



Universidad Autónoma Metropolitana
Unidad Azcapotzalco

DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERÍA
POSGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

**VERIFICACIÓN EXPERIMENTAL DE LOS
CAMPOS DE ESFUERZO Y MODELOS DE
ARMADURA EN TRABES ESBELTAS DE
CONCRETO REFORZADO**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL
P R E S E N T A
RODRIGO MARTÍNEZ VALDES

ASESOR
DR. HANS I. ARCHUNDIA ARANDA

CIUDAD DE MÉXICO

DICIEMBRE DE 2022

ANOTACIONES

AGRADECIMIENTOS

A Dios Padre:

Quien me permitió vivir lúcido cada momento de este sueño hecho realidad. Toda victoria se debe a su gloria y todo fracaso a la desobediencia de su palabra.

A mi padre Sergio Martínez y a mi madre Sara Leticia Valdes:

Los pilares de mi persona. Quienes han dedicado su vida a guiarme con amor inigualable y disciplina certera. En los actos desinteresados de entrega total que solo los padres pueden se encuentra la virtud.

A mi hermano Sergio Martínez y a mi familia:

Quienes han sido referentes para construir una moral y darme a conocer la preponderancia que tienen los vínculos.

A mi asesor de tesis Dr. Hans Isrrael Archundia Aranda:

Por dirigir con astucia este trabajo. El alto grado de exigencia implícito en sus enseñanzas fue de los principales aspectos empleados para solucionar los problemas técnicos e ingenieriles afrontados en esta tesis.

A mi sinodal Dr. Arturo Tena Colunga:

Por su invaluable juicio y apoyo tanto en la fase experimental como en la analítica. Su excelencia profesional y sentido de responsabilidad fueron parámetros que definieron la dirección de esta tesis.

A mi sinodal Dr. Luciano Roberto Fernández Sola:

Por su sobresaliente intervención en este trabajo y durante mis estudios. La perspectiva y enfoque que inculca me permitió comprender la ingeniería de una manera distinta.

A mi sinodal M.I. Gualberto Hernández Juárez:

Por su impecable inspección técnica y comentarios con los que se mejoró el estado de esta tesis.

A los profesores del Posgrado en Ingeniería Estructural de la UAM – Azcapotzalco:

Por el aprendizaje que me permitió abundar mi interés en la ingeniería y entender la importancia de esta prominente área de estudios.

Al M.I. Gilberto Rangel Torres:

Por su apoyo y atentos consejos con los que se facilitó la ejecución de la logística experimental de este trabajo.

A los técnicos del Laboratorio de Estructuras de la UAM – Azcapotzalco José Luis Caballero, Francisco de Asís Gonzales, Eduardo Márquez y David Martínez:

Por su admirable labor y cordial apoyo durante la etapa experimental.

A la Lic. Tatiana Hernández:

Por procurar el bienestar de los estudiantes.

A Pedro Vladimir Hernández y Juan Carlos Ravelo:

Quienes han compartido lo mejor que les representa con una persona soñadora. La capacidad de resolución, el sentido de superación y los actos de fraternidad son algunas de las cualidades admirables de su amistad.

A mis amigos de generación Paloma Ballesteros, José Daniel Rivera, Cuauhtémoc Gama, Amos Garay, Julio César Rodríguez, Carlos Ezequiel Loeza, Jovani Cathi, Yair Olivo, Luis Felipe Gutiérrez, Alberto Orozco, Edgar Altamirano, Emilio Argenis Pérez, Luis Ángel Quiroz y Benito Morales.

Por brindarme de sus conocimientos para afrontar con aplomo las dificultades y por compartir los momentos de plenitud bajo un sentido de camaradería.

A los alumnos José Adán Rafael y Oscar Reyes:

Por su distinguido esfuerzo en la etapa experimental de este trabajo al actuar con habilidades ingenieriles y como personas de principios.

A los alumnos de la Licenciatura de Ingeniería Civil de la UAM – Azcapotzalco Ingrid Vázquez, Daniel Alejandro Soto, Ariel de la Cruz, Luis Vidal, Iván de la Rosa, Rene Daniel Morales, Uriel Hernández, Ricardo Alberto Quintín, Ángel Adrián Posada, Óscar Álvarez, Abraham García, Fernando Rodríguez, Luis Fernando Cruz, Jerson Estela, Luis Pérez y Abimael Basurto: Por su atenta y responsable participación en los trabajos experimentales de esta tesis.

A mis amigos Miguel Alain Alcántara, Carlos Noe Torices e Ismael Estrada:

Por brindar una amistad inmutable al tiempo.

Un agradecimiento respetuoso y póstumo a Sandra Karina García Alemán y Orlando Cruz Pérez:

Por su amable involucramiento en la etapa experimental de este trabajo y por las cualidades que les hizo destacar.

A todos los involucrados que me motivaron y apoyaron para culminar esta significativa etapa de mi vida.

