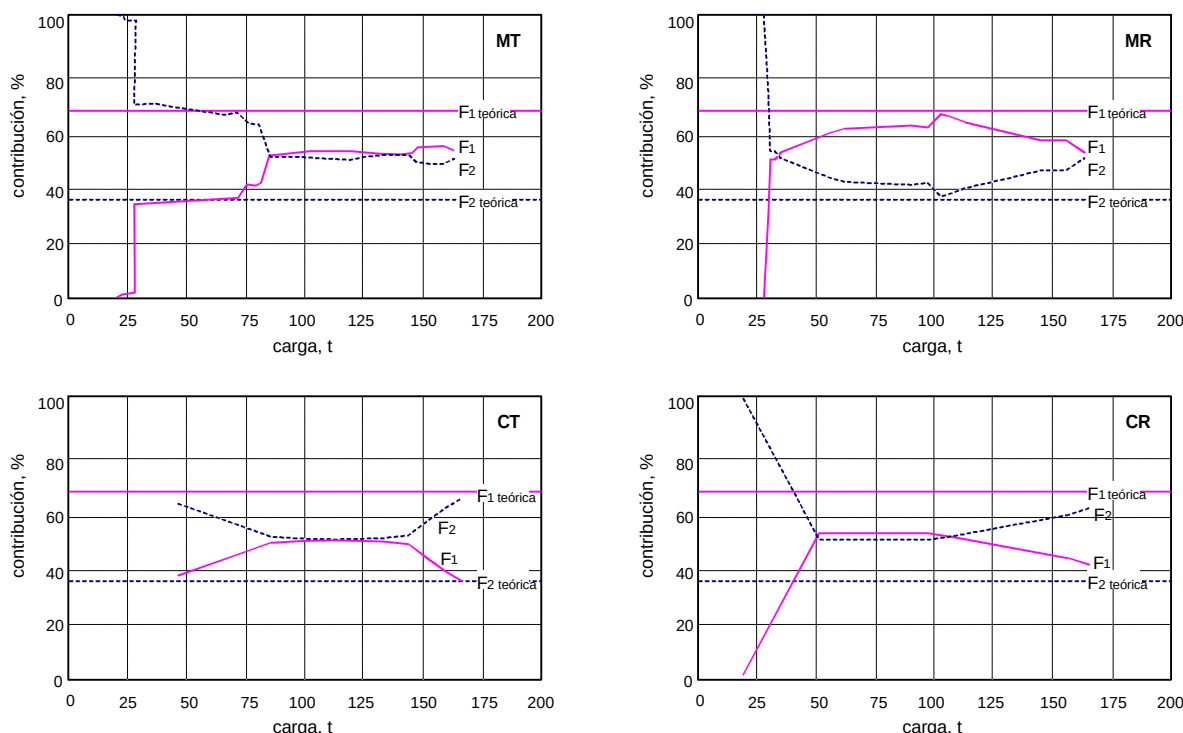


Figura 8.20 – Porción de la carga aplicada tomada por el refuerzo transversal (F_1)

Se observa, en todos los casos, que sólo hasta cuando aparecen los primeros indicios de agrietamiento se inicia la contribución del refuerzo transversal. Antes de ese punto, la contribución de los estribos es prácticamente nula, probablemente, porque el concreto a tensión toma parte de la fuerza y releva al refuerzo transversal. Así, mediante esfuerzos a compresión, la totalidad de la carga es resistida por el concreto. En los modelos sometidos a carga cíclica, la distribución de la carga entre los estribos y el concreto ocurre un poco antes que en los modelos correspondientes ensayados ante carga monótona, debido a que la tasa de deterioro es un poco más alta por la inversión de las cargas. Después de este primer agrietamiento, la contribución del acero transversal, F_1 , aumenta linealmente hasta estabilizarse, con cerca del 50 por ciento de la carga aplicada. Esta etapa de contribución relativamente constante se extiende desde la aparición de grietas inclinadas importantes hasta el inicio de las fluencias. A partir de entonces, F_1 disminuye linealmente hasta cuando se alcanza la resistencia de los modelos.

En el modelo MR se presentó, de manera excepcional con respecto a los otros modelos, incremento en la contribución del acero de refuerzo transversal aún en la etapa elástica del comportamiento del modelo.

En general, para la carga de diseño, la contribución de los estribos en la resistencia al corte fue de apenas el 50 por ciento de la carga aplicada de manera que, las demandas en los puntales de concreto fueron superiores a las consideradas en el diseño (sección 8.7.2) en el que se sobrestimó la carga F_1 , por lo tanto, es probable que mecanismos secundarios como fricción, trabazón del agregado, resistencia del concreto a tensión y acción de dovola, colaboren en la resistencia adicional. En la fig. 8.21 se presenta la evolución de la fuerza F_1 durante el ensaye para todos los modelos. Se incluyen dos gráficas de predicción que suponen que todos los estribos desarrollan fluencia y que la relación F_1/P es constante a lo largo de la prueba e igual al valor obtenido del diseño. La primera de ellas utiliza el esfuerzo de fluencia de diseño del acero ($f_{yd} = 3650 \text{ kg/cm}^2$) y la segunda, emplea el esfuerzo de fluencia medido ($f_y = 4370 \text{ kg/cm}^2$).

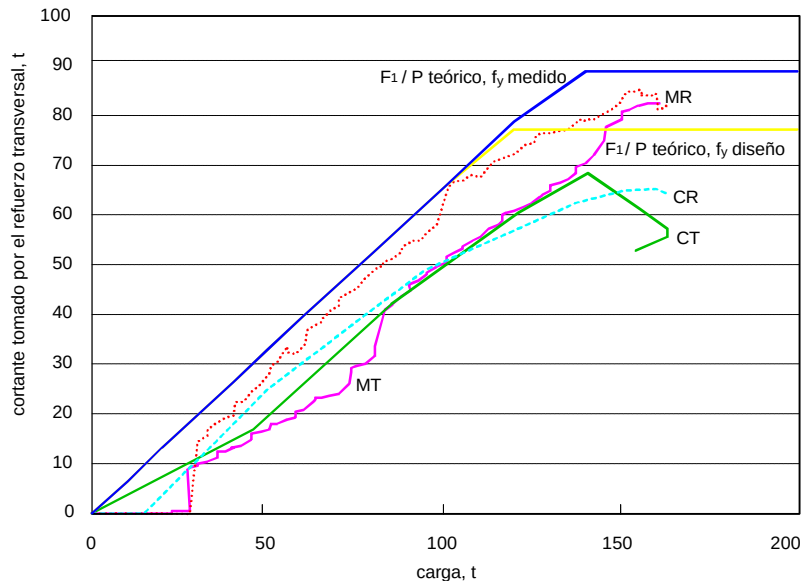


Figura 8.21 – Fuerzas desarrolladas en el refuerzo transversal en el lado de falla

En general, el refuerzo transversal de las vigas no tomó las fuerzas supuestas en el diseño, entre otros factores por la no uniformidad en la distribución de deformaciones en los estribos, de manera que no todos recibieron solicitaciones que indujeran fluencia. En la fig. 8.22 se presenta la distribución de deformaciones en los estribos de los especímenes ensayados al momento de alcanzar la carga última. Se observa que no todos los deformímetros adheridos al refuerzo transversal registraron deformaciones mayores a la de fluencia. Sin embargo, no en todos los casos, significa que el estribo no haya fluido sino que, probablemente, la fluencia ocurrió en un lugar no cubierto por la instrumentación.

El registro de deformaciones no uniformes en el refuerzo transversal, contrario a lo supuesto en el diseño, se debe a que, tal como se ha observado en estudios experimentales previos, las ramas verticales del refuerzo transversal de una viga de concreto no alcanzan la fluencia simultáneamente en todas sus secciones y participan en la resistencia a carga con una fuerza cuya magnitud depende de la cuantía, de la distribución y del tipo de acero, de la relación de aspecto y del modo de falla. Las deformaciones no están uniformemente distribuidas a lo largo de la longitud de las ramas del estribo y varían de acuerdo con su localización en la altura del panel, por el efecto de las fuerzas de adherencia. En teoría, las deformaciones son mayores en los puntos de contacto con la grieta y menores en el anclaje y cerca del refuerzo longitudinal. Sin embargo, en las vigas ensayadas, principalmente en las sometidas a carga monótona, se obtuvieron altos niveles de deformación en la parte inferior de los estribos, incluso, mayores que los registrados sobre la diagonal, debido al deterioro de la zona de reacción del puntal. No obstante, debido a que no se colocó una distribución uniforme de deformímetros a lo largo de las ramas de los estribos, no fue posible conocer la distribución completa de deformaciones en los mismos.



Es común que en la práctica de diseño se suponga que el refuerzo transversal está sujeto a un esfuerzo uniforme a lo largo del claro de cortante de la viga e igual al esfuerzo nominal de fluencia del mismo, f_y . Tal suposición permite calcular la resistencia del refuerzo, V_s , mediante la expresión siguiente

donde

Sin embargo, reconociendo que sólo algunas barras del refuerzo horizontal plastifican, una mejor aproximación de la resistencia del refuerzo transversal sería

donde η es el factor de eficiencia del refuerzo descrito arriba; $\eta \leq 1,0$. Así, η indica cuánto del refuerzo transversal alcanzó la fluencia. El factor η es un promedio pesado que incluye a las barras que permanecen en el intervalo elástico, las que alcanzaron el límite de proporcionalidad y aquellas que exhibieron grandes plastificaciones.

189

como del empleo de las relaciones esfuerzo–deformación correspondientes. La ec. 8.10 permitió la determinación de la carga resistida realmente por el refuerzo transversal durante los ensayos

$$V_s^* = A_v \sum_i f_{s_i} \quad (8.10)$$

donde

V_s^* es la fuerza cortante resistida por el refuerzo;
 A_v es el área del refuerzo transversal;
 f_{s_i} es el esfuerzo medido en la rama i -ésima, en el punto en el que se registró la mayor deformación, obtenido a partir de la relación esfuerzo–deformación correspondiente.

La eficiencia η , se calculó como el cociente de las ecs. 8.8 y 8.10, como sigue

$$\eta = \frac{V_s^*}{V_s} = \frac{A_v \sum_i f_{s_i}}{A_v f_y d / s} \quad (8.11)$$

La eficiencia del refuerzo horizontal fue calculada para la curva carga–deflexión de los modelos MT y MR y para los picos de ciclo de la historia de carga de los modelos CT y CR. La fig. 8.23 presenta la evolución de η con la deflexión al centro del claro, para el refuerzo transversal del lado de falla.

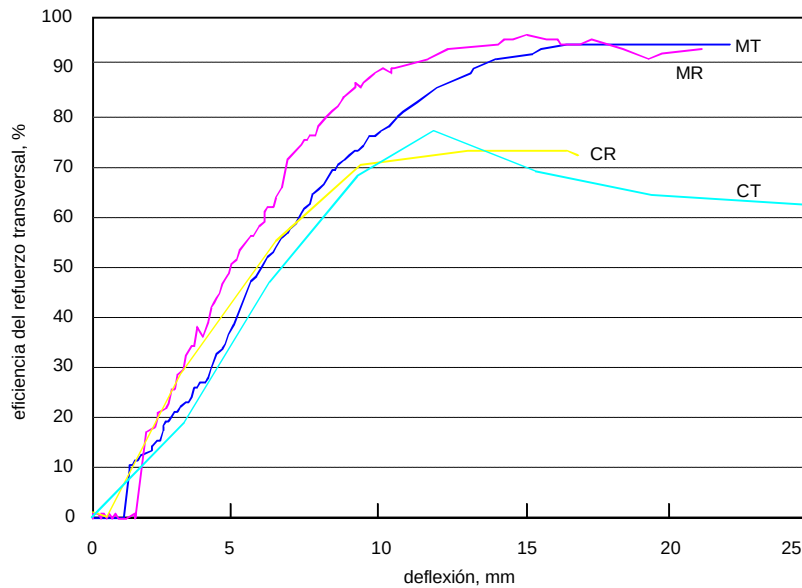


Figura 8.23 – Evolución de la eficiencia del refuerzo transversal de los especímenes ensayados

Como era predecible, por el reducido nivel de daño, durante las etapas de carga previas al agrietamiento inclinado, los valores de η fueron inferiores al 0.5 por ciento en los cuatro modelos. Sin embargo, después de registrarse el primer agrietamiento inclinado, la eficiencia mostró incrementos importantes de sus valores al aumentar la deflexión. El valor de η alcanzó valores entre 0.10 y 0.20 con la aparición del agrietamiento inclinado.

La máxima eficiencia del refuerzo transversal se registró después del final de la etapa de proporcionalidad de cargas y deformaciones en los modelos, manteniendo valores prácticamente constantes hacia el final de la prueba. En el modelo CT, sin embargo, se registró cierta reducción en el valor de η después de la fluencia del refuerzo longitudinal.

En general, el factor η presentó un incremento similar en los modelos sometidos al mismo tipo de carga. No se observan diferencias significativas entre los modelos MT y MR en los que se alcanzaron valores del orden de 0.95, aunque la pendiente inicial es un poco mayor en el primero de ellos. En los modelos ensayados ante carga cíclica, la eficiencia del refuerzo transversal disminuye, registrando valores máximos de apenas 77 por ciento. En la tabla 8.7 se presenta un resumen de los valores redondeados de η correspondientes a la resistencia de los modelos. Los valores máximos de la eficiencia del refuerzo transversal de los especímenes se presentaron hacia el final de los ensayos. Para diseñar vigas peraltadas de concreto reforzado con el modelo de puntales y tensores se sugiere utilizar un valor de η de 0.7.

Tabla 8.7 – Eficiencia del refuerzo transversal

Espécime n	Tipo de carga	$h_{\text{máximo}}$	$h_{\text{resistencia}}$
MT	Monótona	0.95	0.95
MR	Monótona	0.96	0.93
CT	Cíclica reversible	0.77	0.63
CR	Cíclica reversible	0.73	0.72

Con base en los resultados, se puede inferir que la inversión de las cargas influye en forma importante en la resistencia de los modelos, en lo que a distribución de cargas y eficiencia del refuerzo se refiere. La mayor contribución del refuerzo se explica considerando que, debido al deterioro en el alma de la sección, disminuyó la contribución del mecanismo de trabazón del agregado, relacionado estrechamente con el trabajo del refuerzo transversal, de manera que las fuerzas se transmitieron en mayor proporción mediante la acción de arco o puntal.

En la tabla 8.8 se resumen las fuerzas tomadas por los estribos en las cuatro vigas y se comparan con los valores considerados en el diseño y con las predicciones realizadas con base en el modelo de puntales y tensores. Resulta interesante comparar los valores experimentales observados con la que sería la primera aproximación general del cálculo de la contribución del refuerzo transversal ($F_{1 \text{ MPT}}$), es decir, con la suposición de que los ocho estribos atravesados por la grieta desarrollan fluencia. En los modelos sometidos a carga cíclica (CT y CR) la diferencia llega a ser de hasta 40 por ciento.

Tabla 8.8 – Cortante tomado por el refuerzo transversal

Espécime n	F_1 diseño ¹ , t (kN)	F_1 diseño-medido ² , t (kN)	$F_1 \text{ MPT}$ ³ , t (kN)	$F_1 \text{ ACI318-99}$ ⁴ , t (kN)	$F_1 \text{ exp. - Oeste}$ ⁵ , t (kN)	$F_1 \text{ exp. - Este}$ ⁵ , t (kN)
MT	63.7 (624.7)	77.3 (758.0)	88.8 (870.8)	87.2 (855.1)	82.5 (809.3)	85.3 (836.2)
MR	63.7 (624.7)	77.3 (758.0)	88.8 (870.8)	87.2 (855.1)	72.7 (713.0)	82.6 (809.7)
CT	63.7 (624.7)	77.3 (758.0)	88.8 (870.8)	87.2 (855.1)	53.1 (520.6)	55.6 (544.8)
CR	63.7 (624.7)	77.3 (758.0)	88.8 (870.8)	87.2 (855.1)	77.4 (758.6)	64.3 (630.1)

¹ porción de la carga total tomada por los estribos en el diseño; equivalente a $0.657P_{\text{diseño}}$; considera propiedades nominales de los materiales y factores de reducción

² porción de la carga total tomada por los estribos en el diseño; equivalente a $0.657P_{\text{diseño}}$; considera propiedades medidas de los materiales y factores de reducción

³ porción de la carga total tomada por los estribos, calculada con base en el modelo de puntales y tensores supuesto en el diseño y empleando las propiedades medidas de los materiales, sin considerar factores de reducción

⁴ porción de la carga total tomada por los estribos, calculada con base en la expresión del ACI318-99 (ec. 8.8)

⁵ porción de la carga total tomada por los estribos, medida experimentalmente al alcanzar la resistencia de los modelos.

Por otra parte, como se mencionó anteriormente, las deformaciones en el refuerzo transversal se concentraron básicamente en un estribo a cada lado. Esta concentración de deformaciones permite suponer la cercanía del tensor principal. Así, en el comportamiento del refuerzo transversal y en la evaluación del papel que desempeña en el modelo de puntales y tensores, otro aspecto que resulta interesante estudiar es la ubicación del centroide de las fuerzas de tensión resistidas por el refuerzo transversal. En la fig. 8.24 se ilustra la posición de la resultante de fuerzas de tensión en los estribos durante las pruebas. En general, la ubicación observada del tensor a cada lado de la viga se aproxima razonablemente bien a la posición teórica, lo que indica que, a pesar de que se observó concentración de deformaciones en un estribo a cada lado, la media de los esfuerzos resistidos por el refuerzo transversal se ubica hacia el centro del claro de cortante.

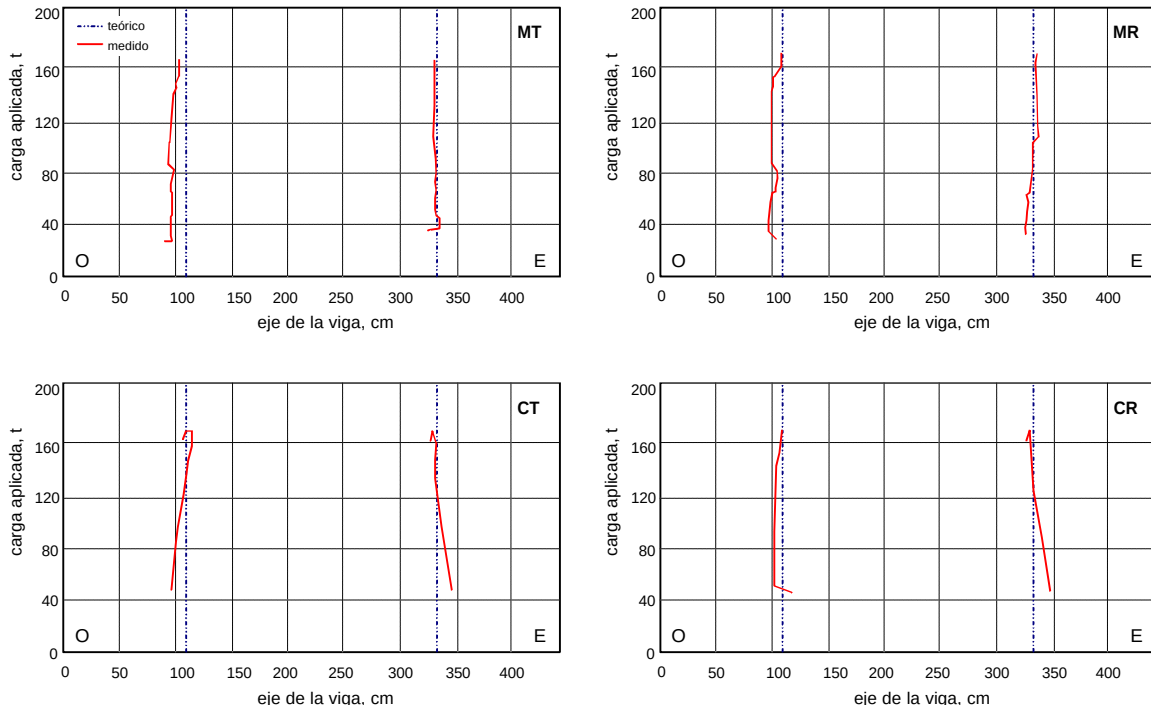


Figura 8.24 – Posición del centroide del tensor principal en los especímenes ensayados

Los ligeros desplazamientos del tensor medido, con respecto al tensor teórico, determinan modificaciones en el modelo de puntales y tensores supuesto. En la sección 8.7.2, con base en la ubicación medida, se calcula la inclinación de los puntales de la armadura que distribuye las cargas tomadas por los estribos. En el lado Este, es mayor la aproximación entre la posición medida y la posición teórica. Las diferencias en el lado Oeste pueden deberse, en parte, a que se consideró la contribución de los estribos ubicados sobre la placa de apoyo. Sin embargo, se encontró que, durante las pruebas, dicha contribución fue muy baja en proporción con la carga total resistida por el refuerzo transversal. En la fig. 8.25 se compara, para cada viga al alcanzar la resistencia, la relación entre la carga tomada por los estribos que cruzan la grieta y la carga total tomada por los estribos en el lado Oeste, es decir, incluyendo la contribución de aquéllos ubicados en la zona de anclaje del refuerzo longitudinal.

Las gráficas presentadas en la fig. 8.25 permiten afirmar que la contribución del refuerzo transversal ubicado en la zona de anclaje del lado Oeste fue, prácticamente, despreciable y confirman que en la zona, las solicitaciones por cortante así como el nivel de deformación fueron muy bajos, lo que resulta congruente con los patrones de daño observados. Realmente, este comportamiento era de esperarse ya que en el diseño, se supuso que la fuerza F_1 sería resistida por los ocho estribos ubicados en el claro de cortante.

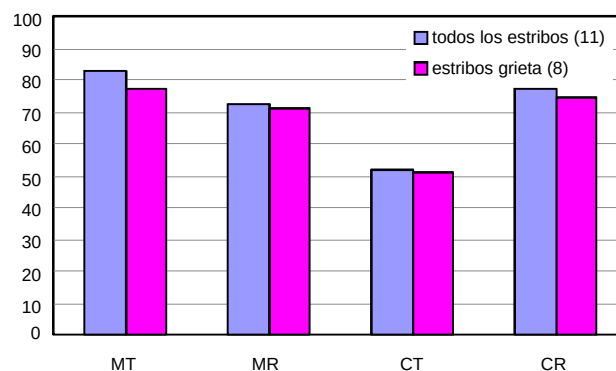


Figura 8.25 – Contribución del refuerzo transversal en la zona de anclaje del lado Oeste

Finalmente, vale la pena resaltar que la separación entre estribos debe limitarse de tal manera que todos los estribos que se están considerando en el diseño para resistir una porción de la fuerza cortante, se encuentren ubicados en la zona que se espera sea atravesada por la grieta principal. Las Recomendaciones FIP 1996 limitan la distancia, a_w , en la que debe ser distribuido el refuerzo transversal del tensor, en función del claro de cortante, a , y el brazo interno de palanca, z , mediante la expresión

$$a_w = 0.85a - \frac{z}{4} \quad (8.12)$$

El Apéndice X del ACI, no establece ninguna condición al respecto. Con base en los resultados experimentales, se propone limitar este valor en función de la orientación del puntal principal de compresión, θ , y del peralte efectivo de la sección, d , así

$$a_w = \frac{d}{\tan \theta} \quad (8.13)$$

de manera de garantizar que el trabajo de los estribos se inicie al ser atravesados por la grieta principal paralela a los campos de compresión; principalmente, cuando es posible que se formen puntales de compresión con inclinación mayor a 45° . A este respecto, cabe mencionar que no existe una división clara en los límites del tensor y que sus fronteras son un poco abstractas, por lo cual es conveniente definir, con base en la geometría del puntal, el número de estribos que se espera participen en la resistencia a corte.