ÍNDICE

1	OBJETIVOS DEL TRABAJO	1
1.1	PANORAMA SOBRE EL DISEÑO POR CORTANTE DE TRABES ESBELTAS DE CONCRETO REFORZADO	1
1.2	OBJETIVOS DEL TRABAJO	2
2	RETROSPECTIVA DEL DISEÑO A CORTANTE EN TRABES DE CONCRETO REFORZADO	3
2.1	MÖRSCH (1909)	3
2.2	BRESLER Y SCORDELIS (1963)	7
2.3	KANI (1964)	11
2.4	GROB Y THÜRLIMANN (1976)	13
2.5	MARTI (1985, 1991)	16
2.6	SCHLAICH et al. (1987)	17
2.7	FROSC (2000)	21
2.8	ARCHUNDIA Y TENA (2015)	23
2.9	NORMAS TÉCNICAS. NTCC (2017)	26
2.10	REGLAMENTO ACI-318 (2019)	27
2.11	COMENTARIOS	27
3	ARMADURA PLÁSTICA Y ELÁSTICA	29
3.1	PARÁMETROS USADOS EN EL DISEÑO A CORTANTE	29
3.2	CONTRIBUCIÓN DEL CONCRETO	31
3.3	CONTRIBUCIÓN DEL REFUERZO TRANSVERSAL	33
3.4	ARREGLO DE LOS ABANICOS DE COMPRESIÓN	36
3.5	EJEMPLO DE APLICACIÓN	37
3.6	COMENTARIOS	41
4	PROGRAMA EXPERIMENTAL	42
4.1	ANTECEDENTES	42
4.2	DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA MUESTRA	42
4.3	ACERO DE REFUERZO	44
4.4	PREDICCIÓN DE RESISTENCIA Y DEFLEXIONES	46
4.5	INSTRUMENTACIÓN Y MECANISMO DE CARGA	47
4.6	PREPARATIVOS EXPERIMENTALES	50
4.7	LOGÍSTICA EXPERIMENTAL	54
4.8	COMENTARIOS	56
5	RESPUESTA EXPERIMENTAL GLOBAL	57
5.1	EVOLUCIÓN DEL DAÑO	57
5.1.1	Trabe 45-4E-1.0	57
5.1.2	Trabe 45-3E-1.0	59
5.1.3	Trabe 45-4E-1.5	61
5.1.4	Trabe 45-3E-1.5	63
5.1.5	Trabe 30-4E-1.0	65

5.1.6	Trabe 30-3E-1.0	67
5.2	CARACTERIZACIÓN DEL DAÑO	69
5.3	RESPUESTA CORTANTE – DISTORSIÓN	73
5.4	VARIACIÓN DE RIGIDEZ	75
5.5	RIGIDEZ SECANTE	76
5.6	DISIPACIÓN DE ENERGÍA	78
5.7	COMENTARIOS	80
6	ANÁLISIS DEL MECANISMO RESISTENTE	82
6.1	CAMPOS DE ESFUERZOS EXPERIMENTALES	82
6.2	COMPORTAMIENTO DEL ACERO DE REFUERZO TRANSVERSAL	86
6.3	COMPORTAMIENTO DEL ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL	92
6.4	BLOQUE DE COMPRESIÓN	94
6.5	COMENTARIOS	96
7	VERIFICACIÓN DE LA FALLA POR CORTANTE	97
7.1	RESISTENCIA A FLEXIÓN CONSIDERANDO UN BRAZO DE PALANCA INTERNO IGUAL AL PERALTE EFECTIVO	97
7.2	RESISTENCIA A FLEXIÓN CONSIDERANDO UN BRAZO DE PALANCA INTERNO DIFERENTE AL PERALTE EFECTIVO	102
7.3	FALLA POR COMPRESIÓN DIAGONAL EN EL CONCRETO	103
7.4	COMENTARIOS	105
8	RELACIÓN MOMENTO CURVATURA	106
8.1	CURVAS MOMENTO-CURVATURA SEGÚN PARK Y PAULAY (1975)	106
8.2	CURVAS OBTENIDAS CON EL PROGRAMA RESPONSE 2000 (BENTZ 2000)	109
8.3	CURVAS EXPERIMENTALES	111
8.4	CORRELACIÓN CON EL DAÑO EXPERIMENTAL	114
8.5	COMENTARIOS	116
9	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES FINALES	117
9.1	CONCLUSIONES	117
9.2	TRABAJOS FUTUROS	121
	REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA	122
	APÉNDICE A: PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	126
A.1	CONCRETO	126
A.2	ACERO	133
	APÉNDICE B: DISEÑO DE LA MUESTRA EXPERIMENTAL	135
B.1	TRABE 45-4E-1.0	135
B.2	TRABE 45-3E-1.0	136
B.3	TRABE 45-4E-1.5	137
B.4	TRABE 45-3E-1.5	138
B.5	TRABE 30-4E-1.0	139