En el refuerzo longitudinal, las deformaciones fueron determinantes en el comportamiento de los modelos y se relacionaron fundamentalmente con el nivel de daño; así, las mayores deformaciones se registraron en la zona de reacción del puntal de compresión. Sin embargo, dado que el tensor en la fibra inferior del modelo de puntales y tensores, fue sobrediseñado para evitar fallas por flexión, no se registraron fluencias en la zona del centro del claro ni, deformaciones significativamente mayores a la deformación correspondiente al inicio del endurecimiento por deformación.

En general, la resultante horizontal de las fuerzas de tensión, medida por equilibrio, fue menor que la estimada a partir de los datos del diseño. En este sentido, vale la pena anotar que la magnitud de las fuerzas de tensión horizontales depende de la inclinación de los puntales de compresión. Así, la cuantía de refuerzo horizontal está basada en el ángulo de inclinación del puntal. Obviamente, un ángulo alto reduce la cantidad de refuerzo horizontal requerido.

En el comportamiento del refuerzo longitudinal fueron relevantes los problemas locales de adherencia que se presentaron en las zonas de reacción del puntal de compresión, principalmente en los modelos sometidos a carga cíclica. Esto se desprende de:

- la observación del agrietamiento horizontal;

- la dificultad para medir las magnitudes de los esfuerzos en el acero longitudinal en las secciones críticas, debido al agrietamiento y al comportamiento carga-deformación registrado, en el que se observaron, a partir de determinada etapa, deformaciones casi constantes con la carga. Probablemente, se afectó la adherencia local también por el desplazamiento de un bloque adyacente de concreto limitado por las grietas que hace que las barras sean poco efectivas en transmitir fuerzas a la masa circundante de concreto;
- la comparación de los esfuerzos de adherencia calculados con base en los registros de los instrumentos y los calculados con las expresiones de Orangun y otros (1977) sugiere que se excedieron los esfuerzos límite y se presentó deslizamiento local.

El deterioro de la adherencia en estas zonas no controló, sin embargo, el comportamiento de las vigas. Las longitudes de anclaje proporcionadas resultaron suficientes en todos los casos, incluso, en el lado de la viga en el cual no se colocaron estribos de confinamiento sobre la placa de apoyo (sección 8.7.3).

Otro fenómeno en el comportamiento del refuerzo longitudinal fue la acción de dovela, cuya contribución fue importante en el suavizamiento del mecanismo luego de alcanzar la carga máxima. El efecto de dovela contribuyó también en el deterioro final de la adherencia dada la incompatibilidad de deformaciones entre el concreto y el acero para este mecanismo.

8.7.2 Contribución del concreto

En esta sección se estudia la contribución del concreto a la resistencia a corte de los modelos ensayados mediante la evaluación del modelo de puntales y tensores supuesto en el diseño. Aunque se ha mencionado que mecanismos como la fricción en las grietas o trabazón del agregado y el mecanismo de dovela, entre otros, contribuyeron en la resistencia a corte, se consideran implícitos en la que, en adelante, se denominará contribución del concreto, dada la dificultad para cuantificar la influencia de cada mecanismo. Adicionalmente, se debe tener presente que no todos los mecanismos observados se presentaron de manera simultánea, sino en diferente proporción en función de la etapa de cada una de las pruebas. Así, el mecanismo de trabazón del agregado fue importante mientras la anchura de grietas no fue considerable; por otro lado, la acción de dovela fue determinante en la resistencia al corte después del cizallamiento de las vigas a lo largo de los planos de falla, más no así en las etapas elástica lineal y de desarrollo de la resistencia.

Una de las hipótesis empleadas en el diseño consiste, como ya se mencionó, en que una porción de la carga aplicada se transmite de manera directa desde el punto de aplicación de carga hasta el apoyo mediante la formación de un puntal de compresión prismático y que la porción restante es tomada por los estribos y se distribuye mediante una armadura con puntales también de concreto. A continuación se valúan los parámetros más importantes considerados en el diseño de dichos puntales: proporción de carga resistida, orientación, niveles de esfuerzos y rigideces.

La proporción de la carga total aplicada que es tomada por el concreto, F_2/P , depende de la rigidez de los puntales de compresión y de las zonas de reacción de los mismos (placas de apoyo o regiones adyacentes). Con el fin de facilitar el diseño, la FIP propone que la relación F_2/P es constante y función de la geometría del modelo y no del nivel de carga

$$\frac{F_2}{P} = 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{2a}{z} - 1 \right) = 0.343 \quad (8.14)$$

En la fig. 8.20 se presenta la evolución de la relación F_2/P a lo largo de los ensayos de los cuatro modelos, es decir el porcentaje de carga tomado por el concreto, calculado con base en la expresión

$$\frac{F_1}{P} + \frac{F_2}{P} = 1 \quad (8.15)$$

en la que F_v/P es la relación entre el cortante total aplicado y el cortante resistido por el refuerzo transversal (sección 8.7.1). Tal como se comentó en la sección anterior, se observa que, en etapas tempranas de la prueba (intervalo elástico), antes de la aparición y propagación de las grietas inclinadas, la totalidad de la carga se transmitió a través del alma de concreto mediante la formación de puntales de compresión o acción de arco. Posteriormente, la carga se repartió de manera uniforme entre el refuerzo transversal y el concreto hasta que, después de la ocurrencia de las fluencias, el concreto aumentó la proporción en la contribución a la resistencia a corte, principalmente en los modelos sometidos a cargas cíclicas. El fenómeno observado resulta de particular importancia ya que en el diseño pueden subestimarse los esfuerzos de compresión en el puntal principal y se hace necesario replantear la relación entre el cortante tomado por el concreto y el cortante total. En la fig. 8.26, en la que se presenta el cortante tomado por el puntal principal a lo largo de los ensayos, se observa que, en todas las pruebas, fue mayor que el cortante de diseño, calculado a partir de la expresión 8.14 y que, en general, fue mayor en los modelos sometidos a carga cíclica, principalmente en las últimas etapas de las pruebas. Este comportamiento se debe a que, por el mayor deterioro en el alma, y la, aparente, rigidez insuficiente de los estribos, el trabajo de trabazón del agregado fue menor, obligando mayor contribución de otros mecanismos, como la acción de arco a la resistencia. Sin embargo, resulta interesante resaltar que la resistencia total fue similar en todos los modelos, debido a que, a pesar de que las demandas de compresión fueron mayores en el puntal principal de las vigas CT y CR (tabla 8.10), la resistencia a compresión del concreto fue suficiente para resistirlas y la falla estuvo determinada por el aplastamiento en la parte superior.

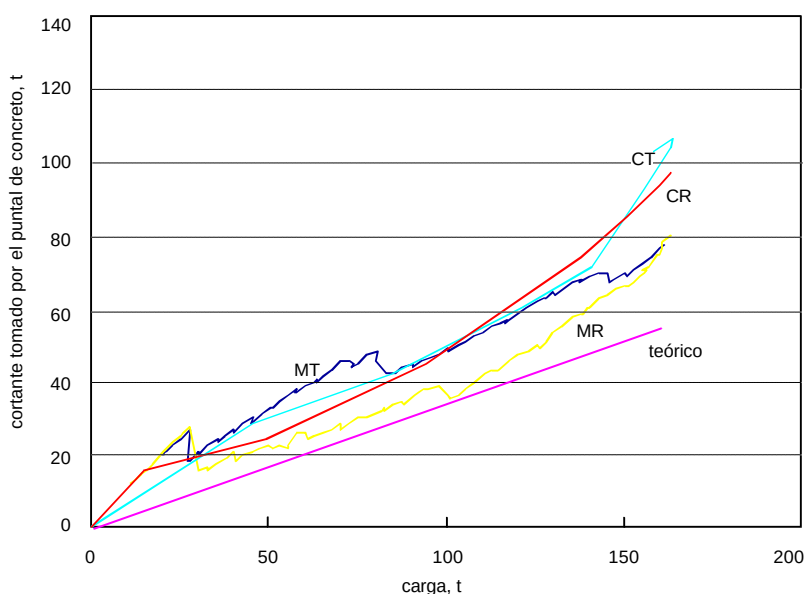


Figura 8.26 – Cortante tomado por el concreto en los modelos ensayados (F_2)

Con base en los patrones de daño observados, se obtuvo la inclinación aproximada del puntal de compresión principal en cada uno de los modelos. La orientación de los campos de compresión determina el nivel de esfuerzos en el concreto, las zonas de reacción de los puntales y el número de estribos que contribuyen a la resistencia. En la tabla 8.9 se resume la orientación del agrietamiento y de los puntales principales de compresión en los modelos ensayados. Vale la pena destacar que, no en todos los casos, la inclinación de las grietas principales observadas durante el ensayo coincidió con la inclinación final observada del puntal, debido a que después del deterioro del concreto, se produjo reorientación de los puntales de compresión, lo que coincide con el incremento medido en el cortante tomado por los mismos en la fig. 8.26 en la etapa final de los ensayos.

Tabla 8.9 – Orientación de los puntales principales de compresión en los especímenes ensayados

Especímen	q diseño ¹	q agrietamiento ²	q puntal ³
MT	44.2°	47°	63°
MR	44.2°	44°	50°
CT	44.2°	42°	50°
CR	44.2°	42°	70°

¹ orientación del puntal de compresión empleado en el diseño (Recomendaciones FIP 1996)

² orientación del puntal con base en la orientación media de las grietas inclinadas, medida durante la prueba

³ orientación del puntal, determinada a partir del estado final de daño en los modelos, después de retirar el recubrimiento de concreto desprendido.

La diferencia entre el ángulo de orientación medido con base en el agrietamiento y el ángulo de inclinación observado después de la falla, se ilustra en la fig. 8.27 para el modelo CR. Se debe, como ya se mencionó, a la reorientación del puntal en busca de una “zona más rígida” para reaccionar. Este fenómeno se comentó en el cap. 5 donde fue muy notorio después de la “reparación” del modelo MR.



Figura 8.27 – Reorientación del puntal principal de compresión en el modelo CR

Cuantificar el nivel de esfuerzo en los puntales resulta complejo debido a que no se conoce de manera exacta la geometría de los mismos. Con base en el área de influencia observada durante los ensayos puede estimarse la anchura mínima de los puntales, es decir en las zonas de apoyo ya que la forma del puntal no es prismática sino de botella. En la tabla 8.10 se presentan los esfuerzos de compresión calculados para los cuatro modelos al alcanzar su resistencia, considerando tanto las dimensiones de los puntales de diseño (área del puntal principal, $A_c = 518 \text{ cm}^2$) como las dimensiones observadas. Se comparan con la resistencia a compresión efectiva empleada en el diseño. Las fuerzas axiales actuantes se descomponen con base en el ángulo de orientación medido. Para la estimación del área de los puntales se tomó en cuenta únicamente el trabajo de la zona de concreto confinada por los estribos, es decir, se calculó como el producto de la anchura del puntal medida a partir de la distribución de las grietas y la anchura de la viga sin considerar el recubrimiento.

Tabla 8.10 – Esfuerzos de compresión en los puntales principales de los especímenes ensayados

Espécimen	$f_{cu \text{ diseño}}^1$, kg/cm ² (MPa)	$f_{cu \text{ FIP}}^2$, kg/cm ² (MPa)	F_2^3 , t (kN)	F_u^4 , t (kN)	$f_{cu 1}^5$, kg/cm ² (MPa)	$A_c \text{ diseño}$, cm ²	$f_{cu 2}^6$, kg/cm ² (MPa)
MT	120 (11.8)	155 (15.2)	78.5 (769.8)	107.3 (1052.6)	207 (20.3)	650	165 (16.2)
MR	120 (11.8)	155 (15.2)	80.7 (791.4)	116.2 (1139.2)	224 (22.0)	730	160 (15.7)
CT	120 (11.8)	155 (15.2)	101.8 (998.3)	152.1 (1491.9)	294 (28.8)	550	275 (27.0)
CR	120 (11.8)	155 (15.2)	98.6 (966.9)	147.4 (1445)	285 (27.9)	780	190 (18.6)

¹ resistencia efectiva a compresión del concreto empleada en el diseño (Recomendaciones FIP 1996)

² resistencia efectiva a compresión del concreto calculada empleando f'_c medido (Recomendaciones FIP 1996)

³ cortante resistido por el concreto calculado con base en la contribución de los estribos (figs. 8.20 y 8.26)

⁴ fuerza axial en los puntales de compresión, calculada con base en el ángulo de agrietamiento observado

⁵ esfuerzo de compresión calculado con base en el área del puntal considerada en el diseño

⁶ esfuerzo de compresión calculado con base en el área estimada a partir del agrietamiento.

En general, se observa que los niveles de esfuerzo en el concreto en los modelos sometidos a cargas cíclicas fueron mayores que en las vigas ensayadas ante carga monótona, y que en los modelos con longitud de anclaje reducida (MR y CR) el esfuerzo fue menor que en los modelos correspondientes MT y CT. Lo anterior permite afirmar que pueden mantenerse los límites de resistencia efectiva del concreto establecidos actualmente para diseño ante cargas monótonas en el diseño sísmico. La menor relación entre el esfuerzo medido y el esfuerzo observado fue de 1.03 en el modelo MR. Cabe resaltar que este esfuerzo se presentó para la carga máxima y que en la carga de diseño el esfuerzo (78 kg/cm²) fue considerablemente menor, equivalente apenas al 50 por ciento del esfuerzo máximo calculado empleando las Recomendaciones FIP 1996.

En el capítulo 2 (ec. 2.23) se definió el factor total de resistencia efectiva, κ , como la relación entre la carga aplicada y el esfuerzo real de compresión

$$\kappa = \frac{F}{A_c f'_c} \quad (2.23)$$

Para aplicar el factor κ calculado de acuerdo con el Apéndice X-ACI y las Recomendaciones FIP 1996, a los resultados experimentales, no se consideran, en este caso, los factores de carga. Así, las expresiones 2.30 y 2.31 se multiplican por los factores de carga correspondientes y se obtienen

$$\kappa_{AP-X} = 0.723 \beta_2 \quad (8.16)$$

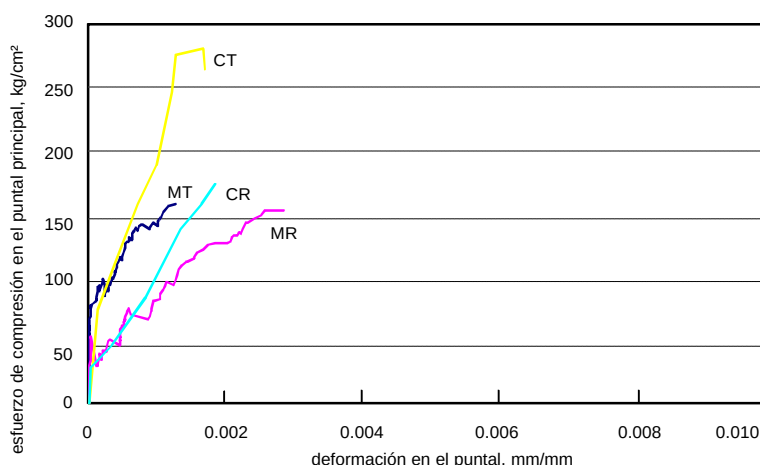
$$\kappa_{FIP} = 0.538 v \quad (8.17)$$

En la tabla 8.11 se comparan los valores teóricos de κ , con los obtenidos experimentalmente, considerando dos condiciones para los puntales: 1) puntal con grietas paralelas, el cual es el caso de los modelos sometidos a carga monótona, y 2) puntal con grietas perpendiculares (FIP) o con campos de tensión (Apéndice X-ACI), que podría extrapolarse al caso de las vigas sometidas a carga cíclica. En general, se observa que en las vigas sometidas a carga monótona, el valor propuesto por la FIP resulta apropiado y, ligeramente conservador, mientras que el valor del Apéndice X-ACI es más alto y subestimaría los esfuerzos de compresión en el puntal. En los modelos sometidos a carga cíclica, considerando que los esfuerzos medidos fueron de mayor magnitud, ambos reglamentos resultan conservadores.

Tabla 8.11 – Factor total de resistencia efectiva

Especimen	Apéndice X-ACI		FIP		
	b_2	k_{AP-X}	n	k_{FIP}	k_{medida}
MT agrietamiento paralelo	0.8	0.578	0.8	0.430	0.46
MR agrietamiento paralelo	0.8	0.578	0.8	0.430	0.44
CT agrietamiento paralelo	0.8	0.578	0.8	0.430	0.77
agrietamiento perpendicular	0.4	0.289	0.6	0.323	0.77
CR agrietamiento paralelo	0.8	0.578	0.8	0.430	0.53
agrietamiento perpendicular	0.4	0.289	0.6	0.323	0.53

La rigidez de los puntales de compresión puede calcularse, de manera aproximada, con base en las deformaciones medidas en las diagonales DW01 y DE01 de la instrumentación externa. En la fig. 8.28 se relacionan dichas deformaciones con los esfuerzos medidos en los puntales principales de concreto, considerando el área estimada y el ángulo de orientación de las grietas durante los ensayos.

**Figura 8.28 – Rigidez del puntal principal en los modelos ensayados**

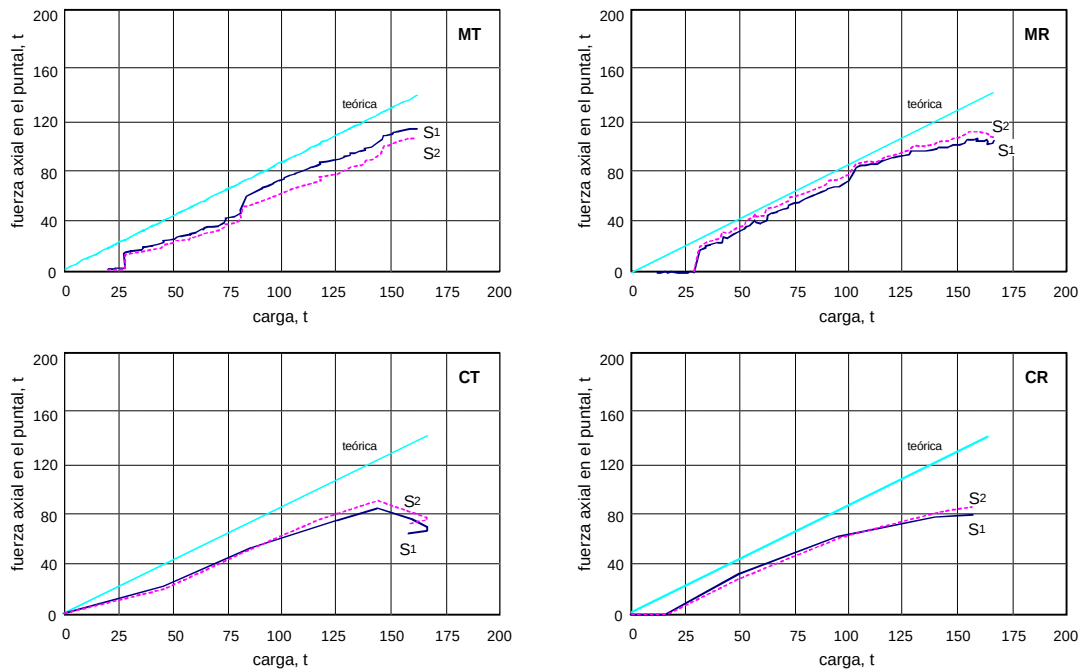
Definiendo la rigidez de los puntales como la pendiente de la rama ascendente después del agrietamiento, de la curva esfuerzo–deformación (fig. 8.28) se obtienen los valores que se presentan en la tabla 8.12, en la que se consideró el área del puntal medida. Se expresa también la rigidez equivalente a AE/L para cada puntal, determinante para la deformación axial. Los modelos con reducción en la longitud de anclaje presentaron menor rigidez que aquéllos en los cuales la longitud de anclaje satisfizo los requisitos del reglamento. La relación entre la rigidez de los modelos CT y MT fue de 0.54 y, entre los modelos CR y MR, fue 0.70. En general, los modelos ensayados ante carga cíclica tuvieron mayor rigidez que los sometidos a carga monótona, es decir, disminuyó la capacidad de deformación. Así, al aplicar el modelo de puntales y tensores para diseño sísmico debe tenerse en cuenta la menor capacidad de deformación de los elementos y que, cuando el puntal tiene un comportamiento no lineal, hay deformaciones permanentes y cambia la resistencia a corte del modelo.

Tabla 8.12 – Rigidez de los puntales principales de los modelos ensayados

Espécimen	$A_c E_{\text{puntal}} / L$ t/cm (kN/m)	E_{puntal} kg/cm ² (MPa)	$E_{\text{puntal}} / E_c^1$
MT	59 (58 250)	123 450 (12 100)	0.50
MR	36 (35 000)	66 100 (6 480)	0.27
CT	64 (62 600)	156 800 (15 400)	0.64
CR	63 (61 800)	109 200 (10 700)	0.44

¹ E_c es el módulo de elasticidad del concreto medido experimentalmente.

En el diseño, se supuso que la fuerza cortante resistida por los estribos se transmitía mediante la formación de dos puntales paralelos (llamados secundarios), S_1 y S_2 en la fig. 8.18, orientados a 49.7° con respecto a la horizontal. Estos puntales se diseñaron con el mismo límite de resistencia a compresión efectiva en el concreto que el puntal principal. En la fig. 8.29 se presenta la fuerza axial calculada en ambos puntales con base en la contribución medida de los estribos y se compara con la compresión axial teórica supuesta en el diseño. En general, se observa un buen nivel de aproximación, principalmente en los modelos sometidos a carga monótona. En las vigas CT y CR, la contribución de estos puntales fue del orden del 80 por ciento de la esperada pero está relacionado con la menor contribución de los estribos. Con excepción de modelo MT, la carga tomada por el puntal S_2 es, aproximadamente, 10 por ciento mayor que la resistida por el puntal S_1 . Sin embargo, de acuerdo con los patrones de daño observados, el puntal S_1 parece tener mayor influencia en el comportamiento de los modelos.

**Figura 8.29 – Fuerzas axiales en los puntales de compresión secundarios**

En la fig. 8.30 se presenta la evolución en la inclinación de ambos puntales con la carga. Su inclinación depende de la ubicación del centroide de tensión. La relación entre el ángulo esperado de acuerdo con el diseño y el ángulo medido, proporciona errores menores al 10 por ciento.

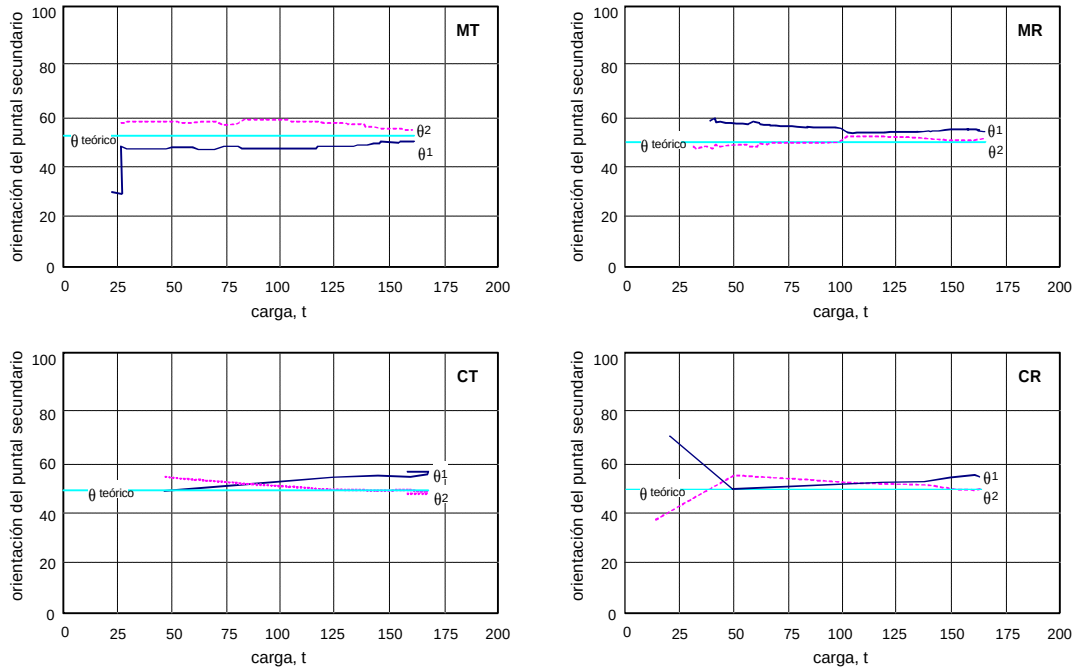


Figura 8.30 – Inclinación de los puntales secundarios

En esta sección se evaluó, principalmente, el efecto de la inversión de las cargas en el modelo de puntales y tensores supuesto en la dirección positiva (MPT+). Con respecto al sistema de transferencia de fuerzas observado al aplicar cargas en la dirección negativa (MPT-), vale la pena resaltar que no fue exactamente simétrico al MPT+. Sin embargo, se observó la misma tendencia de formación de un puntal de compresión principal y de distribución de la carga tomada por los estribos mediante una armadura con puntales secundarios de compresión. Se mencionó en capítulos anteriores que estos puntales secundarios se reorientaron debido al deterioro y a los campos de tensión existentes en la parte inferior de la viga, de manera que reaccionaron, aparentemente, en la zona del gancho del refuerzo longitudinal en el lecho superior (figs. 6.18 y 7.18). Este fenómeno confirma la hipótesis formulada de que las rigideces de las zonas de reacción del puntal son determinantes en la formación del mecanismo de transferencia de cargas. Esto explica también el hecho de que el MPT- haya diferido ligeramente del MPT+ ya que la rigidez del marco de carga y, por consiguiente, de las zonas de apoyo, fue diferente en las dos direcciones.

8.7.3 Zonas nodales

En el diseño se supuso que el comportamiento de las zonas nodales sería determinante en el comportamiento del modelo y se prestó especial atención a su diseño. Sin embargo, durante las pruebas se observó muy bajo nivel de daño y, por consiguiente, poca influencia en las mismas.

Las zonas nodales en las regiones de aplicación de carga en la cuerda superior a compresión no presentaron tampoco daño significativo. En éstas, se explica por la presencia del refuerzo longitudinal para momento negativo que tomó parte de la componente axial de compresión y disminuyó los esfuerzos de compresión en el concreto. Por otro lado, en esta zona, las regiones nodales no se vieron sometidas a esfuerzos importantes producto del desarrollo de las fuerzas de anclaje en los extremos de las barras ya que los anclajes se realizaron en los extremos de la viga, suficientemente alejados de las zonas nodales debajo de las placas de aplicación de carga.

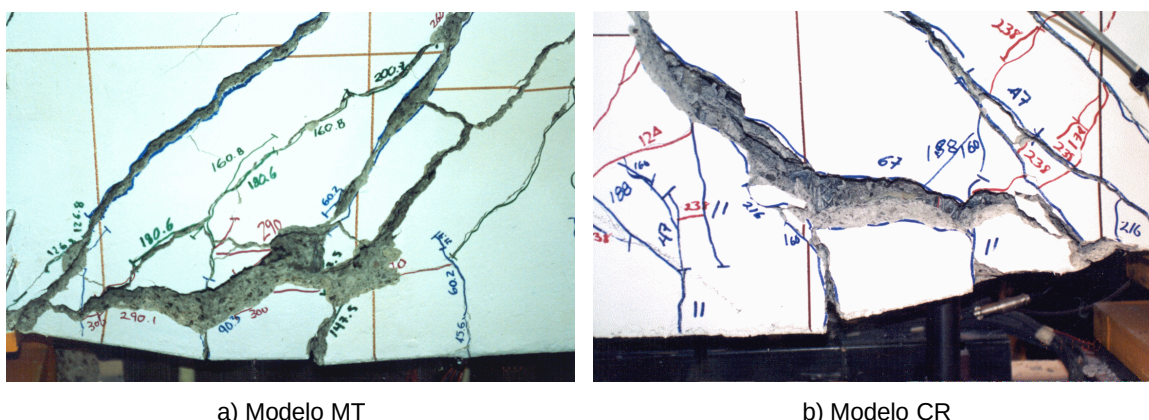
Las zonas nodales consideradas críticas fueron las localizadas en los apoyos de la viga, las características observadas de su comportamiento se discutirán a continuación. Estas zonas nodales se supusieron ubicadas justo encima de las placas de apoyo, donde confluían la tensión horizontal, la reacción

externa y las compresiones axiales en el puntal principal, S_0 y el puntal secundario, S_2 ; de tal manera, que se esperaba alto deterioro en la zona, lo que justificó el alejamiento del gancho de anclaje del refuerzo longitudinal de acuerdo con las Recomendaciones FIP 1996, para evitar concentración de esfuerzos. En las pruebas, sin embargo, se observó lo siguiente:

- En la zona nodal teórica el agrietamiento fue incipiente. Destacó la presencia de unas pocas grietas producto de los campos de tensión inherentes a la formación del puntal de compresión.
- El puntal secundario S_2 , fue poco evidente a partir del agrietamiento y se orientó hacia el extremo de la viga más que hacia la placa de apoyo.
- En cada lado de las vigas, las grietas inclinadas que aparecieron desde los comienzos de las pruebas, y que se tomaron como indicativas de la formación del puntal principal, mostraron que se reorientó, de manera tal que reaccionara en el límite interior de la placa de apoyo. Al final de los ensayos, como se mencionó anteriormente, el puntal principal S_0 , se reorientó, reaccionando en el tercio exterior del claro de cortante, donde se concentró el daño.
- Consiguientemente, no se presentó pérdida del recubrimiento en la zona nodal ni aplastamiento del concreto fuera del núcleo confinado en la región de anclaje del refuerzo. Este aspecto es importante ya que fue determinante en el diseño en el que se buscó satisfacer los requisitos de las Recomendaciones FIP 1996 (fig. 2.12).
- El nivel de daño en las zonas nodales teóricas fue muy similar a ambos lados de los modelos, independientemente de la supresión de los estribos en el lado Este.

Con base en las observaciones anteriores puede afirmarse que:

- La longitud de anclaje proporcionada para las barras del lecho inferior del refuerzo longitudinal fue mayor a la necesaria y no se presentaron fallas de anclaje.
- Dada la configuración de los puntales de compresión, la condición de pérdida del recubrimiento plasmada en el requisito de las Recomendaciones FIP 1996, ilustrado en la fig. 2.12 y no considerada por el Apéndice X-ACI, no fue crítica en los modelos ensayados.
- La rigidez de la placa de apoyo influyó notablemente en el comportamiento de la zona nodal, impidiendo el desarrollo de deformaciones de magnitud considerable y redireccionando las mayores demandas a la zona inmediata más débil y deformable (tercio exterior del claro de cortante, adyacente al límite de la placa de apoyo, denominada zona de reacción del puntal).



a) Modelo MT

b) Modelo CR

Figura 8.31 – Agrietamiento en zona de reacción del puntal principal

La formación de grietas horizontales en la zona de reacción del puntal de compresión se presentó en todos los modelos ensayados. En la fig. 8.31 se ilustra este tipo de daño en el lado de falla de los modelos MT y CR. Se observa que el patrón de agrietamiento en la zona es muy similar. Sin embargo, con base en las lecturas de los deformímetros adheridos al refuerzo longitudinal, se puede afirmar que en las vigas ensayadas ante carga monótona (MT y MR), a pesar de las grietas observadas, no se presentó deterioro considerable de la adherencia, mientras que en los modelos CT y CR, principalmente en el primero de ellos, los registros

indican pérdidas de adherencia locales y posibles deslizamientos. Eso hace centrar la atención en la necesidad de considerar la posible ocurrencia de este mecanismo cuando se emplea el modelo de puntales y tensores en el diseño sísmico.

En la tabla 8.13 se resumen los aspectos más relevantes del comportamiento y los principales parámetros considerados en el modelo de puntales y tensores, con base en los resultados obtenidos en las pruebas realizadas, con el fin de evaluar, principalmente, el efecto de las cargas cíclicas.

Tabla 8.13 – Evaluación de los parámetros del modelo de puntales y tensores

Parámetro	Modelos sometidos a carga monótona ¹	Modelos sometidos a carga cíclica ¹
Contribución de los estribos (F_2/P)	0.50	0.50
Eficiencia del refuerzo transversal en la resistencia	0.94	0.68
Ubicación del tensor principal	coincide con el diseño	coincide con el diseño
Contribución de estribos en zona de apoyo en lado Oeste	menor a 5%	menor a 5%
Contribución del concreto (F_1/P)	0.50	0.50
κ para los esfuerzos de compresión en el puntal principal ²	0.45	0.53 – 0.77
Orientación del puntal principal	45°	42°
Rigidez del puntal principal: E_{puntal} / E_c	0.35 – 0.65	0.57 – 0.83
Agrietamiento por <i>splitting</i>	en zona interior de apoyos	en zona interior de apoyos
Fallas locales de adherencia	no detectadas	sí
Contribución de las deformaciones por corte a la deflexión total	menor a 60%	hasta 100%

¹ se presenta el valor medio de los obtenidos en los modelos respectivos

² factor total de resistencia efectiva.

8.8 APLICACIÓN DEL MODELO DE PUNTALES Y TENSORES EN EL DISEÑO SÍSMICO

Adicionalmente a los aspectos mencionados en las secciones anteriores relativos al empleo del MPT en el diseño sísmico, en esta sección se presentan algunos lineamientos generales, de tipo conceptual, relacionados con el tema.

Para emplear el modelo de puntales y tensores para diseño sísmico es imperativo considerar el efecto de las cargas cíclicas reversibles, típicas de una excitación sísmica. Esto implica, tener en cuenta el cambio en la dirección de los campos de esfuerzos, tanto de tensión como de compresión.

Al considerar el efecto de las cargas cíclicas reversibles, debe tenerse en cuenta que los puntales de compresión de la armadura invierten su dirección ciclo tras ciclo. Puede diseñarse cada puntal para resistir la fuerza asociada al momento en cuestión pero es importante no despreciar la degradación del material. Necesariamente, el concreto alcanza su máxima resistencia primero en una dirección y cuando se ve expuesto a la misma sollicitación, en dirección contraria, puede haber perdido parte de su resistencia y rigidez y entrará en un proceso de degradación rápida si continúa una demanda suficientemente alta, sobretodo de cortante plástico. La degradación de la rigidez depende principalmente de la magnitud de las demandas de deformación.

En cuanto a los campos de tensión, para resistir las cargas cíclicas, el modelo debe contar con refuerzo transversal tal que considere el doble trabajo de la armadura. Cuando se esperan inversiones de momentos, la

separación entre los estribos debe ser menor, con el fin de restringir más eficientemente la anchura de grietas y facilitar el desarrollo del mecanismo de trabazón del agregado. Por otro lado, no deben emplearse estribos inclinados, que sólo trabajan en una dirección. Los estribos proporcionan confinamiento al concreto comprimido y soporte lateral a las barras de acero en las regiones en las que se desarrolla la resistencia a flexión. En general, el acero resiste adecuadamente cargas repetitivas sin degradación mayor de su resistencia, aún después de entrar en el intervalo inelástico. Algunos estudios han demostrado que los mecanismos resistentes a cortante, exceptuando la acción de armadura del acero en el alma se deterioran al continuar la carga repetida. Este deterioro es mucho más rápido si el refuerzo de flexión cede como resultado de las cargas cíclicas reversibles de alta intensidad. En los modelos ensayados ante carga cíclica (CT y CR), sin embargo, dado que se indujo una falla por corte, las demandas por flexión en el refuerzo longitudinal no fueron tan altas y ésta, no fue la causa principal del deterioro.

Después de una carga cíclica alternada, la grieta inclinada potencial, inducida por el cortante y la tensión axial, puede formarse a un ángulo mayor que 45° al eje del miembro, como se observó en las etapas finales de las pruebas, debido a que las grietas inclinadas que se propagan desde una cara de un elemento pueden continuarse con las grietas de flexión que se formaron durante un ciclo previo de cargas cíclicas reversibles en la cara opuesta de ese miembro.

Algunos aspectos adicionales que vale la pena considerar, cuando se trata de aplicar el modelo de puntales y tensores al diseño sísmico, son los siguientes:

- Verificación de la capacidad de carga de las zonas nodales.
- Los estribos que pasan a través de los puntales transmiten tensiones a los mismos, mediante adherencia, de manera que generalmente prevalece un estado biaxial de deformaciones. La capacidad a compresión del concreto se reduce drásticamente cuando se ve sometido simultáneamente a tensiones transversales. Este efecto debe considerarse en el factor de reducción de resistencia para el concreto a compresión. Las pruebas realizadas demostraron, sin embargo, que los modelos resistieron, adecuadamente mediante la acción de arco, las mayores demandas de corte inherentes a la carga cíclica; es decir, que los factores de reducción empleados resultaron apropiados.
- Las fuerzas de compresión se suponen uniformemente distribuidas a través del alma pero, realmente, puede haber excentricidades y esfuerzos transversales de tensión.
- El agrietamiento del concreto, producto de la carga cíclica, puede producir desprendimiento o pérdida de anclaje de los estribos e impedir que trabajen adecuadamente. Sin embargo, en los modelos ensayados, este punto no fue crítico y las fallas en los extremos de las barras demostraron que el anclaje (se trataba de estribos cerrados) fue suficiente para que se desarrollaran esfuerzos considerables que indujeran la fractura.
- El ensanchamiento de las grietas puede provocar disminución del trabajo de otros mecanismos resistentes a cortante, esto es, pérdida del efecto de trabazón del agregado y pérdida de la acción de dovela. Esto implica que el cortante no se transmita eficientemente al mecanismo de armadura y se siga una falla no dúctil con pequeña deformación adicional, como la observada en los especímenes ensayados. En los modelos CT y CR, sin embargo, debido a que los puntales principales de compresión presentaron capacidad suficiente para tomar parte del cortante resistido por los otros mecanismos, el comportamiento, en ese sentido fue similar al de los modelos sometidos a carga monótona. No obstante, cuando se buscan modos de falla dúctiles, debe garantizarse que los estribos no cedan antes de que el elemento alcance su resistencia a flexión.

CAPÍTULO 9

RESUMEN, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

9.1 INTRODUCCIÓN

Se presentan un resumen del programa experimental, las conclusiones desarrolladas a partir del análisis y la discusión de resultados, así como las recomendaciones para el empleo del modelo de puntales y tensores en el diseño de vigas peraltadas de concreto reforzado.

9.2 RESUMEN

Se ensayaron cuatro vigas de concreto reforzado, con relación claro de cortante a peralte de 1.2; dos de ellas ante cargas monótonas y las dos restantes ante cargas cíclicas reversibles. Los especímenes fueron vigas aisladas con dimensiones nominales de $4.42 \times 1.20 \times 0.30$ m, contruidos con concreto con una resistencia a la compresión de 360 kg/cm^2 (36 MPa) y acero con $f_y = 4370 \text{ kg/cm}^2$ (430 MPa) y 4540 kg/cm^2 (445 MPa) para los refuerzos transversal y longitudinal, respectivamente. Los especímenes fueron diseñados empleando un procedimiento de diseño basado en los principios del modelos de puntales y tensores (Recomendaciones FIP 1996) y detallados con base en el ACI318-99. En el diseño se buscó inducir una falla por corte en los elementos, de manera que se aumentó la cuantía de refuerzo longitudinal en la zona de momento máximo. Las variables en estudio fueron la cuantía de refuerzo transversal en la zona de anclaje del refuerzo longitudinal, la longitud de anclaje de dicho refuerzo y el tipo de carga aplicada.

El primer modelo ensayado, denominado MT, fue sometido a carga monótona y construido con la longitud de anclaje especificada en el diseño. En el segundo modelo (MR), ensayado también ante carga monótona, la longitud de anclaje fue reducida intencionalmente mediante la colocación de fundas de poliuretano que impidieron el contacto entre el acero y el concreto. Los modelos siguientes, CT y CR, fueron idénticos a los modelos MT y MR, respectivamente, pero se sometieron a carga cíclica reversible. En todos los modelos, el extremo Este difería del extremo Oeste en que se suprimieron los estribos ubicados en la zona de anclaje del lecho inferior de refuerzo longitudinal, sobre la placa de apoyo para carga positiva.

9.3 CONCLUSIONES

Con base en el comportamiento observado de los modelos y en el análisis de resultados, se desarrollaron las siguientes conclusiones.

1. La fuerza cortante media de agrietamiento de las vigas fue de 27.2 t (266 kN) y no dependió del tipo de carga aplicada. En los modelos con reducción en la longitud de anclaje, la carga asociada a la aparición de la primera grieta inclinada fue ligeramente menor que en los modelos MT y CT. El agrietamiento de las vigas ocurrió para una deflexión media al centro del claro de 1.3 mm, siendo mayor en el modelo CT (1.9 mm) y menor en el modelo CR (1.0 mm).
2. En todos los modelos, el agrietamiento determinó una pérdida considerable de rigidez; sin embargo, aún después del mismo, se observó comportamiento sensiblemente lineal (etapa elástica) y el valor de la rigidez se mantuvo prácticamente constante hasta el final de dicha etapa, que coincidió con la ocurrencia de las primeras fluencias en el refuerzo longitudinal en la zona de reacción del puntal de compresión y se presentó para una deflexión media al centro del claro de + 10 mm.

3. La resistencia media de los modelos ensayados fue 162.7 t (1596 kN), con un coeficiente de variación menor a uno por ciento, y no dependió del tipo de carga aplicada ni de las condiciones de anclaje. Esta resistencia fue mayor en un 36 por ciento que la predicha con las Recomendaciones FIP 1996 y en un 76 por ciento que la calculada con base en las NTCC del RCDF.
4. La deflexión al centro del claro alcanzada por los especímenes antes de la pérdida abrupta de capacidad de carga varió entre 17.0 mm y 27.1 mm. En general, fue menor en los modelos con menor longitud de anclaje; la diferencia entre los modelos sometidos a carga monótona (MT y MR) fue de cinco por ciento, mientras que en los modelos ensayados ante carga cíclica (CT y CR) fue de 35 por ciento. Las capacidades de deformación variaron entre 1.9 y 2.6 y las rotaciones medias entre 0.95 y 1.5 por ciento.
5. Las deformaciones de corte gobernaron la respuesta de todos los modelos. El daño se caracterizó por la formación de grietas inclinadas con orientación cercana a 45°, extendidas desde los puntos de aplicación de carga hasta la zona interior de los apoyos.
6. La falla de los modelos ensayados fue de tipo frágil (cortante-compresión), iniciada por el aplastamiento del concreto en los extremos del puntal principal y el desprendimiento del recubrimiento a lo largo del mismo en el lado de la viga en el cual la distorsión por cortante fue mayor. Adicionalmente se presentaron un deslizamiento relativo a lo largo del plano de falla definido por la grieta principal y la rotura de algunos estribos. Una vez ocurrido esto, independientemente de la cuantía y estado de esfuerzos del refuerzo transversal y del tipo de carga aplicada, la resistencia a fuerza cortante decayó permanentemente.
7. Con respecto a la eliminación de los estribos en la zona de anclaje del lecho inferior de refuerzo horizontal en el lado Este puede afirmarse que:
 - no fue determinante en el desarrollo de las deformaciones en la barra e, incluso, se alcanzaron deformaciones mayores a la de fluencia en la sección crítica, gracias a que por la geometría de los modelos, las longitudes de anclaje proporcionadas fueron mayores a las establecidas por el ACI318-99;
 - la menor cantidad de estribos indujo deformaciones ligeramente mayores en los estribos de ese lado y, por tanto, mayores demandas en el refuerzo longitudinal.
8. De la comparación entre los modelos sometidos al mismo tipo de carga pero con diferentes longitudes de anclaje se desprende que aquéllos con longitud reducida (MR y CR) presentaron:
 - cortantes de agrietamiento menores en 12 por ciento, en promedio;
 - resistencia a fuerza cortante comparable;
 - menor capacidad de deformación; la diferencia fue de siete por ciento en los modelos sometidos a carga monótona y de 27 por ciento en los ensayados ante carga cíclica;
 - menor rigidez en el puntal de compresión; reducción en la rigidez mayor a 30 por ciento.
9. En relación con los modelos ensayados ante carga monótona, los modelos CT y CR exhibieron:
 - mayor cantidad de grietas y mayor deterioro en el alma;
 - mayor deterioro por splitting, caracterizado por grietas horizontales en la zona de reacción del puntal e indicios de fallas locales de adherencia en el refuerzo, que indujeron suavizamiento del modelo;
 - cargas asociadas a la primera fluencia del refuerzo mayores hasta en 25 por ciento;
 - mayor contribución de las deformaciones por corte a la deflexión total;
 - mayores deformaciones en los estribos a lo largo de la diagonal principal;
 - menor eficiencia del refuerzo transversal ($\eta \approx 0.7$)
 - esfuerzos en el puntal de concreto mayores hasta en 70 por ciento;
 - mayor contribución del concreto a la resistencia al corte al alcanzar la resistencia;
 - mayor rigidez del puntal de compresión y, por tanto, menor capacidad de deformación del mismo.

10. La predicción realizada empleando modelos de puntales y tensores constituyó la mejor aproximación de la resistencia de los modelos si se compara con métodos tradicionales de diseño como los contenidos actualmente en el ACI318-99 y las NTCC del RCDF. Esto se debe a que el procedimiento de diseño permite observar los flujos de carga a través de los elementos, obtener un diseño ajustado a ese comportamiento real y, por tanto, mejor desempeño ante determinadas solicitaciones.
11. El modelo de puntales y tensores representa un mecanismo plástico que supone que las fuerzas se distribuyen de una manera bien definida. En una estructura real, el mecanismo se desarrolla gradualmente y solamente después de que ha ocurrido suficiente deformación, las fuerzas internas reflejan la distribución supuesta. Así, el modelo de puntales y tensores resulta de gran importancia cuando el elemento excede la carga de diseño y alcanza su resistencia. Antes de que esto ocurra, intervienen otros factores como la trabazón del agregado (importante cuando la anchura de las grietas es moderada) o la acción de dovela, cuyo trabajo fue determinante para altos niveles de deslizamiento entre los bloques de concreto.
12. Al evaluar las hipótesis empleadas en el diseño, se encontró que:
 - se resistieron cargas sustancialmente mayores que las consideradas en el diseño; la relación entre la carga máxima y la carga predicha por el modelo de puntales y tensores, empleando las propiedades medidas de los materiales, fue, en promedio, 1.36;
 - en general, hubo una buena aproximación entre el mecanismo observado y el supuesto. El modelo presentado por las Recomendaciones FIP 1996 para vigas peraltadas fue racional y apropiado;
 - las cargas se distribuyeron de manera prácticamente uniforme entre el acero y el concreto, dependiendo, principalmente, de la rigidez de los puntales principales de compresión. Así, el concreto resistió esfuerzos mayores que los considerados en el diseño con base en la relación F_2/P planteada por las Recomendaciones FIP 1996. Las relaciones entre los esfuerzos medidos y el de diseño fueron mayores a 1.33 y 1.58 para las vigas sometidas a carga monótona y a carga cíclica, respectivamente;
 - los esfuerzos en los estribos no fueron uniformes, notándose concentración de deformaciones cerca del centroide del tensor supuesto;
 - no se desarrolló fluencia en todos los estribos del tensor vertical;
 - la ubicación supuesta del centroide del tensor vertical, coincidió bastante bien con la observada experimentalmente;
 - el puntal principal se extendió, tal como se supuso en el diseño, desde los puntos de aplicación de carga hasta los apoyos, con un ángulo que varió entre 42° y 47° , resultando consistente con el diseño. Sin embargo, su orientación estuvo grandemente influenciada por la rigidez relativa de las zonas nodales; así, después del deterioro de la zona de reacción del puntal, se reorientó aumentando su inclinación. En la mayoría de los casos, las condiciones geométricas y de rigidez determinan el ángulo de inclinación del puntal;
 - en las vigas sometidas a carga cíclica, el modelo de puntales y tensores observado en las dos direcciones de carga fue diferente debido al deterioro en el alma de concreto inherente a las cargas cíclicas y a la pérdida de rigidez de las zonas de anclaje que obligaron, por la presencia de campos de tensión, la reorientación de los puntales. Se desprende que al aplicar el modelo de puntales y tensores al diseño sísmico debe considerarse que el ancho del nudo al que llega el puntal de compresión debe ser función de los esfuerzos de adherencia en la zona con el fin de controlar el deterioro;
 - las zonas críticas del modelo no fueron las regiones nodales consideradas en el diseño.
13. Los esfuerzos de compresión medidos en los puntales de concreto fueron mayores que los empleados en el diseño. La relación entre el menor esfuerzo registrado y el valor de diseño fue 1.03 y 1.23 para los modelos ensayados ante carga monótona y los sometidos a carga cíclica, respectivamente. Se considera que los límites para los esfuerzos presentados en las Recomendaciones FIP 1996, pueden extrapolarse adecuadamente al diseño sísmico. En particular, el factor de resistencia efectiva para puntales con agrietamiento paralelo al puntal de compresión ($v = 0.80$) resulta apropiado.

14. En general, puede afirmarse que para el diseño de vigas peraltadas, el modelo de puntales y tensores representa una herramienta apropiada aún cuando se esperen solicitaciones de tipo sísmico. Esta afirmación coincide con los resultados obtenidos por Yáñez y otros (1991) quienes ensayaron muros de concreto con aberturas regulares e irregulares, ante cargas laterales cíclicas reversibles y encontraron, igualmente, que el empleo de modelos de puntales y tensores es válido en el diseño sísmico de muros de concreto reforzado con aberturas.
15. Del comportamiento de las zonas nodales destaca:
- la disposición de las Recomendaciones FIP 1996 de ubicar el gancho de anclaje del refuerzo longitudinal fuera de la zona nodal condujo a valores de longitud de anclaje excesivos. Estos valores no fueron críticos, independientemente del confinamiento en la zona y del tipo de carga aplicada;
 - la longitud de anclaje proporcionada para las barras del lecho inferior del refuerzo longitudinal fue mayor a la necesaria y no se presentaron fallas de anclaje. Esta longitud pudo haber sido menor considerando el efecto benéfico del confinamiento producido por las compresiones en el nudo CCT, que favorece el anclaje del refuerzo;
 - la rigidez de la placa de apoyo influyó notablemente en el comportamiento de la zona nodal, impidiendo el desarrollo de deformaciones de magnitud considerable y redireccionando las mayores demandas a la zona inmediata más débil (tercio exterior del claro de cortante, adyacente al límite de la placa de apoyo, denominada zona de reacción del puntal).
16. La contribución de los estribos al mecanismo resistente dependió de la orientación del agrietamiento principal y del número de estribos atravesados. Se propone limitar la separación entre estribos, s , a

$$s \leq \left(\frac{a_w}{n} = \frac{d}{n \tan \theta} \right) \quad (9.1)$$

donde

- a_w es la longitud en la que se distribuyen los estribos que constituyen el tensor vertical;
- d es el peralte efectivo de la sección;
- n es el número entero de estribos que constituyen el tensor principal; y
- θ es el ángulo de inclinación del puntal principal.

17. Se propone calcular la resistencia del tensor principal, mediante la expresión

$$V_s = \eta \ n A_v f_{yd} \quad (9.2)$$

donde

- h es el factor de eficiencia; puede tomarse 1.0 para cargas monótonas y 0.70 para cargas cíclicas;
- n es el número entero de estribos que constituyen el tensor principal;
- A_v es el área del refuerzo transversal; y
- f_{yd} es el esfuerzo de fluencia de diseño del refuerzo transversal

El criterio aquí propuesto pretende considerar las variables más relevantes que afectan la participación del refuerzo transversal en la resistencia de las vigas a cortante.

9.4 RECOMENDACIONES

9.4.1 Alcance

Las siguientes recomendaciones son aplicables al diseño y construcción de vigas peraltadas de concreto reforzado, empleando el modelo de puntales y tensores.

Las recomendaciones se basan en los resultados experimentales obtenidos en este estudio, y no son aplicables a casos distintos de los ensayados, como pueden ser relaciones claro de cortante a peralte significativamente mayores, entre otros.

Estas recomendaciones complementan los requisitos establecidos en las Recomendaciones FIP 1996 para diseño de vigas peraltadas empleando el modelo de puntales y tensores.

9.4.2 Diseño

Criterios generales

Se deberán cumplir las hipótesis para el diseño con modelo de puntales y tensores de vigas peraltadas, de las Recomendaciones FIP 1996 o del Apéndice X-ACI.

Se acepta el modelo de distribución de fuerzas propuesto en las Recomendaciones FIP 1996, y se deberán tomar en cuenta los siguientes lineamientos:

Puntales

Los puntales principales de compresión se diseñarán considerando que el cortante tomado por los estribos constituye el 50 por ciento del cortante total.

La resistencia efectiva del concreto a compresión se calculará con base en la expresión propuesta por las Recomendaciones FIP 1996, empleando $v = 0.80$. Si se emplea otro reglamento, se calculará de tal manera que el valor del factor total de resistencia efectiva, κ , sea equivalente.

Tensores

Para obtener una estimación más precisa de la contribución del refuerzo transversal a la resistencia se puede emplear la expresión 9.2. En ella, el valor de η es 1.0 para vigas sometidas a cargas monótonas y 0.7 cuando se esperan solicitaciones cíclicas.

La separación entre estribos deberá cumplir, además de lo dispuesto en el reglamento de diseño empleado, la condición propuesta en la conclusión 16 (expresión 9.1).

Nudos y anclajes

Deberán cumplirse todas las recomendaciones respecto al detallado del acero de refuerzo del ACI318-99.

La longitud de anclaje se proporcionará según lo dispuesto en el ACI318-99.

Pueden suprimirse los estribos en la zona de anclaje si se proporciona suficiente longitud.

9.5 ESTUDIOS FUTUROS

Aun cuando la presente investigación permitió establecer algunos de los más importantes fenómenos en el comportamiento de este tipo particular de vigas peraltadas de concreto reforzado y compararlos con las hipótesis de diseño establecidas, se recomienda profundizar, en general, en los parámetros que definen el modelo de puntales y tensores con el fin de que sirvan de base sólida para plantear procedimientos de diseño.

Se sugieren las siguientes líneas de investigación:

1. Realizar ensayos ante carga cíclica de otros elementos, principalmente regiones D, diseñados con el modelo de puntales y tensores.
2. Evaluar la influencia de estribos en forma de U, en lugar de estribos cerrados, en vigas como las ensayadas, pero en las que se esperan solicitaciones de tipo monótono, únicamente.
3. Evaluar el efecto del cambio de rigidez local en los elementos por el corte de barras de refuerzo longitudinal.
4. Evaluar el uso de concretos de alta resistencia en vigas peraltadas diseñadas con el modelo de puntales y tensores.
5. Comparar el comportamiento con elementos diseñados tal como lo indican los reglamentos sin inducir fallas por corte para garantizar comportamiento dúctil, característico de fallas por flexión.
6. Estudiar diferentes relaciones claro de cortante a peralte con el fin de determinar el efecto de dicha relación en el mecanismo resistente cuando se esperan solicitaciones de tipo sísmico. En particular, el efecto de dicha relación en la contribución del concreto.
7. Estudiar el efecto de la rigidez y el tamaño de los apoyos de los elementos estructurales de manera que puedan simularse adecuadamente las condiciones reales.
8. Determinar, de manera experimental, la longitud de anclaje óptima que permite el adecuado desarrollo del mecanismo supuesto, considerando la contribución de las fuerzas de compresión en el confinamiento de la zona nodal.
9. Verificar mediante ensayos de laboratorio las ecuaciones propuestas.
10. Extender los resultados de esta fase mediante estudios analíticos.

Para llevar a cabo estudios similares se recomienda:

1. Colocar una mayor cantidad de deformímetros eléctricos en las ramas de los estribos con el fin de determinar la distribución de deformaciones a lo largo de las ramas de los mismos que, a su vez, permita identificar las zonas con mayores demandas y establecer, de manera analítica, el eje del puntal principal de compresión.
2. Complementar la instrumentación externa de la cara frontal con dos transductores de desplazamiento ubicados en las diagonales opuestas a las ya instrumentadas, con el fin de facilitar la medición de la deformación angular en el alma.

3. Replantear y buscar solución a la rigidez de las zonas de apoyo del elemento en estudio ya que se encontró que tiene gran influencia en el comportamiento global del modelo. Se sugiere el empleo de apoyos de concreto que simulen las condiciones reales del elemento en una estructura o la utilización de apoyos de neopreno con diferentes rigideces que permitan calibrar el efecto de ellos en la respuesta.

APÉNDICE A

PROPIEDADES DE LOS MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

A.1 INTRODUCCIÓN

En este apéndice se presentan los resultados de las pruebas efectuadas a los materiales de construcción de los cuatro modelos. Se describe la metodología de ensaye y las consideraciones para el empleo de la información generada durante los ensayos de los materiales. Se divide en dos secciones que tratan, respectivamente, el concreto y el acero de refuerzo.

A.2 CONCRETO

El concreto empleado en la construcción de los especímenes fue proporcionado por una premezcladora con una dosificación por volumen para una resistencia nominal de 250 kg/cm² (24.5 MPa). Se recurrió a la realización de dos tipos de pruebas para el control de la calidad y la determinación de las propiedades de este material.

Antes del colado de los especímenes, se obtuvo el revenimiento, utilizando un cono de 30 cm de altura, de acuerdo con lo establecido en la norma mexicana NMX-C-156 (ONNCCE, 1997c). La prueba de revenimiento arrojó valores de 17.5 cm de revenimiento en la primera mezcla (modelos CT y CR) y de 16 cm para el concreto de los especímenes MT y MR.

Adicionalmente, con objeto de caracterizar el comportamiento esfuerzo-deformación a distintas edades del concreto empleado, se extrajeron 17 cilindros de 10 cm y 15 cm de diámetro y 20 y 30 cm de altura, respectivamente, provenientes de cada mezcla. Se realizó el muestreo de los cilindros siguiendo la metodología especificada en la Norma Mexicana NMX-C-161 (ONNCCE, 1997e) correspondiente al muestreo de cilindros de concreto en laboratorio; se compactaron siguiendo lo estipulado en dicha norma en lo relativo al número de capas y golpes por capa. En la fig. A.1 se presentan detalles de la prueba de revenimiento y del muestreo de los cilindros.



a) prueba de revenimiento

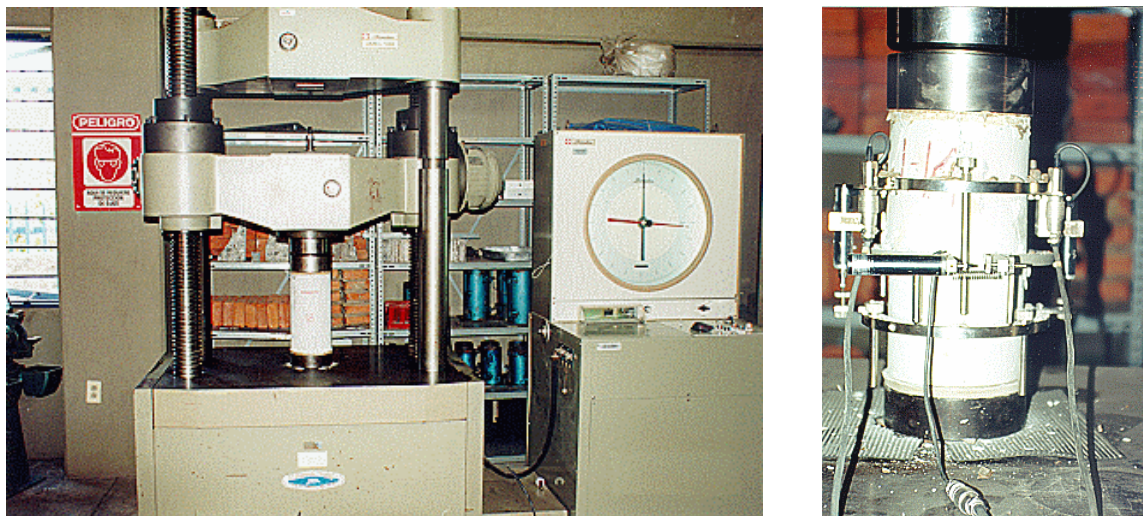


b) muestreo de los cilindros de concreto

Figura A.1 – Prueba de revenimiento y muestreo del concreto

Los cilindros de concreto fueron curados de manera que se reprodujeran las condiciones de curado de los especímenes, esto es, mediante la colocación de mantas tejidas de fibra vegetal, humedecidas y protegidas con mantas de polietileno, con el fin de evitar escape de la humedad.

De acuerdo con la normatividad vigente, todos los cilindros fueron cabeceados con una mezcla de arena y azufre con objeto de garantizar superficies de carga uniformes. Tres cilindros se ensayaron a siete días, tres a catorce días y tres más a 28 días según lo establecido en la Norma Mexicana NMX-C-083 (ONNCCE, 1997a). La velocidad de carga fue constante de aproximadamente 5 t/min (49,1 kN/min) hasta la falla. Los cilindros restantes se ensayaron a la fecha de la prueba de cada uno de los modelos. Las pruebas de los cilindros se llevaron a cabo en forma monótona creciente hasta la falla y fueron controladas por carga. En general, el modo de falla de los cilindros estuvo dominado por aplastamiento del concreto. La fig. A.2 muestra un detalle de la etapa final del ensaye de uno de los cilindros.



a) máquina universal

b) cilindro instrumentado

Figura A.2 - Ensaye de compresión de un cilindro de concreto

La determinación del módulo de elasticidad del concreto se realizó según la NMX-C-128 (ONNCCE, 1996). Los anillos de compresión colocados alrededor de los cilindros permitieron la instrumentación de los mismos mediante dos transductores de desplazamiento en dirección de la carga y un tercero en dirección transversal. La norma NMX-C-128 permite determinar el módulo de elasticidad mediante el cálculo de la pendiente de una recta secante que inicia sobre la curva esfuerzo-deformación para una deformación de 0.00005 y que la cruza en el 40 por ciento del máximo valor de resistencia a compresión. Esta norma establece la siguiente expresión para la determinación del módulo de elasticidad por el criterio del módulo secante:

$$E_c = \frac{\sigma_{c2} - \sigma_{c1}}{\epsilon_{c2} - 0.00005} \quad (\text{A.1})$$

donde

- E_c es el módulo de elasticidad secante (módulo de Young);
- σ_{c2} es el esfuerzo correspondiente al 40 por ciento del máximo esfuerzo de compresión resistido;
- σ_{c1} es el esfuerzo correspondiente a una deformación de 0.00005; y
- ϵ_{c2} es la deformación unitaria longitudinal producida por el esfuerzo σ_{c2} .

En las tablas A.1 y A.2 se resumen los resultados del ensaye de compresión de los cilindros para las mezclas uno y dos, respectivamente. Se incluyen los valores del módulo de rigidez a cortante y la relación $E_c / \sqrt{f'_c}$. La evolución de la resistencia a compresión con la edad a la prueba se presenta en la fig. A.3. Se ha incluido una curva adicional que corresponde a la evolución teórica de la resistencia a compresión para un concreto normal hecho con cemento tipo I y curado húmedo, de acuerdo con la expresión propuesta en Grundy y Kabaila (1963).

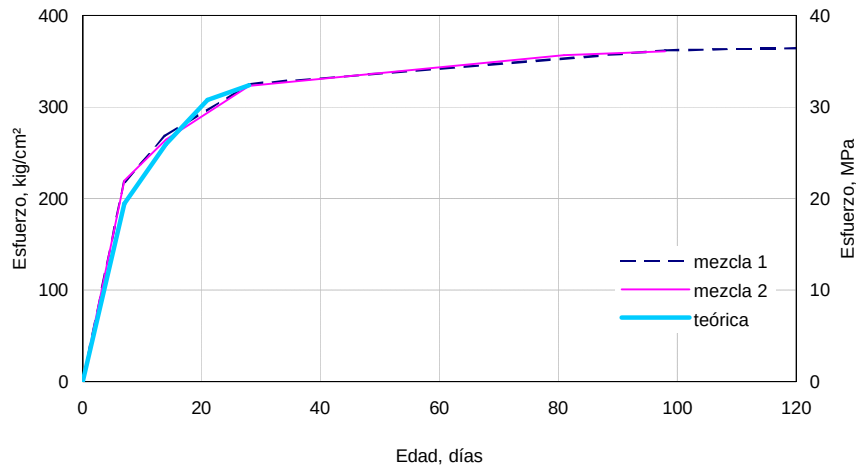


Figura A.3 – Evolución de la resistencia a compresión

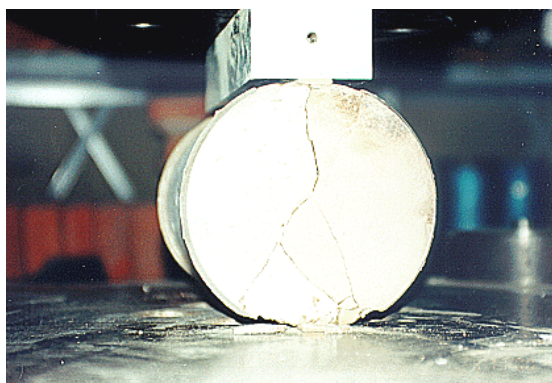
Tabla A.1 – Resultados de ensayos de compresión en cilindros de concreto para la mezcla 1

Nombre	Diámetro [cm]	Altura [cm]	Peso [kg]	Área [cm²]	Peso Vol [kg/m³]	Edad [días]	Carga [kg]	Esfuerzo f'_c [kg/cm²]	Relación de Poisson	E_c [kg/cm²]	$\bar{E}_c$ $\bar{\sigma}(f'_c)$
1-01	14.94	30.17	11.361	175.26	2149	7 d	38300	219	0.86	256695	17365
1-02	15.03	30.12	11.368	177.34	2128	7 d	38500	217	0.44	153839	10441
1-03	15.00	30.07	11.339	176.79	2133	7 d	38800	219	0.55	147344	9946
Promedio					2137	7 d	38533	218	0.50	150591	10194
C.V., %					0.51		0.65	0.55	15.28	3.05	3.43
1-04	15.01	30.13	11.298	176.95	2119	14 d	47000	266	0.49	149971	9202
1-05	15.00	30.11	11.306	176.79	2124	14 d	47400	268	0.46	155479	9495
1-06	14.99	30.15	11.308	176.36	2127	14 d	48000	272	0.35	149679	9073
Promedio					2123	14 d	47467	269	0.43	151710	9257
C.V., %					0.17		1.06	1.23	16.91	2.15	2.34
1-07	14.97	30.09	11.325	176.05	2138	28 d	56800	323	0.39	164146	9138
1-08	15.01	30.05	11.296	177.03	2124	28 d	57400	324	0.50	165931	9215
1-09	14.99	30.12	11.267	176.52	2119	28 d	57800	327	0.52	160748	8883
Promedio					2127	28 d	57333	325	0.47	163608	9079
C.V., %					0.47		0.88	0.75	14.29	1.61	1.91
1-11	15.05	30.15	11.279	177.97	2102	108 d	65400	367	—	180795	9431
1-12	15.01	30.20	11.367	176.99	2127	108 d	63200	357	—	158827	8405
Promedio					2114	108 d	64300	362	—	169811	8918
C.V., %					0.82		2.42	2.03	—	9.15	8.14
1-15	10.26	20.38	3.544	82.65	2105	108 d	30800	373	0.84	266169	13788
1-14	15.04	30.07	11.279	177.70	2111	126 d	63500	357	0.21	164170	8685
1-16	10.22	20.42	3.521	81.95	2105	126 d	30000	366	—	—	—
1-17	10.31	20.42	3.581	83.40	2103	126 d	30300	363	—	—	—
Promedio					2104	126 d	30150	365	—	—	—
C.V., %					0.06		0.70	0.54	—	—	—

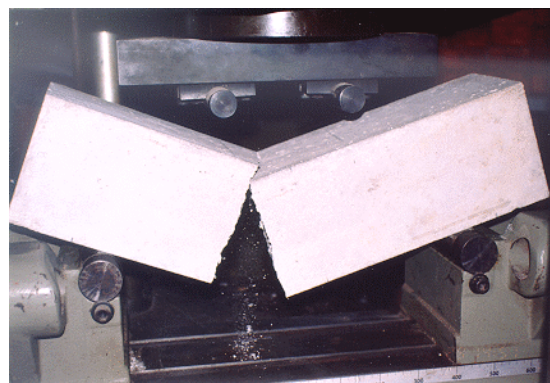
Tabla A.2 – Resultados de ensayos de compresión en cilindros de concreto para la mezcla 2

Nombre	Diámetro [cm]	Altura [cm]	Peso [kg]	Área [cm ²]	Peso Vol [kg/m ³]	Edad [días]	Carga [kg]	Esfuerzo f'_c [kg/cm ²]	Relación de Poisson	E_c [kg/cm ²]	E_s $\bar{\sigma}(f'_c)$
2-01	14.97	30.10	11.31	175.93	2136	7 d	38600	219	0.51	146448	9887
2-02	15.01	30.42	11.431	176.95	2124	7 d	38300	216	0.50	151661	10309
2-03	14.99	30.12	11.336	176.52	2132	7 d	39400	223	0.48	143417	9599
Promedio					2131	7 d	38767	220	0.49	147175	9932
C.V., %					0.30		1.47	1.54	2.75	2.83	3.59
2-04	15.00	30.10	11.292	176.60	2125	14 d	47000	266	0.50	156974	9622
2-05	14.99	30.16	11.262	176.36	2118	14 d	46200	262	0.49	155702	9620
2-06	15.03	30.13	11.284	177.46	2111	14 d	46600	263	0.47	153059	9445
Promedio					2118	14 d	46600	264	0.49	155245	9563
C.V., %					0.33		0.86	0.86	3.78	1.29	1.06
2-07	14.99	30.18	11.258	176.56	2113	28 d	56100	318	0.48	145348	8154
2-08	15.00	30.13	11.286	176.71	2120	28 d	57400	325	0.45	155530	8630
2-09	15.01	30.09	11.237	176.91	2111	28 d	57500	325	0.43	148331	8228
Promedio					2115	28 d	57000	323	0.45	149736	8337
C.V., %					0.22		1.37	1.29	5.52	3.50	3.07
2-11	14.96	30.07	11.179	175.66	2116	86 d	62900	358	0.47	170976	9035
2-12	14.98	30.13	11.244	176.32	2116	86 d	62750	356	0.63	159312	8445
Promedio					2116	86 d	62825	357	0.55	165144	8740
C.V., %					0.00		0.17	0.44	20.07	4.99	4.78
2-15	10.19	20.55	3.539	81.55	2112	86 d	28950	355	—	—	—
2-14	14.99	30.19	11.277	176.48	2117	95 d	62500	354	5.04	—	63022
2-16	10.25	20.42	3.506	82.54	2081	95 d	29650	359	—	—	—
2-17	10.21	20.48	3.522	81.85	2101	95 d	29700	363	—	—	—
Promedio					2091	95 d	29675	361	—	—	—
C.V., %					0.70		0.12	0.72	—	—	—

Adicionalmente, y con el fin de ampliar el conocimiento de las propiedades del concreto, se realizaron pruebas para determinar la resistencia a tensión por compresión diametral en cilindros de concreto y pruebas para determinar la resistencia a flexión del concreto usando vigas simples con carga en los tercios del claro. En el primer caso, se emplearon cilindros de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, mientras que en el segundo, las probetas fueron bloques de concreto de 60 cm de largo, 15 cm de anchura y 15 cm de altura, contruidos de acuerdo con lo especificado por las Normas NMX-C-163 (ONNCCE, 1997f) y ASTM C78-84 (ASTM, 1991), respectivamente. En la fig. A.4 se presentan detalles de las pruebas realizadas. La tabla A.3 resume los resultados de estos ensayos.



a) prueba de compresión diametral en cilindros



b) prueba de flexión en vigas

Figura A.4 – Pruebas de tensión y flexión

Tabla A.3 – Resultados de ensayos de compresión diametral en cilindros de concreto

Nombre	Fecha de prueba	Diámetro (d) [cm]	Altura (l) [cm]	Peso [kg]	Área [cm ²]	Peso Vol [kg/m ³]	Carga [kg]	Resistencia a tensión [kg/cm ²]
2-10	Prueba viga MT	15.07	30.22	11.284	178.33	2094	10500	14.7
2-13	Prueba viga MR	14.98	30.12	11.281	176.20	2126	10150	14.3
1-10	Prueba viga CT	14.98	30.07	11.279	176.17	2129	23125	32.7
1-13	Prueba viga CR	14.99	30.11	11.275	176.40	2123	18500	26.1
Promedio						2127	16638	23.5
C.V., %						0.12	55.14	55.25

Tabla A.4 – Resultados de ensayos de flexión en vigas de concreto

Nombre	Fecha de prueba	Dimensiones (cm)			Linea de fractura (dist apoyo)	Carga [kg]	Modulo de ruptura [kg/cm ²]
		ancho (b)	peralte (d)	Área [cm ²]			
V2-1	Prueba viga MT	15.0	14.9	223.5	20	2905	38.7
V2-2	Prueba viga MR	15.0	15.1	226.5	24	3225	43.0
V1-1	Prueba viga CT	14.9	15.0	223.5	25	3650	48.7
V1-2	Prueba viga CR	14.8	15.1	223.5	24.5	4150	55.3
Promedio					23	3483	46
C.V., %					9.8	15.5	15.5

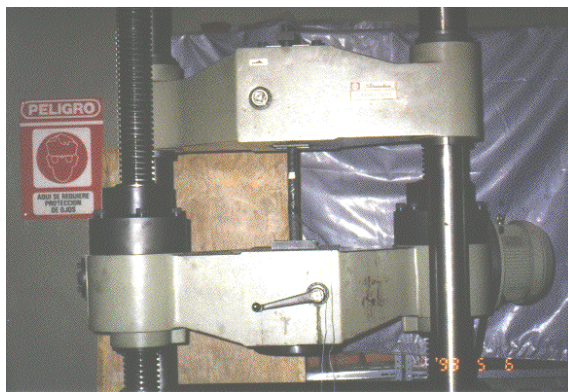
A.3 ACERO

En los especímenes se emplearon barras de acero de refuerzo no. 4 y no. 8 de grado 42 laminadas en caliente para el refuerzo longitudinal y transversal, respectivamente.

Los valores que caracterizan el comportamiento del acero empleado en los refuerzos horizontal y vertical fueron determinados mediante pruebas de tensión monótona hasta la ruptura en una máquina universal de 100t (981 kN) de capacidad, según lo indican las normas NMX-B-310 (SECOFI, 1981) y NMX-B-172 (SECOFI, 1994) y la norma para varilla corrugada de acero de refuerzo de concreto (SECOFI, 1996). Las pruebas fueron controladas por carga, la cual fue aplicada con una velocidad aproximada de 5 t (49.1 kN) por minuto. Los ensayos se realizaron en probetas obtenidas de un muestreo aleatorio efectuado a lo largo de la construcción de las vigas. Se ensayaron varios especímenes de 60 cm de largo por cada denominación de varilla empleada (fig. A.5), instrumentados con deformímetros eléctricos. A partir de las lecturas obtenidas, procesadas por una computadora personal y un equipo de adquisición de datos, se construyeron las curvas esfuerzo-deformación para cada probeta.



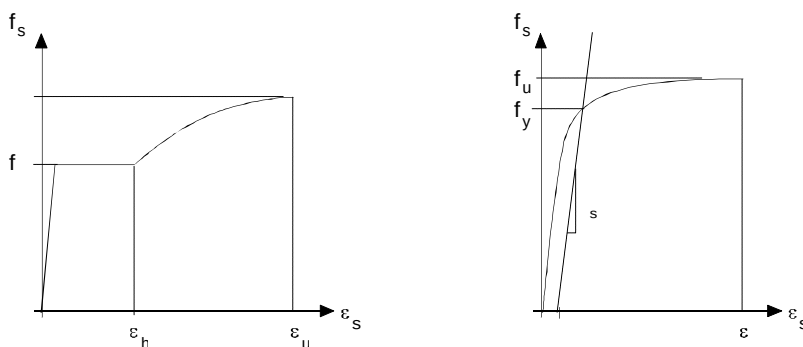
a) probetas



b) prueba de tensión en máquina universal

Figura A.5 – Prueba de tensión en barras

Una vez obtenidas las curvas esfuerzo-deformación de las probetas se procedió a la identificación de los principales parámetros de dichas gráficas. El esfuerzo de fluencia, f_y , y la deformación de fluencia asociada, ϵ_y , así como el esfuerzo último, f_u , para cada probeta fueron calculados a partir de la observación durante los ensayos. Las características geométricas y los resultados promedios correspondientes a estos ensayos se presentan en la tabla A.5.

**Figura A.6 – Curvas de comportamiento típicas del acero**

El modelo de Rodríguez y Botero (1994) fue modificado ligeramente adecuando los valores de esfuerzo de fluencia y esfuerzo último a los obtenidos de los ensayos de las barras, para representar el comportamiento del refuerzo de los modelos ante carga monótona y emplearlo en el análisis de los resultados.

Para el análisis del comportamiento interno de los especímenes fue especialmente importante la determinación de los modelos de comportamiento del acero ante cargas cíclicas reversibles. Los modelos presentados en el capítulo 5 fueron adoptados al considerar la gran similitud existente entre sus envolventes y las curvas experimentales obtenidas durante pruebas monótonas.

En la mayor parte de los casos la falla de las probetas se presentó en la zona central calibrada. En la tabla A.6 se presenta un resumen de los modos de falla presentados.

Tabla A.5 – Resultados de ensayos de tensión en barras de acero

Nombre	Diámetro nominal	Alargamiento		Carga	Punto de Fluencia			Punto Último	
		I ¹	II ²		Esfuerzo Registrado ₃	Esfuerzo Calculado ₄	Deformación de fluencia ⁵	Carga	Esfuerzo registrado
	[cm]			[kg]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]	[mm/mm]	[kg]	[kg/cm ²]
REFUERZO LONGITUDINAL RANURADO No. 8^b									
1R	2.54	9%	8%	23000	4539	4479	0.0028	37050	7312
2R	2.54	18%	15%	23000	4539	4485	0.0024	37100	7322
Promedio		13%	11%	23000	4539	4482	0.0026	37075	7317
C.V., %		50	40.2			0.1	9.7	0.1	0.1
REFUERZO LONGITUDINAL No. 8									
1	2.54	-	-	-	-	4727	0.0030	-	-
2	2.54	15%	12%	25000	4934	4779	0.0027	40000	7894
3	2.54	10%	13%	25000	4934	4835	0.0026	39700	7835
4	2.54	17%	13%	-	-	4670	0.0025	39550	7805
5	2.54	17%	12%	24000	4736	4679	0.0027	39600	7815
6	2.54	18%	13%	24100	4756	4747	0.0027	39700	7835
Promedio		15%	13%	24525	4840	4740	0.0027	39710	7837
C.V., %		21	5		2.2	1.3	6.6	0.4	0.4
REFUERZO LATERAL No. 4									
7	1.27	14%	11%	5750	4539	4492	0.0024	9100	7184
8	1.27	14%	11%	6185	4883	4673	0.0026	9860	7784
9	1.27	13%	11%	6340	5005	4802	0.0027	10020	7910
Promedio		13%	11%		4809	4656	0.0026	9660	7626
C.V., %		5.4	1.3		5.0	3.3	6.3	5.6	5.1
REFUERZO TRANSVERSAL No. 4									
1E	1.27	11%	9%	-	-	4337	0.0026	9070	7160
2E	1.27	12%	9%	5500	4342	4081	0.0023	9000	7105
3E	1.27	12%	9%	5570	4397	4292	0.0025	9040	7136
Promedio		12%	9%		4369	4237	0.0025	9037	7134
C.V., %		2.8	1.6		0.9	3.2	4.9	0.4	0.4

¹ alargamiento medido en una longitud calibrada de 5 cm² alargamiento medido en una longitud calibrada de 20 cm³ esfuerzo de fluencia registrado en la máquina universal⁴ esfuerzo de fluencia obtenido a partir de la lectura de los deformímetros⁵ deformación de fluencia calculada con base en la fig. A.6⁶ acero de refuerzo instrumentado en el lecho inferior.

Tabla A.6 – Modo de falla de probetas de acero de refuerzo

Probeta	Tipo de falla	Zona de falla	Observaciones
<i>REFUERZO LONGITUDINAL RANURADO</i>			
1R	80% frágil	Extremo de zona calibrada	Poca fluencia. Labio de corte definido, zona fibrosa pequeña y zona radial grande. Superficie opaca
2R	90% frágil	Extremo de la barra	Fluencia mínima, casi nula. Falla en zona de inicio de ranura (menor área), pequeño labio de corte y mínima zona fibrosa. Zona radial >90%. Superficie brillante.
<i>REFUERZO LONGITUDINAL</i>			
1	—	—	—
2	30% dúctil	Centro de zona calibrada	Poca fluencia. Labio de corte definido, zona fibrosa pequeña y zona radial grande. Superficie opaca.
3	60% dúctil	Zona calibrada. No centrada	Poca fluencia. Labio de corte definido, pequeña zona fibrosa, zona radial grande.
4	70% dúctil	Centro de zona calibrada	Regular fluencia. Labio de corte bien definido, pequeña zona fibrosa y zona radial grande.
5	70% dúctil	Zona calibrada. No centrada	Buena fluencia. No se presentó fractura en el cuello sino antes de llegar a la zona de fluencia. Zona de labio de corte definida (pequeña pero completa), zona fibrosa pequeña y zona radial >90% del área.
6	80% dúctil	Zona calibrada. No centrada	Muy buena fluencia. Zona de corte de labio grande bien definida, zonas radial y fibrosa en igual proporción.
<i>REFUERZO LATERAL</i>			
7	90% dúctil	Zona calibrada	Buena fluencia, labio de corte pequeño, zona radial pequeña y mayor zona fibrosa.
8	90% dúctil	Centro de zona calibrada	Buena fluencia, labio de corte pequeño, zona radial pequeña y mayor zona fibrosa.
9	—	Centro de zona calibrada	Mínima fluencia. Falla en máquina universal, no se completó el ensaye.
<i>REFUERZO TRANSVERSAL</i>			
1E	90% frágil	Centro de zona calibrada	Poca fluencia, presenta labio de corte, zona fibrosa y zona radial.
2E	70% dúctil	Centro de zona calibrada	Buena fluencia, labio de corte mínimo, mayor zona fibrosa y sin zona radial.
3E	70% dúctil	Centro de zona calibrada	Existe fluencia, labio de corte mínimo, zonas radial y fibrosa en igual proporción.

APÉNDICE B

NOTACIÓN

B.1 INTRODUCCIÓN

En este apéndice se presenta la notación empleada en este trabajo.

B.2 NOTACIÓN

A	área de cortante
A_c	área efectiva de la sección transversal de un puntal en el modelo de puntales y tensores, tomada perpendicular al eje del puntal
A_n	área de la cara de la zona nodal en el modelo de puntales y tensores
A_s	área de acero de refuerzo longitudinal a tensión
A_{sc}	área de acero de refuerzo paralelo al puntal
A_{si}	área de acero en una distancia s en el lecho de refuerzo inclinado un ángulo γ_i con respecto al eje del puntal
A_{sj}	área de la j -ésima barra de acero
A_{sk}	área de acero en las caras de un elemento
$A_{s\text{ prov}}$	área de acero provista
$A_{s\text{ req}}$	área de acero requerida
A_{st}	área del refuerzo en un tensor en el modelo de puntales y tensores
A_{sw}	área de acero de refuerzo transversal en zona de anclaje (Recomendaciones FIP 1996)
A_v	área del refuerzo por corte en una distancia s
A_{vf}	área a cortante-fricción del refuerzo a través de la entrecara
a	claro de cortante, distancia entre una carga concentrada y la cara del apoyo
a_1	dimensión de la placa de apoyo
a_F	dimensión de la placa de aplicación de carga
a_g	tamaño máximo de agregado
a_{sw}	área de estribos por unidad de longitud (Recomendaciones FIP 1996)
b	anchura del elemento
b_n	dimensión transversal de la cara del nudo, calculada como A_n/b
b_s	anchura del puntal de compresión, calculada como A_c/b
C_w	componente de la fuerza cortante que se transmite por acción de arco o puntal
c	distancia de la fibra extrema a compresión al eje neutro
c_i	recubrimiento en la parte inferior
c_{min}	distancia mínima entre la superficie de concreto y la barra de refuerzo más cercana (Recomendaciones FIP 1996)
c_s	recubrimiento en la parte superior
d	peralte de la sección
d_1	distancia del centroide del refuerzo longitudinal a tensión a la fibra extrema inferior (Recomendaciones FIP 1996)
d_b	diámetro de la barra
d_c	distancia desde el borde exterior de la placa de apoyo al borde exterior del elemento (Recomendaciones FIP 1996)
d_j	diámetro de la j -ésima barra de acero
d_m	diámetro del mandril empleado para doblar las barras
d_s	longitud efectiva del estribo en el método simplificado para diseño empleando la teoría de cortante por fricción (Loov, 2000)
E	módulo de elasticidad
E_c	módulo de elasticidad secante del concreto, calculado como f'_c/ϵ'_c
E_{def}	energía de deformación

E_{dis}	energía disipada
E_s	módulo de elasticidad del acero
F	fuerza actuante en un elemento antes de aplicar los factores de carga
F_1	porción de la carga aplicada, P , que toman los estribos (Recomendaciones FIP 1996)
F_2	porción de la carga aplicada, P , que toma directamente el concreto por la formación de un puntal a compresión (Recomendaciones FIP 1996)
FC	factor de carga
F_c	fuerza de compresión en el bloque de compresión por flexión
FF	factor de forma para el cálculo del área de cortante; para secciones rectangulares es uno
F_{ia}	esfuerzo en la cuerda inferior de la armadura
F_n	resistencia nominal de un puntal, tensor o nudo en el modelo de puntales y tensores
F_{nn}	resistencia nominal de un nudo en el modelo de puntales y tensores
F_{ns}	resistencia nominal de un puntal en el modelo de puntales y tensores
F_{nt}	resistencia nominal de un tensor en el modelo de puntales y tensores
F_R	factor de reducción de resistencia; igual a 0.8 para cortante y torsión (NTCC)
F_s	fuerza de tensión en el acero
F_{sa}	esfuerzo en la cuerda superior de la armadura
F_u	fuerza en el puntal o tensor o fuerza que actúa en el nudo debido a las cargas que incluyen el factor de carga
F_{un}	resistencia máxima requerida en la zona nodal en el modelo de puntales y tensores
F_{us}	resistencia máxima requerida del puntal de compresión en el modelo de puntales y tensores
F_{ut}	resistencia máxima requerida del tensor en el modelo de puntales y tensores
f'_c	resistencia a compresión del concreto
f_c^*	resistencia nominal del concreto a compresión, calculada como $0.8f'_c$ (NTCC)
f_{ck}	resistencia característica de un cilindro de concreto; sin embargo, está definido con base en el percentil 95 de resistencia, de manera que difiere del tradicional f'_c . Esta diferencia depende de los valores de la media, la desviación estándar y el coeficiente de variación del concreto
f_{ctm}	resistencia a tensión del concreto, calculada como $0.3 f_{ck}^{2/3}$ (Recomendaciones FIP 1996)
f_{cu}	resistencia de compresión efectiva del concreto agrietado diagonalmente; esfuerzo máximo de compresión que puede resistir el concreto; en las Recomendaciones FIP 1996 es $f_{cd\ ef} = \nu f_{1cd}$
f_d	esfuerzo a compresión en las diagonales de concreto (puntales)
f_1	esfuerzo promedio principal de tensión en el concreto
f_2	esfuerzo a compresión en el concreto agrietado diagonalmente
f_{1cd}	resistencia uniaxial de diseño del concreto, calculada como $\alpha f_{ck} / \gamma_c$ (Recomendaciones FIP 1996)
f_{2cd}	resistencia biaxial de diseño del concreto, calculada como $1.2 f_{1cd}$ (Recomendaciones FIP 1996)
f_{3cd}	resistencia triaxial de diseño del concreto, calculada como $3.88 f_{1cd}$ (Recomendaciones FIP 1996)
f_u	resistencia máxima del acero en pruebas de barras a tensión
f_v	esfuerzo permisible de tensión en el refuerzo por corte
f_{xs}	esfuerzo de tensión en el refuerzo longitudinal, dirección x
f_y	esfuerzo de fluencia del refuerzo
f_{yd}	esfuerzo efectivo de fluencia en el acero, calculado como f_y / γ_s (Recomendaciones FIP 1996)
f_{ys}	esfuerzo de tensión en el refuerzo transversal, dirección y
G	módulo de rigidez al corte
H_f	componente horizontal combinada de las fuerzas de fricción T_f y N_f a través de la grieta inclinada
h	altura de la sección
I	momento de inercia con respecto un eje centroidal de una sección transversal
k_c	rigidez de ciclo
k_{eq}	rigidez equivalente
k_{sec}	rigidez secante
k_{t-e}	rigidez elástica teórica
L_1	es la distancia entre ejes de apoyos de la viga
$l_{b\ net}$	longitud de anclaje de barras de refuerzo (Recomendaciones FIP 1996)
l_d	longitud de desarrollo de barras rectas a tensión (ACI318-99)

l_{db}	longitud de desarrollo de barras rectas a compresión (ACI318-99)
l_{dh}	longitud de desarrollo de ganchos estándar en tensión (ACI318-99)
M	momento flexionante actuante
m	capacidad de deformación o ductilidad
N	fuerza normal aplicada sobre el elemento
N_f	fuerza normal en la grieta por la transmisión de esfuerzos residuales de tensión
n	relación modular E_s/E_c
n_e	número de estribos que atraviesan el plano de falla en el método simplificado para diseño empleando la teoría de cortante por fricción (Loov, 2000)
P	carga puntual aplicada; en vigas con dos cargas puntuales simétricas es igual al cortante
P^+	carga máxima del semiciclo positivo
P^-	carga máxima del semiciclo negativo
P_i	carga en el i -ésimo punto de la curva carga-deflexión o la carga máxima del semiciclo positivo
R	rotación media registrada entre el apoyo y el centro del claro
R_F	contribución de la deformación por flexión a la rotación media
R_v	contribución de la deformación por corte a la rotación media
S_0	fuerza axial en el puntal principal, correspondiente a F_2
S_1	fuerza axial en el puntal interior de la armadura que distribuye la carga resistida por el refuerzo transversal
S_2	fuerza axial en el puntal exterior de la armadura que distribuye la carga resistida por el refuerzo transversal
s	espaciamiento del refuerzo por corte medido perpendicular a su dirección
s_2	espaciamiento del refuerzo vertical por corte
s_h	separación entre barras longitudinales paralelas
s_k	separación del refuerzo longitudinal en las caras
s_v	separación vertical entre lechos paralelos de acero
T	fuerza de tensión en la fibra inferior de la viga
T_f	suma de las fuerzas de fricción tangenciales en la grieta o resistencia por trabazón del agregado
V	fuerza cortante
V'	diferencia entre el cortante total y el cortante resistido por el concreto
V_{45}	resistencia a cortante del concreto con base en un modelo de armadura con diagonales a 45°, propuesto en el reglamento canadiense (CSA, 1994)
V_c	contribución del concreto a la resistencia a cortante
V_{cc}	resistencia a cortante del concreto o cortante transmitido en la zona de compresión por flexión
V_{cf}	fuerza cortante transferida por fricción a través de la grieta, calculada como la suma de las componentes verticales de T_f y N_f
V_d	fuerza de dovola
V_f	componente vertical combinada de las fuerzas de fricción T_f y N_f a través de la grieta inclinada
V_n	resistencia nominal a cortante, calculada como la suma de las contribuciones del concreto y el acero
V_p	componente vertical de la fuerza de presfuerzo, si existe
V_{Rd1}	resistencia de miembros sin refuerzo transversal en el método del EC2; equivalente a V_c
V_{Rd2}	límite superior de la resistencia a cortante en el método del EC2; equivalente a V_u
V_{Rd3}	resistencia proporcionada por el refuerzo transversal en el método del EC2; equivalente a V_s
V_s	fuerza cortante tomada por los estribos que atraviesan la grieta, calculada como $A_v f_y d_v \cot \theta / s$
V_{s1}	cortante resistido por un estribo
V_u	fuerza cortante última o resistencia en el alma de una sección
W	carga uniformemente distribuida
w	anchura de la grieta
x	posición del centroide de las fuerzas verticales de tensión
$\bar{y}$	centroide de la sección
y_j	distancia del centroide de la j -ésima barra de acero a la fibra extrema de la sección
z	brazo interno de palanca del refuerzo por flexión

α	coeficiente que toma en cuenta la resistencia uniaxial del concreto en relación con la resistencia del espécimen de control y la duración de la carga; es equivalente a 0.85 para estado límite último (Recomendaciones FIP 1996)
α_1	relación entre el módulo de elasticidad del concreto, E_c , y $\sqrt{f'_c}$
α_2	ángulo de inclinación del sistema de ejes 1-2 para esfuerzos aplicados en el concreto
α_a	coeficiente de reducción de la longitud de anclaje que depende del tipo de anclaje, para barras rectas es uno y para barras a tensión con ganchos o dobleces es 0.7 (Recomendaciones FIP 1996)
β_2	factor que considera el efecto del agrietamiento y el confinamiento por el refuerzo en la resistencia a compresión del concreto en el modelo de puntales y tensores (Apéndice X-ACI)
β_{cr}	ángulo de inclinación de la grieta
γ	ángulo de inclinación del refuerzo por corte con respecto al eje de la viga
γ'	ángulo de distorsión en el alma de la viga debido a las deformaciones por cortante
γ_1	deformación angular del panel 1
γ_2	deformación angular del panel 2
γ_c	factor de seguridad parcial para el concreto, equivalente a 1.50 para ULS (Recomendaciones FIP 1996)
γ_i	ángulo entre las barras del lecho i de acero que cruza un puntal y el eje del puntal
γ_j	deformación angular del j -ésimo panel
γ_m	diámetro del círculo de deformaciones ($\epsilon_1 + \epsilon_2$)
γ_s	factor de reducción para el acero, es 1.15 para ULS (Recomendaciones FIP 1996)
Δ	deflexión
Δ^+	deflexión asociada a P^+
Δ^-	deflexión asociada a P^-
Δ_1	deflexión por cortante en el panel 1; asociada a γ_1
Δ_2	deflexión por cortante en el panel 2; asociada a γ_2
Δ_{AB}	deflexión transversal del punto A desde la tangente al eje de un elemento en el punto B
Δ_c	componente del acortamiento del puntal a compresión
Δ_i	deflexión asociada a P_i
Δ_F	deflexión debida a la flexión
Δ_s	alargamiento de los estribos
Δ_u	deflexión máxima
Δ_y	deflexión de fluencia
δ	separación entre las superficies de una grieta que induce esfuerzos de tensión en el refuerzo
δ_1	acortamiento o alargamiento medido en la diagonal anterior del j -ésimo panel; dado por las lecturas de los transductores DL12 y DL14, para los paneles 1 y 2, respectivamente
δ_2	acortamiento o alargamiento medido en la diagonal posterior del j -ésimo panel; dado por las lecturas de los transductores DL11 y DL13, para los paneles 1 y 2, respectivamente
ϵ_1	deformación correspondiente al esfuerzo de tensión en el concreto f_1
ϵ_2	deformación correspondiente al esfuerzo de compresión en el concreto f_2
ϵ_{c2}	deformación unitaria longitudinal producida por el esfuerzo σ_{c2}
ϵ'_c	deformación en la cual el cilindro de concreto alcanza f'_c
ϵ_s	deformación en el acero
ϵ_x	deformación en la dirección longitudinal x , correspondiente al esfuerzo f_{xs}
ϵ_y	deformación de fluencia del acero; deformación correspondiente al esfuerzo f_{ys}
ζ	coeficiente de suavización (modelo de la armadura suavizada)
η	factor de eficiencia del refuerzo transversal
θ	ángulo de inclinación del puntal de compresión en el modelo de puntales y tensores ó ángulo de inclinación de los esfuerzos principales
θ_1	ángulo de inclinación del puntal interior de la armadura que distribuye la carga resistida por el refuerzo transversal
θ_2	ángulo de inclinación del puntal exterior de la armadura que distribuye la carga resistida por el refuerzo transversal

θ_{AB}	rotación entre dos puntos A y B de un elemento
κ	factor total de resistencia efectiva
λ	factor de corrección relacionado con la densidad del concreto
v	factor de resistencia efectiva del concreto, se toma como el menor valor entre v_1 y v_2 (Recomendaciones FIP 1996)
ρ_x	cuantía de refuerzo en la dirección longitudinal
ρ_v	cuantía de refuerzo en la dirección transversal
ρ_{vi}	relación entre el área de acero de refuerzo A_{si} y el producto del ancho del alma b y la separación de dicho refuerzo s
σ_1	esfuerzo axial en el eje 1, del sistema de ejes principales 1-2 para esfuerzos aplicados en el concreto, orientado un ángulo α_2 (modelo de la armadura suavizado con ángulo fijo)
σ_2	esfuerzo axial en el eje 2, del sistema de ejes principales 1-2 para esfuerzos aplicados en el concreto, orientado un ángulo α_2 (modelo de la armadura suavizado con ángulo fijo)
σ_{c1}	esfuerzo en un cilindro de concreto correspondiente a una deformación de 0.00005
σ_{c2}	esfuerzo en un cilindro de concreto correspondiente al 40 por ciento del máximo esfuerzo de compresión resistido
σ_d	esfuerzo axial en el eje d , del sistema de ejes $d-r$ para esfuerzos principales en el concreto, orientado un ángulo θ (modelo de la armadura suavizado con ángulo fijo)
σ_l	esfuerzo axial en el eje longitudinal en un elemento de concreto reforzado sujeto a estado plano de esfuerzos; dado por la suma de los esfuerzos axiales longitudinales en el concreto, s_{lc} , y en el acero, $\rho_l f_l$
σ_r	esfuerzo axial en el eje r , del sistema de ejes $d-r$ para esfuerzos principales en el concreto, orientado un ángulo θ (modelo de la armadura suavizado con ángulo fijo)
σ_s	esfuerzo de compresión en el concreto
σ_t	esfuerzo axial en el eje transversal en un elemento de concreto reforzado sujeto a estado plano de esfuerzos; dado por la suma de los esfuerzos axiales transversales en el concreto, s_{tc} , y en el acero, $\rho_t f_t$
t	esfuerzo cortante
τ_{ci}	esfuerzo cortante en la cara de la grieta
t_{xy}	esfuerzo cortante en un elemento de concreto reforzado sujeto a estado plano de esfuerzos, con base en ejes longitudinal y transversal (x - y)
ϕ	factor de reducción de resistencia; para todos los elementos de la armadura es igual a 0.85 (Apéndice X-ACI)
ϕ_y	curvatura de fluencia
ω_v	relación $\rho_v f_y / f_{d\max}$

APÉNDICE C

EJEMPLO DE DISEÑO

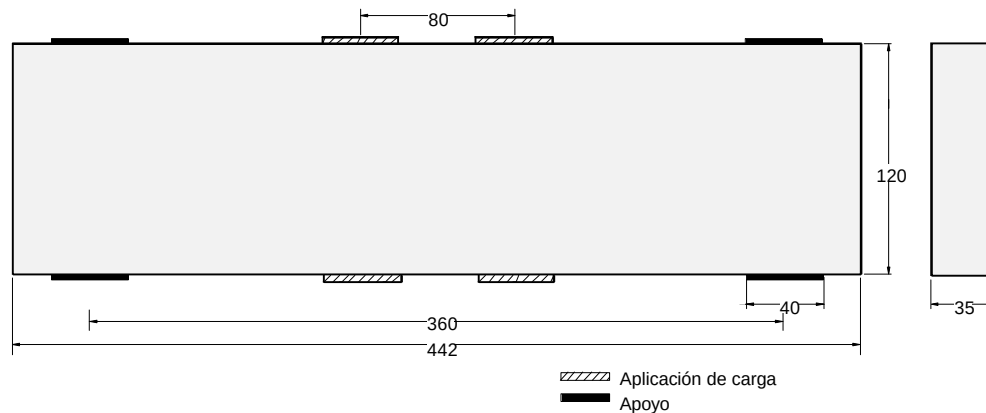
C.1 INTRODUCCIÓN

En este apéndice se presenta de manera detallada, el proceso de diseño de los especímenes ensayados. Se incluyen las generalidades de detallado, el diseño por flexión y el diseño por corte, de acuerdo con la FIP (*Fédération*, 1996). Además, se presentan las condiciones de anclaje del refuerzo según el ACI318-99 (*American*, 1999) y, finalmente, la configuración del refuerzo.

C.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Diseñar la viga simplemente apoyada, con claro libre entre apoyos de 3.60m, como se muestra en la figura. La viga tiene 35 cm de ancho y 120 cm de peralte total. Usar $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. La dimensión de las placas de apoyo y aplicación de carga es 40 cm. Despreciar el peso propio. Considerar dos condiciones de carga:

- cargas puntuales de 97 t cada una en la parte superior de la viga, en dirección hacia abajo; y
- cargas puntuales de 50 t cada una, actuando en la parte inferior de la viga y en dirección hacia arriba.



dimensiones en cm

Figura C.1 – Geometría y dimensiones de los especímenes

C.3 DETALLADO DEL REFUERZO

C.3.1 Recubrimiento

- Criterio ACI 318-99. La sección 7.7 del ACI318-99 (*American*, 1999) establece que para vigas y columnas de concreto no expuestas a condiciones ambientales severas o en contacto con la tierra, el recubrimiento mínimo de concreto es de 1½ plg. (37.5 mm). Para elementos expuestos a la intemperie, el recubrimiento mínimo es de 2 plg. (50.8 mm).
- Criterio FIP. La sección 4.4 de las Recomendaciones FIP 1996 (*Fédération*, 1998) establece que en ambiente húmedo (exposición clase 2) el recubrimiento mínimo debe ser $c_{min} = 25\text{mm}$ y mayor que el diámetro de la barra, d_b .

Se empleará un recubrimiento de 4 cm, medido entre la superficie de concreto y la rama transversal de los estribos.

En la zona de anclaje en los nudos, debe satisfacerse la sección 5.6.4 de la FIP; esto es, cumplir con los requerimientos de la figura 2.12 de este documento, con el fin de evitar el desprendimiento del recubrimiento en la zona. Es decir, la distancia desde el borde exterior de la placa de apoyo al borde exterior del elemento, d_c , debe ser la mayor entre $c_{min} + d_m/2$ y $3 c_{min}$, donde d_m es el diámetro del mandril (15.24 cm).

Considerando, que la distancia entre la superficie de concreto y el primer lecho de refuerzo longitudinal es 6.54 cm, d_c debe ser mayor que 19.6 cm. Se considera $d_c = 21$ cm.

C.3.2 Distancias horizontal y vertical libres entre barras

- Criterio ACI. La sección 7.6 del ACI318-99 establece que la distancia libre mínima entre barras de un mismo lecho es la mayor entre d_b y 1 plg. (25.4 mm); la distancia libre mínima entre lechos paralelos es 1 plg. (25.4 mm).
- Criterio FIP. La sección 4.5 de las Recomendaciones FIP 1996 establece que las distancias mínimas horizontal y vertical entre barras, s_h y s_v , respectivamente, deben satisfacer las expresiones C.1 y C.2.

$$s_h \leq \begin{cases} d_b \\ 20\text{mm} \end{cases} \quad (\text{C.1})$$

$$s_v \leq \begin{cases} d_b \\ 20\text{mm} \end{cases} \quad (\text{C.2})$$

Suponiendo dos lechos de barras del No.8 y estribos del No.4, para obtener el peralte efectivo

$$d = h - \text{recubrimiento} - \text{estribo} - d_b - \frac{1}{2} s_v \quad (\text{C.3})$$

$$d = 120 \text{ cm} - 4.0 \text{ cm} - 1.27 \text{ cm} - 2.54 \text{ cm} - 1.27 \text{ cm} = 110.92 \text{ cm} \Rightarrow d = 110 \text{ cm y } d_1 = 10 \text{ cm}$$

C.4 RESISTENCIAS DE DISEÑO (FIP)

C.4.1 Resistencia de diseño a compresión

En la sección 2.1.2 de las Recomendaciones de la FIP 1996, la resistencia uniaxial de diseño del concreto, f_{1cd} , está dada por:

$$f_{1cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_c \quad (\text{C.4})$$

donde

$$\begin{aligned} \alpha & \text{ es } 0.85 \text{ para ULS} \\ \gamma_c & \text{ es } 1.50 \text{ para ULS} \\ f_{ck} & = 280 \text{ kg/cm}^2 - 16 \text{ kg/cm}^2 = 264 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

por lo tanto

$$f_{1cd} = 150 \text{ kg/cm}^2$$

C.4.2 Resistencia de puntales

La FIP, en la sección 5.3 de sus recomendaciones para diseño, establece que la resistencia de un puntal a compresión, F_{us} , está dada por la expresión C.5.

$$F_{us} \leq A_c f_{cu} \quad (C.5)$$

donde

- A_c es el área de la sección transversal del puntal cerca del nudo;
 f_{cu} es la resistencia efectiva del concreto y está dada por $v f_{1cd}$; y
 v es el factor de resistencia efectiva del concreto y se toma como el menor valor entre v_1 y v_2 (tabla C.1).

$$F_{us} = A_c v \frac{\alpha}{\gamma_c} f_{ck} \quad (C.6)$$

Por lo tanto, la dimensión del puntal está dada por

$$b_{sreq} = \frac{F_{us}}{b f_{1cd}} \frac{1}{v} \quad (C.7)$$

Tabla C.1 – Factor de resistencia a compresión efectiva del concreto en puntales –FIP–

Condición	n	
Cuerdas a compresión	v_1	$(1 - f_{ck} / 250)$ [MPa]
Compresión uniaxial (puntal sin agrietamiento)	v_2	1.00
Presencia de grietas paralelas al puntal	v_2	0.80
Agrietamiento, con anchura normal, perpendicular al puntal	v_2	0.60
Agrietamiento, con anchura anormal, perpendicular al puntal	v_2	0.45

C.4.3 Resistencia de nudos y anclajes

Con base en la sección 5.6 de la FIP, la resistencia de nudos y anclajes, F_{nn} , se determina a partir de la expresión C.8. Los valores del factor de resistencia efectiva se presentan en la tabla C.2.

$$F_{nn} = f_{cu} A_c \quad (C.8)$$

Tabla C.2 – Resistencia a compresión efectiva del concreto en zonas nodales –FIP–

Condición	f_{cu}
Zona nodal únicamente a compresión	
▪ compresión biaxial (f_{2cd})	$1.20 f_{1cd}$
▪ compresión triaxial (f_{3cd})	$3.88 f_{1cd}$
Zona nodal con tensores en una o varias direcciones (CCT o CCT)	$0.85 f_{1cd}$

C.4.4 Resistencia de tensores

De acuerdo con la sección 5.4 de las Recomendaciones de la FIP 1996, la resistencia de los tensores, F_{ut} , se determina con base en la expresión C.9.

$$F_{ut} = A_s f_{yd} \quad (C.9)$$

donde

- A_s es el área de acero a tensión;
 f_{yd} está dado como f_y / γ_s ;
 f_y es la resistencia de fluencia nominal del acero; y

γ_s es el factor de reducción para el acero (1.15 para ULS).

el área de acero requerida se calcula como

$$A_{sreq} = \gamma_s \frac{F_{ut}}{f_y} \quad (C.10)$$

En la tabla C.3 se resumen los factores de reducción de resistencia y las resistencias efectivas empleados en el diseño.

Tabla C.3 – Resistencias efectivas empleadas en el diseño

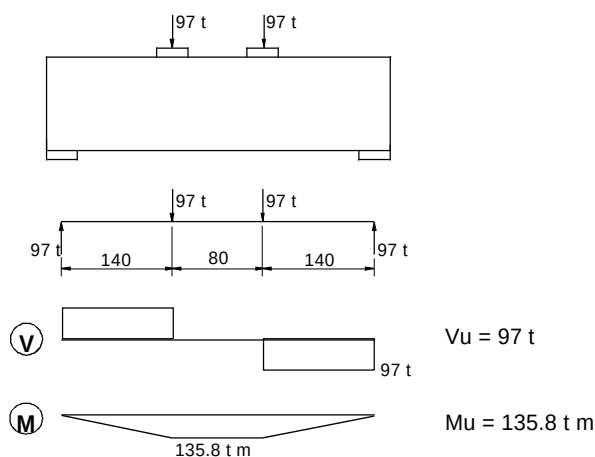
	n	f_{cu} [kg/cm ²]
f'_c cuerdas	0.896	134.4
f'_c puntal sin grietas	1.00	150.0
f'_c puntal grietas //s	0.80	120.0
f'_c puntal grietas $\perp$	0.60	90.0
f'_c puntal grandes grietas $\perp$	0.45	67.5

C.5 DISEÑO POR FLEXIÓN

Para desarrollar el modelo de puntales y tensores es conveniente conocer la profundidad del eje neutro y, así, dimensionar de manera adecuada la cuerda superior a compresión en la armadura.

C.5.1 Diseño para momento positivo

Se define como momento positivo al momento producido cuando las cargas puntuales actúan en dirección hacia abajo. Por su parte, momento negativo es cuando las fuerzas actúan hacia arriba y se produce tensión en la fibra extrema superior de la viga. En la fig. C.2 se presentan los elementos mecánicos para momento positivo.



dimensiones en cm

Figura C.2 – Viga simplemente apoyada –momento positivo –

Según el FIP (*Fédération*,1998), la resistencia de un puntal prismático a compresión puede calcularse con base en la ecuación C.11 (fig. 2.13).

$$M_u = v_1 f_{1cd} \cdot c \cdot b \left(d - \frac{c}{2} \right) = A_s \frac{f_y}{\gamma_s} \left(d - \frac{A_s f_y}{2 \times v_1 f_{1cd} b \times \gamma_s} \right) \quad (C.11)$$

donde

- c es la profundidad del eje neutro;
- b es el ancho de la sección transversal, igual a 35 cm;
- d es el peralte efectivo del elemento, igual a 110 cm
- f_{1cd} es la resistencia a compresión del concreto, igual a 150 kg/cm²;
- M_u es el momento máximo actuante en la sección, igual a 135.8 t m; y
- v_1 es el factor de resistencia efectiva del concreto para la cuerda a compresión, igual a 0.896.

Resolviendo, la profundidad del eje neutro es $c = 30.5$ cm y el brazo de palanca es $z = d - c/2 = 94.75$ cm. Así, la fuerza en el acero es

$$F_c = F_s = M_u / z = 143\,325 \text{ kg}$$

Y el área de acero requerida es $A_{sreq} = 39.2 \text{ cm}^2$

Por lo tanto, se usarán ocho no. 8 ($A_{sprov} = 40.56 \text{ cm}^2$) $\Rightarrow d = 110 \text{ cm}; c = 31.5 \text{ cm}; z = 94.25 \text{ cm}$

Esfuerzo en el concreto en la zona a compresión

Se revisa el esfuerzo en la cuerda a compresión con el fin de verificar que no exceda el esfuerzo máximo permisible, f_{cu} .

$$\sigma_c = F_c / (b \times c) = 144\,085 \text{ kg} / (35 \text{ cm} \times 31.5 \text{ cm}) = 130.7 \text{ kg/cm}^2 < f_{cu} = 133.5 \text{ kg/cm}^2$$

C.5.2 Diseño para momento negativo

En la fig. C.3 se presentan los elementos mecánicos para la viga cargada en dirección negativa.

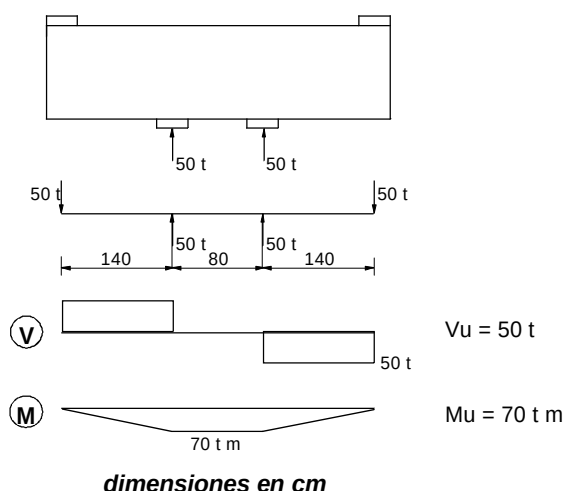


Figura C.3 – Viga simplemente apoyada –momento negativo –

Resolviendo la expresión C.8 para $M_u = 70 \text{ t} \cdot \text{m}$, se obtiene $c = 14.5$ cm y $z = d - c/2 = 114 - 14.48/2 = 106.8$ cm. Así, la fuerza en el acero a tensión es

$$F_c = F_s = M / z = 65\,568 \text{ kg}$$

Y el área de acero requerida es $A_{sreq} = 18 \text{ cm}^2$ (4 no. 8)

Con el fin de prevenir que se presente una falla por flexión y de someter a la viga a grandes demandas de deformación por cortante se decidió diseñar a flexión para un momento $M = 1.5 M_u = 1.5 \times 70 \text{ t} \cdot \text{m} = 105 \text{ t} \cdot \text{m}$.

Resolviendo, $c = 22.6 \text{ cm}$ y $z = d - c / 2 = 102.7 \text{ cm}$

$$F_c = F_s = M / z = 102\,248 \text{ kg} \Rightarrow A_{sreq} = 28 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se usarán do no. 8 adicionales en la zona de momento negativo máximo.

Es importante aclarar que en la práctica, por el contrario, se busca evitar que se presenten modos de falla frágiles como los inherentes a las fuerzas cortantes.

C.6 DISEÑO POR CORTE (FIP 1996)

C.6.1 Carga concentrada cerca de un apoyo

El diseño por corte se realizará para las cargas puntuales $P = 97 \text{ t}$. Para el diseño de vigas peraltadas, la FIP, en su sección 6.5.2.3, propone el empleo del modelo presentado en la fig. C.4, en el que supone que cuando existen cargas cercanas a los apoyos, una porción de las mismas puede transmitirse directamente a éstos por medio de puntales inclinados, mientras que la porción restante es tomada por el refuerzo transversal.

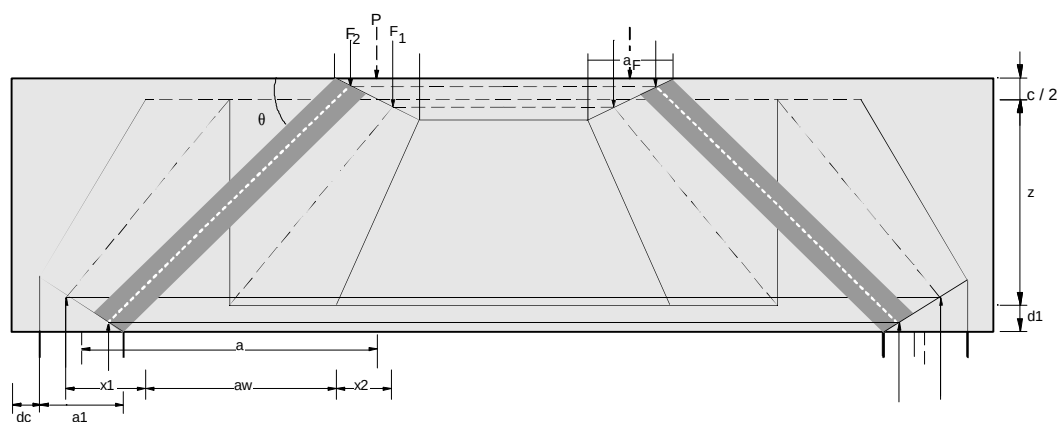


Figura C.4 – Modelo de puntales y tensores propuesto para diseño de vigas peraltadas (Recomendaciones FIP 1996)

En la fig. C.4

- a es el claro de cortante, igual a 140 cm;
- a_1 es la dimensión de la placa de apoyo, igual a 40 cm;
- a_F es la dimensión de la placa de aplicación de carga, igual a 40 cm;
- a_w es la distancia en la que debe ser distribuido el refuerzo transversal del tensor (ec. C.12);
- c es el tamaño del puntal de compresión en la cuerda superior, igual a 31.5 cm;
- d es el peralte efectivo de la sección, igual a 110 cm;
- d_1 es la distancia del centroide del refuerzo longitudinal a tensión a la fibra extrema inferior, igual a 10 cm para considerar el recubrimiento;
- d_c es la distancia desde el borde exterior de la placa de apoyo al borde exterior del elemento;
- F_1 es la porción de la carga, P , que toman los estribos;

F_2 es la porción de la carga, P , que toma directamente el concreto;
 P es la carga puntual aplicada, igual a 97 t;
 z es el brazo interno de palanca, igual a 94.25 cm; y
 θ es el ángulo de inclinación del puntal principal, calculado como (z/a) , igual a 33.9°.

x_1 , y x_2 son parámetros que definen la geometría del modelo

$$a_w = 0.85a - \frac{z}{4} = 0.85 \times 140 \text{ cm} - \frac{94.25 \text{ cm}}{4} = 95.4 \text{ cm} \quad (\text{C.12})$$

$$x_1 = \frac{1}{2} a_1 + d_1 \cot \theta_2 = \frac{1}{2} \times 40 + 10 \cot 35.54 = 34 \text{ cm} \quad (\text{C.13})$$

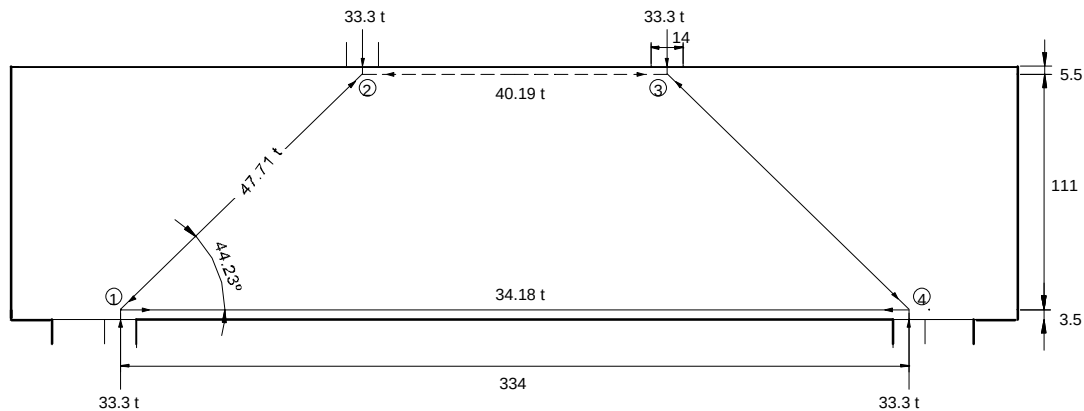
$$x_2 = \frac{1}{2} (x \cot \theta_2 + a_f) = \frac{1}{2} \left(20 \times \frac{140}{100} + 40 \right) = 68 \text{ cm} \quad (\text{C.14})$$

Ya que se satisfacen las condiciones $(a = 140 \text{ cm}) > (z/2 = 47.1 \text{ cm})$ y $(a = 140 \text{ cm}) < (2z = 188.5 \text{ cm})$ las cargas cercanas a los apoyos pueden transmitirse directamente a éstos por medio de puntales inclinados. El refuerzo transversal se diseña para la siguiente proporción de carga:

$$\frac{F_1}{P} = \frac{1}{3} \left(\frac{2a}{z} - 1 \right) = \frac{1}{3} \left(\frac{2 \times 140}{94.25} - 1 \right) = 0.657 \quad (\text{C.15})$$

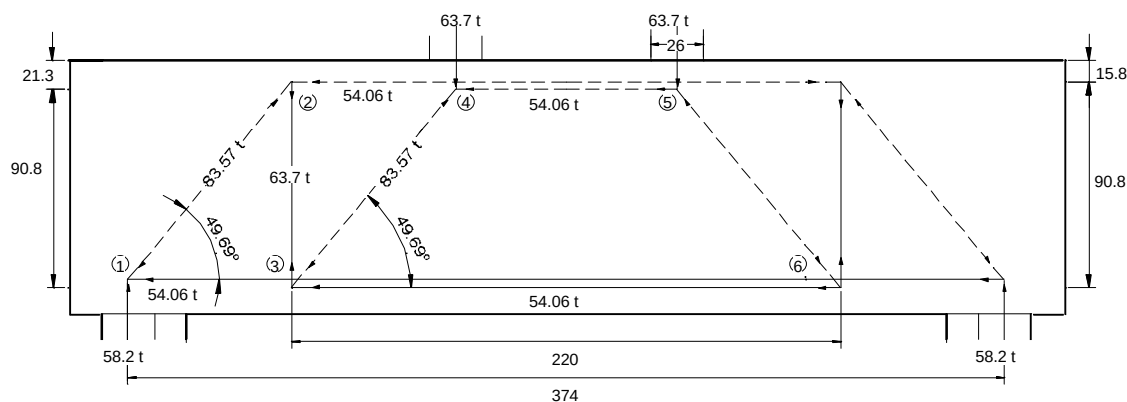
$F_1 = 0.657P = 63729 \text{ kg} \Rightarrow$ la porción de la placa de carga sobre la que actúa F_1 , es $b_1 = 26 \text{ cm}$
 $F_2 = 0.343P = 33271 \text{ kg} \Rightarrow$ la porción de la placa de carga sobre la que actúa F_2 , es $b_2 = 14 \text{ cm}$

Así, el modelo propuesto puede dividirse en dos armaduras independientes que se superponen (fig. C.5). Las líneas discontinuas representan elementos a compresión (puntales) y las líneas continuas indican elementos a tensión (tensores). Las fuerzas calculadas de acuerdo con la geometría, se presentan también en la fig. C.5.



a) armadura para carga resistida por el concreto

Figura C.5 – Armaduras consideradas para el diseño



dimensiones en cm

b) armadura para carga resistida por el refuerzo transversal

Figura C.5 – (cont.) Armaduras consideradas para el diseño

C.6.2 Verificación de resistencia de puntales

La verificación de la resistencia de los puntales se hace comparando el área disponible del puntal con el área requerida, calculada mediante la expresión C.7. En la tabla C.4 se resume la revisión de los puntales de las armaduras supuestas.

Tabla C.4 – Verificación de resistencia de puntales

Modelo	Elemento	n^1	q^2	F_{us}^3	$b_{s\ req}^4$	$b_{p\ prov}^5$	Adequado	Solución propuesta
#	nudo i nudo j		[°]	kg	cm	cm	o	
$F_2 = 33271$	kg							
$z = 111$	1 1 - 2	0.80	44.23	47706	11.4	14.8	✓	
	2 2 - 3	0.90		34183	7.3	7.3	✓	
						7.3	✓	
$F_1 = 6372$	kg							
$z = 90.8$	1 2 - 4	0.90		54060	11.5	11.5	✓	
	2 4 - 5	0.90		54060	11.5	11.5	✓	
	3 1 - 2	0.80	49.69	83565	19.9	28.2	✓	
	4 3 - 4	0.80	49.69	83565	19.9	33.1	✓	
						33.1	✓	

¹ de la tabla C.3

² del modelo de puntales y tensores propuesto (fig. C.5)

³ de la armadura resuelta (fig. C.5)

⁴ anchura requerida para puntales (ec. C.7)

⁵ anchura provista para puntales, considerando geometría y condiciones de carga y apoyo.

No es necesario colocar acero a compresión para los puntales (ver diseño por flexión).

C.6.3 Revisión de zonas nodales

Placas de apoyo y puntos de aplicación de carga

Es necesario revisar que en los apoyos y puntos de aplicación de carga no se excedan los esfuerzos límites de compresión en el concreto.

$$\sigma_c = V / (b \times a_f) = 97\,000 \text{ kg} / (35 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}) = 69.3 \text{ kg/cm}^2 < f_{cu} = 120 \text{ kg/cm}^2 \quad \checkmark$$

Esfuerzos en el concreto en el nudo 1

Adicionalmente, debe revisarse que no se excedan los esfuerzos máximos en las caras de los nudos considerados críticos. Para el nudo 1, se verifica, de acuerdo con la geometría (tabla C.7) el esfuerzo por el puntal inclinado para ambas armaduras supuestas en el diseño.

- Armadura a (fig. C.5)

$$\sigma_c = F_{us1-2} / (b \times b_{n\text{ prov}}) = 47\,706 \text{ kg} / (35 \text{ cm} \times 14.8 \text{ cm}) = 92 \text{ kg/cm}^2 < f_{cu} = 120 \text{ kg/cm}^2 \quad \checkmark$$

- Armadura b (fig. C.5)

$$\sigma_c = F_{us1-2} / (b \times b_{n\text{ prov}}) = 83\,565 \text{ kg} / (35 \text{ cm} \times 28.2 \text{ cm}) = 84.6 \text{ kg/cm}^2 < f_{cu} = 120 \text{ kg/cm}^2 \quad \checkmark$$

C.6.4 Modelo final

En la fig. C.6 se presenta el modelo de puntales y tensores supuesto para las vigas.

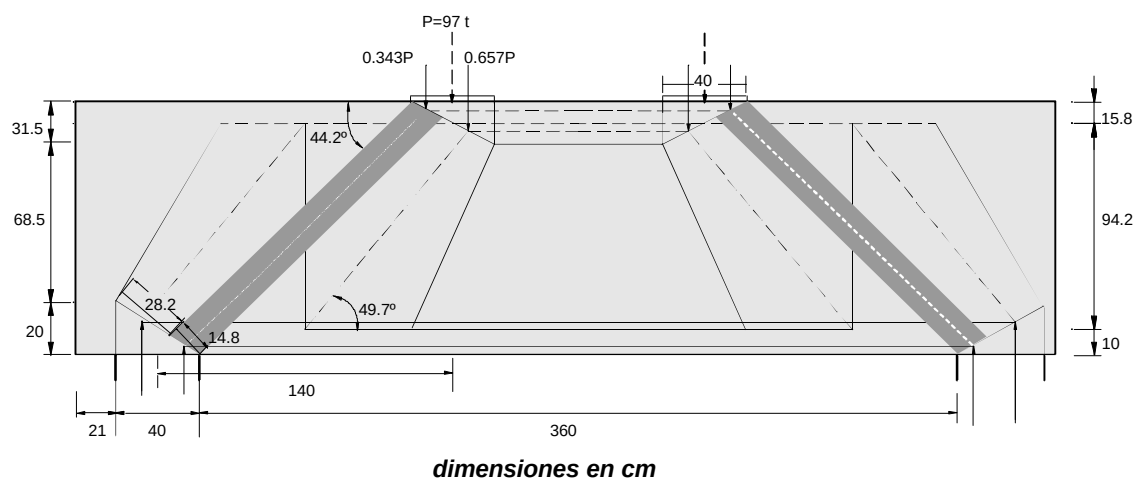


Figura C.6 – Modelo de puntales y tensores final

C.6.5 Acero requerido en tensores

Una vez que se ha revisado la resistencia en los puntales y en las zonas nodales críticas, se calcula el área de acero necesaria en los tensores (tabla C.5), empleando la expresión C.10.

Tabla C.5 – Acero requerido en tensores

Modelo	Elemento	n	q ¹	F _{ut} ²	A _{s₃} ³	A _{s₄} ⁴	Adequad	Solución propuesta
#	nudo i	nudo j	[°]	Kg	cm ²	cm ²	o	
F ₂ = 33271 z = 111	kg							
3	1 - 4			34183	9.4	40.5	✓	
F ₁ = 63729 z = 90.8	kg							
5	2 - 3	—	90	63723	17.4	20.3	✓	Estribos 8 No.4 @14 cm
6	1 - 3	—	0	54060	14.8	40.5	✓	Refuerzo a tensión total
7	3 - 6	—	0	54060	14.8	40.5	✓	A _{sreq} = 38.96 8 No.8 ⁵

¹ del modelo de puntales y tensores propuesto (fig. C.5)

² de la armadura resuelta (fig. C.5)

³ área de acero requerida para tensores (ec. C.10)

⁴ área de acero provista para tensores

⁵ con base en el diseño por flexión.

- Tensor 1-4. $A_{sreq} = 9.4 \text{ cm}^2$
- Tensor 1-3. $A_{sreq} = 14.8 \text{ cm}^2$
- Tensor 3-6. $A_{sreq} = 14.8 \text{ cm}^2$

El área total de acero necesaria en la zona del nudo 1 es $(9.4 \text{ cm}^2 + 14.8 \text{ cm}^2 = 24.2 \text{ cm}^2)$

El área total de acero necesaria en la zona del nudo 2 es $(9.4 \text{ cm}^2 + 2 \times 14.8 \text{ cm}^2 = 39.0 \text{ cm}^2)$

En la zona del nudo 1 se colocarán cinco no. 8 ($A_{sprov} = 25.35 \text{ cm}^2$) con ganchos a 90°, y en el centro del claro, ocho no.8 ($A_{sprov} = 40.56 \text{ cm}^2$) con ganchos a 90°.

Con el fin de evitar falla por flexión, el centro del claro se diseñará para $1.5M_u$, es decir, se colocará acero tal que resista $M = 200 \text{ t m}$. Por lo tanto, $A_{sreq} = 64.4 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{sreq \text{ adicional}} = 64.4 \text{ cm}^2$; se usarán cuatro no. 8 adicionales.

- Tensor 2-3 (refuerzo transversal). $A_{sreq} = 17.4 \text{ cm}^2$

De acuerdo con la sección 6.4.3 de las Recomendaciones FIP 1996, la separación máxima entre estribos está dada por

$$s \leq \begin{cases} z/5 = 94.25/5 = 19 \text{ cm} \\ 200 \text{ mm} = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

y los estribos deben distribuirse sobre una longitud, a_w , (sección 6.5.2.3 FIP). De acuerdo con el modelo supuesto (fig. C.4), $a_w = 96 \text{ cm}$. Así el área requerida de estribos, por unidad de longitud es

$$a_{sw} = 17.4 \text{ cm}^2 / 96 \text{ cm} = 0.18125 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

Se colocarán ocho estribos cerrados del no.4 a cada 14 cm ($a_{sw} = 2 \times 1.27 \text{ cm}^2 / 14 \text{ cm} = 0.814 \text{ cm}^2 / \text{cm}$)

C.6.6 Refuerzo transversal mínimo

- Criterio FIP

$$A_{vmin} = 0.2b s \frac{f_{ctm}}{f_y} = 0.2 \times 35 \times 19 \times \frac{26}{4200} = 0.87 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{estribos No.3 @ 20 cm}$$

- Criterio ACI

$$A_v \geq 0.0025 b \cdot s = 0.0025 \times 35 \times 20 = 1.31 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{estribos cerrados del No.4 @ 20 cm}$$

En el centro del claro se usarán estribos cerrados del No. 4 separados 20 cm (satisface ACI y FIP)

C.7 REQUISITOS ADICIONALES

C.7.1 Refuerzo transversal en zona de anclaje

- Criterio FIP

$$A_{sw} = 25\% A_s = 0.25 \times 25.35 \text{ cm}^2 = 6.34 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4 \text{ estribos cerrados del No.4 separados 8 cm}$$

- Criterio ACI

Con el fin de reducir la longitud de anclaje, deben usarse estribos en la zona de apoyo, con una separación máxima de $3 d_b = 7.62 \text{ cm}$.

Siguiendo, los requisitos de anclaje del ACI (ver sección siguiente) no es necesario colocar estribos adicionales ya que la longitud de anclaje es suficiente. Sin embargo, se continuará, con la configuración del refuerzo transversal en el tensor y se colocarán estribos del no. 4 en la zona de anclaje, separados 14 cm.

C.7.2 Refuerzo adicional en las caras

- Criterio FIP

Para vigas peraltadas (Sección 6.5.3 y Sección 8.6, FIP), el refuerzo principal longitudinal correspondiente al tensor inferior en el modelo de diseño, debe distribuirse en una profundidad de alrededor de $0.12h$ desde la cara inferior de la viga.

$$0.12 h = 0.12 \times 120 \text{ cm} = 14.4 \text{ cm}$$

La dimensión del tensor longitudinal en el modelo de puntales y tensores es $20 \text{ cm} > 14.4 \text{ cm}$
✓

Además debe colocarse una malla de refuerzo ortogonal en cada dirección, con una área $\geq 0.1\%$ del área transversal en dicha dirección.

Tabla C.6 – Refuerzo adicional en las caras (FIP)

Sección transversal	A_s malla, cm^2	Refuerzo
35 cm × 120 cm	4.2	4 barras del No.4 @ 25 cm / cara
35 cm × 440 cm	15.4	barras del No.3 @ 18 cm / cara (estribos) ¹

¹ el refuerzo transversal satisface este requisito.

▪ Criterio ACI

Debe proporcionarse acero de refuerzo longitudinal en las caras (Sección 10.6.7, ACI318-99) si $d > (36 \text{ in.} = 91.4 \text{ cm})$. Ya que $120 \text{ cm} > 91.4 \text{ cm}$ debe distribuirse acero longitudinal en las caras, con un área A_{sk} , que satisfaga las relaciones C.16 y C.17.

$$A_{sk} \geq 0.10 (d - 75) \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\text{C.16})$$

$$A_{sk} \geq 0.10 (110 - 75) = 3.5 \text{ cm}^2 / \text{m} / \text{cara} = 3.85 \text{ cm}^2 / \text{cara}$$

$$2A_{sk} \leq \left(\frac{1}{2} A_s = 20.5 \text{ cm}^2 \right) \Rightarrow A_{sk} \leq 10.25 \text{ cm}^2 \quad (\text{C.17})$$

Adicionalmente, la separación del refuerzo en las caras, s_k , debe cumplir

$$s_k \leq \begin{cases} \frac{d}{6} = \frac{110 \text{ cm}}{6} = 18.3 \text{ cm} & (\text{controla}) \\ 30 \text{ cm} \end{cases} \quad (\text{C.18})$$

Por lo tanto, se usarán seis barras del No. 3 en cada cara (4.26 cm^2) separadas 18 cm

El Apéndice X-ACI, establece, además, que debe colocarse refuerzo mínimo vertical por cortante, $A_{vh} \geq 0.0015 b \cdot s_2$, donde s_2 es la separación y debe ser menor que $d/3$ y 30 cm.

Si $s = 18 \text{ cm}$ (de A_{sk}), $A_v = 3.85 \text{ cm}^2 \cdot \geq 0.0015 \times 35 \times 18 = 0.945 \text{ cm}^2$ ✓

Por lo tanto, el refuerzo provisto en las caras satisface los requerimientos de acero transversal vertical mínimo.

C.8 ANCLAJE DEL REFUERZO (ACI318-99)

C.8.1 Longitud de desarrollo de ganchos estándar en tensión

La longitud de desarrollo de ganchos estándar en tensión (Sección 12.5, ACI318-99) está dada por

$$l_{dh} = l_{hb} \times \text{Factor Sección 12.5.3.2} \times \text{Factor Sección 12.5.3.3} \quad (\text{C.19})$$

$$l_{hb} = \frac{318d_b}{\sqrt{f'_c}} \quad (C.20)$$

donde

Factor Sección 12.5.3.2 = 0.7 si el recubrimiento lateral es ≥ 6.3 cm y para el gancho de 90° , el recubrimiento en la dirección de la varilla es ≥ 5 cm; y
 Factor Sección 12.5.3.3 = 0.8 si el espaciamiento de los estribos, $s < 3d_b = 9.7$ cm dentro de l_{dh} .

$$l_{hb} = \begin{cases} 48.3 \text{ cm} & \text{para no.8} \\ 30.2 \text{ cm} & \text{para no.5} \end{cases}$$

Así, $l_{dh} = 48.3 \text{ cm} \times 0.7 = 33.8 \text{ cm}$ para barras del no.8, y $l_{dh} = 30.17 \text{ cm} \times 0.7 = 21.2 \text{ cm}$ para barras del no.5.

La longitud de anclaje disponible es:

$$l_{dh \text{ disp}} = \text{ancho del apoyo} + d_c - \text{recubrimiento} = 40\text{cm} + 21 \text{ cm} - 6 \text{ cm} = 55 \text{ cm}$$

$$l_{dh \text{ disp}} \geq l_{dh} \quad \checkmark$$

C.8.2 Longitud de anclaje de barras rectas en tensión

La longitud de anclaje de barras rectas en tensión (Sección 12.2, ACI318-99) está dada por:

$$l_d = \frac{3f_y \alpha \beta \gamma \lambda d_b}{10.6 \sqrt{f'_c} \left(c + \frac{K_{tr}}{d_b} \right)} \quad [\text{kg/cm}^2] \quad (C.21)$$

donde, α , β , γ , λ , c y K_{tr} son factores que dependen de las condiciones de ubicación, recubrimiento y tipo de concreto empleado.

En la fig. C.7 se presentan las secciones críticas a partir de las cuales debe desarrollarse el anclaje del refuerzo longitudinal. Se considerarán tres lechos de acero de refuerzo a tensión para momento positivo. El primero de ellos está anclado mediante barras con ganchos a 90° a partir de la sección crítica A, en el borde de la placa de apoyo (sección C.7.1). Los dos lechos restantes se anclan en las secciones críticas B y C. El acero que corresponde al tensor 3-6 en la armadura b, se ancla a partir de la sección B, que es el límite del tensor. Por su parte, el acero adicional para flexión se ancla a partir de la sección C o zona en la que el momento máximo comienza a disminuir.

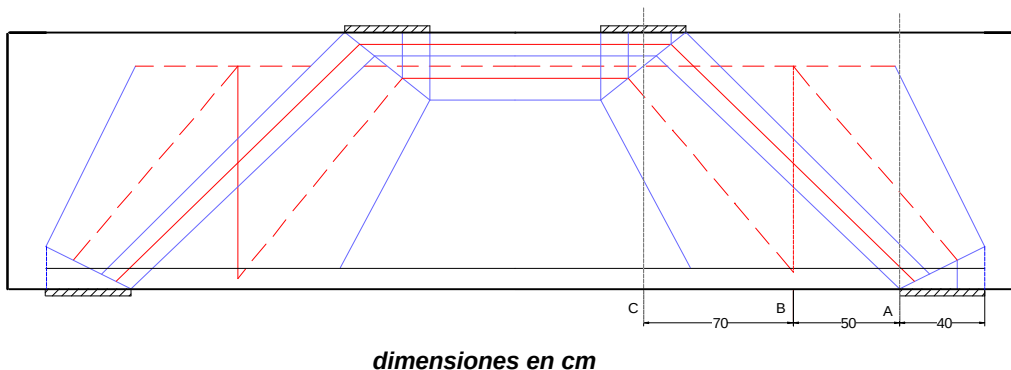


Figura C.7 – Secciones críticas para desarrollo de longitudes de anclaje

- Anclaje del segundo lecho de acero a tensión a partir de zona crítica B (tres barras, $c = 5.48$ cm)

$$l_d = \frac{3f_y \alpha \beta \lambda \gamma d_b}{10.6\sqrt{f'_c} \left(c + \frac{K_{tr}}{d_b} \right)} = \frac{3 \times 4200 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 2.54}{10.6\sqrt{280} \left(5.48 + \frac{2 \times 0.71 \times 4200}{105 \times 14 \times 3} \times \frac{1}{2.54} \right)} = 30 \text{ cm}$$

Se proporcionará $l_d = 30$ cm.

- Anclaje del segundo lecho de acero a partir de zona crítica C (cinco barras, $c = 2.74$ cm)

$$l_d = \frac{3f_y \alpha \beta \lambda \gamma d_b}{10.6\sqrt{f'_c} \left(c + \frac{K_{tr}}{d_b} \right)} = \frac{3 \times 4200 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 2.54}{10.6\sqrt{280} \left(2.74 + \frac{2 \times 0.71 \times 4200}{105 \times 14 \times 5} \times \frac{1}{2.54} \right)} = 59 \text{ cm}$$

Se proporcionará $l_d = 60$ cm.

- Anclaje del tercer lecho a partir de zona crítica C (dos barras, $c = 6.54$ cm)

$$l_d = \frac{3f_y \alpha \beta \lambda \gamma d_b}{10.6\sqrt{f'_c} \left(c + \frac{K_{tr}}{d_b} \right)} = \frac{3 \times 4200 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 2.54}{10.6\sqrt{280} \left(6.54 + \frac{2 \times 0.71 \times 4200}{105 \times 14 \times 2} \times \frac{1}{2.54} \right)} = 25 \text{ cm}$$

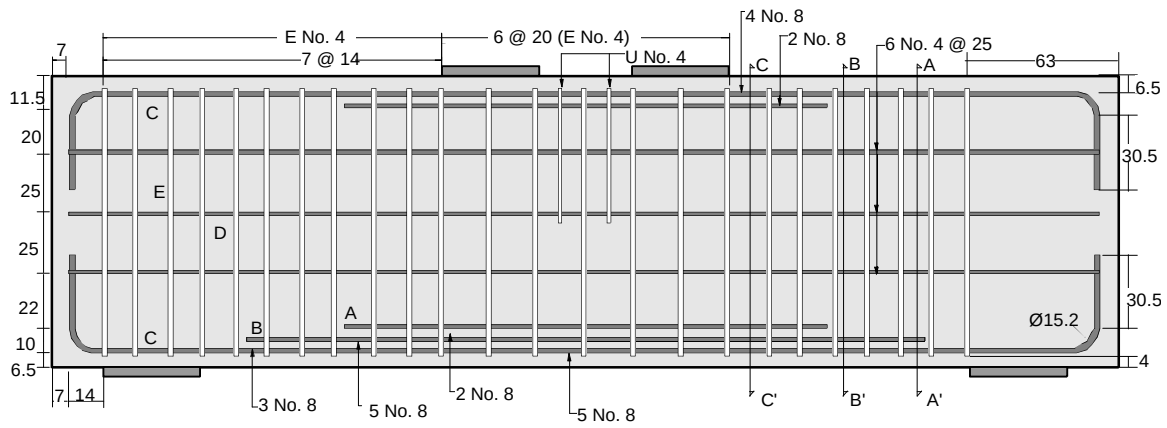
Se proporcionará $l_d = 60$ cm.

C.8.3 Longitud de ganchos

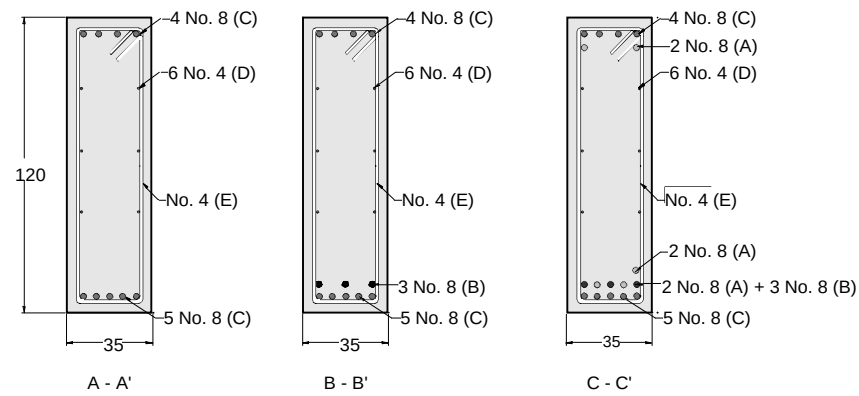
Con base en la sección 7.1 del ACI318-99, la longitud del tramo recto después del doblez para barras del no. 8 debe ser mayor que $12 d_b = 30.5$ cm. Para estribos, con ganchos a 135° o 90° debe ser $6 d_b = 7.62$ cm.

C.9 CONFIGURACIÓN DEL REFUERZO

En la fig. C.8 se presenta la distribución final del refuerzo, obtenida de acuerdo con el diseño anterior.



a) especímenes MT y CT



b) secciones transversales

*dimensiones en cm***Figura C.8 – Configuración del refuerzo**

REFERENCIAS

- Adebar P., Kuchma D. y Collins M.P. (1990), "Strut-and-Tie Models for the Design of Pile Caps: an Experimental Study", *ACI Structural Journal*, Vol. 87, No 1, enero-febrero, pp. 81-92.
- Alcocer S.M. (1998), "Algunas Tendencias del Concreto Estructural", *XI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, I, Monterrey, México, noviembre, pp. 3-27.
- Alshegeir A.A. y Ramírez J.A. (1990), "Analysis and Design of Disturbed Regions with Strut-and-Tie Models", Universidad de Purdue, Escuela de Ingeniería Civil, partes I y II.
- American Concrete Institute (1999), "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-99)", Farmington Hills, Estados Unidos de América, 369 pp.
- American Concrete Institute (2000), "Appendix X –Strut-and-Tie Models–", borrador, Comité 318-E del Instituto Americano del Concreto, Farmington Hills, Estados Unidos de América, 24 pp.
- ASCE - American Concrete Institute (1973), "The Shear Strength of Reinforced Concrete Members", Comité ASCE-ACI 426, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, diciembre, Vol. 99, no. 6, pp. 1091-1187.
- ASCE - American Concrete Institute (1998), "Recent Approaches to Shear Design of Structural Concrete", Comité ASCE-ACI 445, *Journal of Structural Engineering*, diciembre, pp. 1375-1417.
- Aschheim M., Moehle J.P. y Mahin S.A. (1997), "Design and Evaluation of Reinforced Concrete Bridges for Seismic Resistance", Universidad de California en Berkeley, marzo, 196 pp.
- ASTM (1991), "Annual Book of ASTM Standards – Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam with Third-Point Loading) – ", Vol. 4, Filadelfia, Estados Unidos de América, pp. 33-35.
- Barton D.L., Anderson R.B., Bouadi A., Jirsa J.O. y Breen J.E. (1991), "An Investigation of Strut-and-Tie Models for Dapped Beam Details", Informe 1127-1, Universidad de Texas en Austin, mayo, 187 pp.
- Baumann T. (1972), "Zur Frage der Netzbewehrung von Flachen Tragwerken (On the Problem of Net Reinforcement of Surface Structures)", *Bauingenieur*, Vol. 47, No. 10, pp. 367-377.
- Belarbi A. y Hsu T.T.C. (1994), "Constitutive Laws of Concrete in Tension and Reinforcing Bars Stiffened by Concrete", *ACI Structural Journal*, Vol. 91, No 4, julio-agosto, pp. 465-474.
- Belarbi A. y Hsu T.T.C. (1995), "Constitutive Laws of Softened Concrete in Biaxial Tension-Compression", *ACI Structural Journal*, Vol. 92, No 5, septiembre-octubre, pp. 562-573.
- Bergmeister K., Breen J.E., Jirsa J.O. y Kreger M.E. (1993), "Detailing in Structural Concrete", Informe 1127-3F, Centro de Investigaciones en Transporte, Universidad de Texas en Austin, mayo, 300 pp.
- Bhide S.B. y Collins M.P. (1989), "Influence of Axial Tension on the Shear Capacity of Reinforced Concrete Members", *ACI Structural Journal*, Vol. 86, No 2, septiembre-octubre, pp. 570-581.
- Chen, S.W. y otros (1978), "Cyclic Loading Tests of Masonry Single Piers–Height to Width Ratio of 1–", Informe no. UCB/EERC-78/28 del Centro de Investigaciones en Ingeniería Sísmica, Universidad de California, vol. 2, Berkeley, California, EUA, 179 pp.
- Comité Euro-International du Béton (1990), "CEB-FIP Model Code 1990", Bulletin d'Information No. 196, 100 pp.

- Comité revisor (2000), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", Borrador, México, 96 pp.
- Collins M.P. y Mitchell D. (1978), "Towards a Rational Theory for RC Members in Shear," *Journal of the Structural Division*, ASCE, V. 104, April 1978, pp 649-666.
- Collins M P. y Mitchell D. (1980), "Shear and Torsion Design of Prestressed and Non-prestressed Concrete Beams," *PCI Journal* V 25, No 5, sep-oct 1980, pp 32-100.
- Collins M.P. y Mitchell D. (1991), "Prestressed Concrete Structures", Estados Unidos de América, Prentice Hall, 766 pp.
- CSA (1994), "CSA A23.3 Design of Concrete Structures", CSA International, Toronto, Ontario, Canadá.
- Departamento del Distrito Federal, (1993), "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Gaceta Oficial del DDF, 96 pp.
- Departamento del Distrito Federal (1996), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, México, 66 pp.
- Eurocode no. 2 (1991), "Design of Concrete Structures, part I: General Rules and Rules for Buildings", Thomas Telford, London.
- Fédération Internationale de la Précontrainte (1998), "FIP Recommendations 1996 - Practical Design of Structural Concrete", Congreso de la FIP, Amsterdam, mayo.
- Fenwick R. C. y Paulay T. (1968), "Mechanisms of Shear Resistance of Concrete Beams", *Journal of the Structural Division*, ASCE, V. 94, pp 2325-2350.
- Grundy P. y Kabaila A. (1963), "Construction Loads on Slabs with Shored Formwork in Multistory Buildings". *ACI Structural Journal*, december, p.p. 1729-1738.
- Hsu T.T.C. (1988), "Softened Truss Model Theory for Shear and Torsion", *ACI Structural Journal*, Vol. 85, No 6, noviembre-diciembre, pp. 624-635.
- Hsu T.T.C. (1991), "Nonlinear Analysis of Concrete Torsional Members", *ACI Structural Journal*, Vol. 88, No 6, noviembre-diciembre, pp. 674-682.
- Hsu T.T.C. (1999a), "A History of Rational Theories for Reinforced Concrete", Proceedings Volume, Keynote Paper of the First International Conference on Advances in Structural Engineering and Mechanics, Seúl, Korea, agosto, pp. 23-32.
- Hsu T.T.C. y Zhu R.H. (1999b), "Post-Yield Behavior of Reinforced Concrete Membrane Elements – the Hsu/Zhu Ratios", Proceedings Seminario EEUU-Japón sobre Comportamiento Post-Pico en Estructuras de Concreto Reforzado Sujetas a Cargas Sísmicas – Avances Recientes y Cambios en Análisis y Diseño-, Japón, octubre, pp. 1-17.
- Jirsa J.O., Young M. y Thompson K. (1999), "Explore New Uses for T-Headed Bars in Structural Concrete Reinforcement Applications", Comunicación personal.
- Jirsa J.O., Breen J.E., Bergmeister K., Barton D., Anderson R. y Bouadi H. (1991), "Experimental Studies of Nodes in Strut-and-Tie Models", Coloquio de la Asociación Internacional de Puentes e Ingeniería Estructural (IABSE) sobre Concreto Estructural, Stuttgart, Alemania, pp. 525-532.
- Kent D.C. y Park R. (1971), "Flexural Members with Confined Concrete", ASCE, Vol. 97, No. ST7, julio, pp. 1969-1990.

- Loov R.E. (2000), "Shear Design of Concrete – A Simpler Way", Conferencia Anual de la Sociedad Canadiense de Ingeniería Civil, Ontario, Canadá, pp. 1-8
- Loov R.E. y Patniak A.K. (1994), "Horizontal Shear Strength of Composite Concrete Beams with a Rough Interface", *PCI Journal*, Vol. 39, No. 1, pp. 48-109.
- Mac Gregor J. G. (1997), "Reinforced Concrete: Mechanics and Design", tercera edición, Prentice Hall, 939 pp.
- Mac Gregor J.G. (1998), "Discussion of CE 49 –Strut and Tie Models–", Comité 445 del Instituto Americano del Concreto, Farmington Hills, Estados Unidos de América, 12 pp.
- Marti P. (1985), "Basic Tools of Reinforced Concrete Beam Design", *ACI Journal*, 82, 1, enero-febrero, pp. 46-56.
- Marti P. (1999), "How to Treat Shear in Structural Concrete", *ACI Structural Journal*, Vol. 96 No. 3, mayo-junio.
- Mitchell D. y Collins M. P. (1974) , "Diagonal Compression Field Theory –A Rational Model for Structural Concrete in Pure Torsion", *ACI Structural Journal*, Vol. 71, pp. 396-408.
- Oragun C. O., Jirsa J. O. y Breen J. E. (1977), "Reevaluation of Test Data on Development Length and Splices", *ACI Journal*, Vol. 74, No. 3, pp. 114-122.
- Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C. (ONNCCE, 1996), "Industria de la Construcción – Concreto sometido a compresión – Determinación del Módulo de Elasticidad Elástico y Relación de Poisson", NMX-C-128-1996.
- Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C. (ONNCCE, 1997a), "Industria de la Construcción – Concreto – Determinación de la Resistencia a la Compresión de Cilindros de Concreto", NMX-C-083-1997.
- Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C. (ONNCCE, 1997b), "Industria de la Construcción – Concreto – Cabeceo de Especímenes Cilíndricos", NMX-C-109-1997.
- Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C. (ONNCCE, 1997c), "Industria de la Construcción – Concreto Fresco – Determinación del Revenimiento en Concreto Fresco", NMX-C-156-1997.
- Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C. (ONNCCE, 1997d), "Industria de la Construcción – Concreto – Determinación del Contenido de Aire por el Método de Presión", NMX-C-157-1997.
- Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C. (ONNCCE, 1997e), "Industria de la Construcción – Concreto Fresco – Muestreo", NMX-C-161-1997.
- Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C. (ONNCCE, 1997f), "Industria de la Construcción – Concreto – Determinación de la Resistencia a la Tensión por Compresión Diametral de Cilindros de Concreto", NMX-C-163-1997.
- Pang X.-B.D. y Hsu T.T.C. (1995), "Behavior of Reinforced Concrete in Shear" , *ACI Structural Journal*, Vol. 92, No. 6, noviembre-diciembre, pp. 665-679.
- Park R. y Paulay T. (1997), "Estructuras de Concreto Reforzado," México, D.F., Limusa.

- Ramírez J.A. y Breen J.E. (1991), "Evaluation of a Modified Truss-Model Approach for Beams in Shear", *ACI Structural Journal*, Vol. 88, No. 5, septiembre-octubre, pp. 562-571.
- Ramírez J.A., Wight J. y Matamoros A. (1999), "Performance of Beams STM1 and ACI1M", Universidad de Purdue.
- Reineck K.H. (1991a), "Ultimate Shear Force of Structural Concrete Members without Transverse Reinforcement Derived from a Mechanical Model", *ACI Structural Journal*, Vol. 88 No. 5, mayo-junio, pp. 592-602.
- Reineck K.H. (1991b), "Modelling of Members with Transverse Reinforcement", *IABSE Colloquium on Structural Concrete*, Zurich, Vol. 62, pp. 481-488.
- Rodríguez M. y Botero J.C. (1994), Informe interno, Instituto de ingeniería, UNAM, México.
- Rogowsky D. M. y MacGregor J. G. (1986), "Design of Reinforced Concrete Deep Beams", *Concrete International: Design and Construction*, Vol. 8, No. 8, pp. 49-58.
- Schlaich J., Schäfer K. y Jennewein M. (1987) "Toward a Consistent Design of Structural Concrete," *PCI Journal* Vol. 32, No 3, mayo-junio, pp. 74-147.
- SECOFI (1981), "Norma Mexicana: Métodos de Prueba a la Tensión para Productos de Acero" NMX-B-310-1981.
- SECOFI (1994), "Norma Mexicana: Métodos de Prueba Mecánicos para Productos de Acero" NMX-B-172-1994.
- SECOFI (1996), "Proyecto de Norma Mexicana: Norma para Varilla Corrugada de Acero de Refuerzo de Concreto".
- Taylor H. P. J. (1974), "The Fundamental Behaviour of Reinforced Concrete Beams in Bending and Shear", *ACI SP-42*, Detroit, pp. 43-77.
- Uribe C. M. y Alcocer S. M. (1999), "Cortante en elementos de concreto reforzado: el modelo de puntales y tensores", *Memorias del XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Morelia, México, vol. II, noviembre, pp. 1156-1165.
- Vecchio F. J. y Collins M.P. (1982) "The Response of Reinforced Concrete to in-plane Shear and Normal Stresses", *Publ No. 82-03*, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Toronto, Canadá.
- Vecchio F. J. y Collins M.P. (1986) "The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear", *ACI Journal*, Vol. 83, No. 2, pp. 219-231.
- Vecchio F. J., Collins M.P. y Aspiotis J. (1994), "High Strength Concrete Elements Subjected to Shear", *ACI Structural Journal*, Vol. 91, No. 4, julio-agosto, pp. 423-433.
- Yáñez F.V., Tark R. y Paulay T. (1991), "Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Structural Walls with Regular and Irregular Openings", *Pacific Conference on Earthquake Engineering*, Nueva Zelanda, noviembre.

AGRADECIMIENTOS

Esta investigación fue llevada a cabo en el Área de Ingeniería Estructural y Geotecnia del Centro Nacional de Prevención de Desastres. El programa experimental fue financiado por el CENAPRED con la colaboración de Cemex Concretos y Centro de Tecnología Cemento y Concreto del Grupo Cemex S.A. de C.V., quien donó el concreto empleado en la construcción de los especímenes y el Grupo FESA, S.A. de C.V., que donó la fabricación de algunos de los elementos del marco de carga.

Al término de este trabajo se hace un reconocimiento a las entidades antes mencionadas, así como también a todas las personas que colaboraron en la preparación y realización de los ensayos de este estudio, en especial a los señores Pablo y Carlos Olmos; a los maestros Salomón Trinidad y Ponciano Pérez, y a los Ings. David Pérez Navarrete y Miguel Angel Pacheco.

Se agradece de igual manera la colaboración del Ing. Gerardo Aguilar durante la etapa de concepción del proyecto y la asistencia de la secretaria Gloria Mora y de numerosos estudiantes (Nora Balderas, Armando Gómez, Leonardo Flores, Gustavo Lazalde, Jaime Marcelino, Mario Ocampo) en la construcción, preparación y prueba de los especímenes.

“Comportamiento de vigas peraltadas diseñadas con el modelo de puntales y tensores”

Se terminó de imprimir en diciembre de 2001, en los Talleres Gráficos de México, Av. Canal del Norte N° 80, Col. Felipe Pescador, México, D.F. La edición en papel bond de 90 grs. en interiores y portada en cartulina sulfatada de 14 puntos, consta de 300 ejemplares más sobrante para reposición.



Coordinación General de Protección Civil
Centro Nacional de Prevención de Desastres

Av. Delfín Madrigal No.665,
Col. Pedregal de Sto. Domingo,
Deleg. Coyoacán,
México D.F., C.P. 04360

www.cenapred.unam.mx