B.6	TRABE 30-3E-1.0	140
APÉNDICE C: EVOLUCIÓN DEL DAÑO		141
C.1	TRABE 45-4E-1.0	141
C.2	TRABE 45-3E-1.0	142
C.3	TRABE 45-4E-1.5	143
C.4	TRABE 45-3E-1.5	144
C.5	TRABE 30-4E-1.0	145
C.6	TRABE 30-3E-1.0	146
APÉNDICE D: CURVAS CORTANTE – DESPLAZAMIENTO		147
APÉNDICE E: ANÁLISIS DEL MECANISMO RESISTENTE DE LA MUESTRA		150
E.1	TRABE 45-4E-1.0	150
E.2	TRABE 45-3E-1.0	156
E.3	TRABE 45-4E-1.5	162
E.4	TRABE 45-3E-1.5	169
E.5	TRABE 30-4E-1.0	175
E.6	TRABE 30-3E-1.0	181
APÉNDICE F: ESTIMACIÓN DE LA DEFLEXIÓN MÁXIMA Y DIMENSIONAMIENTO DE LOS APOYOS		187
F.1	DEFLEXIÓN MÁXIMA	187
F.2	APOYOS DE CONCRETO	188
F.3	RÓTULAS DE ARTICULACIÓN	189
APÉNDICE G: CALIBRACIÓN DE LAS CELDAS DE CARGA		191
G.1	PROCEDIMIENTO	191

LISTA DE FIGURAS

2.1	Geometría, armados y agrietamientos generales de los especímenes de Mörsch (1909)	4
2.2	Modelo de armadura clásica de Mörsch (1909)	5
2.3	Falla por cortante en trabes sin refuerzo transversal (Mörsch 1909)	6
2.4	Fuerzas internas en trabe agrietada con estribos (Mörsch 1909)	6
2.5	Resistencia a cortante de los estribos del modelo de armadura de Mörsch (1952)	6
2.6	Sección transversal de los especímenes ensayados por Bresler y Scordelis (1963)	7
2.7	Falla por tensión diagonal en elemento OA-2 (Bresler y Scordelis 1963). Modificada	8
2.8	Falla de compresión por cortante en elemento A-2 (Bresler y Scordelis 1963). Modificada	8
2.9	Falla de compresión por flexión en elemento A-3 (Bresler y Scordelis 1963). Modificada	9
2.10	Regresión estadística propuesta por el ACI 316 (1962) para la estimación de la contribución del concreto	10
2.11	Especímenes estudiados por Kani (1964)	11
2.12	Fuerzas de adherencia en el mecanismo de viga. Kani (1964)	12
2.13	Mecanismos resistentes a cortante en trabes de concreto sin estribos (Kani 1964)	12
2.14	Resistencia del mecanismo de arco y viga (Kani 1964). Modificada	12
2.15	Pared de cortante en una trabe de concreto reforzado (Grob y Thürlimann 1976). Modificada	13
2.16	Modelo de armadura de Grob y Thürlimann (1976). Modificada	13
2.17	Modelo de armadura agrietada de Grob y Thürlimann (1976). Modificada	14
2.18	Deformación del refuerzo en función del agrietamiento (Grob y Thürlimann 1976). Modificada	15
2.19	Distribución del cortante en función del agrietamiento (Grob y Thürlimann 1976)	15
2.20	Cuatro alternativas para solucionar un mismo problema (Marti 1985a)	16
2.21	Diseño usando modelos de armadura (Marti 1991)	17
2.22	Regiones B-D (Schlaich et al. 1987)	17
2.23	Identificación de regiones D según Schlaich et al. 1987	18
2.23	Regiones B-D en diseño estructural (Schlaich et al. 1987)	18
2.25	Resistencia del concreto según Schlaich et al. (1987)	19
2.26	Fuerzas internas en una grieta diagonal de concreto (Schlaich et al. 1987). Modificada	19
2.27	Método trayectoria de carga (Schlaich et al. 1987). Modificada	19
2.28	Ejemplo de modelo de puntales y tensores (Schlaich et al. 1987)	20
2.29	Optimización del modelo de puntales y tensores (Schlaich et al. 1987)	20
2.30	Especímenes ensayados por Frosch (2000). Modificada	21
2.31	Proyección de la falla por cortante siguiendo las recomendaciones del reglamento ACI-318. Modificada	22

2.32	Planteamiento para corregir mecanismos de armadura inadecuados (Frosch 2000). Modificada	22
2.33	Caracterización de trabes esbeltas de concreto con estribos (Archundia y Tena 2015)	24
2.34	Modelos de armadura con diferentes valores de λ_p (Archundia y Tena 2015)	25
2.35	Modelo de armadura sugerido por Archundia y Tena (2015) para la trabe A-2 de Bresler y Scordelis (1963). Modificada	26
2.36	Regiones B-D y esbeltez según NTCC-2017	26
2.37	Recomendaciones para distribuir los puntales y tensores (ACI-318 2019). Modificada	27
3.1	Mecanismo resistente en trabes esbeltas con estribos (Archundia y Tena 2015)	30
3.2	Trabe plásticamente esbelta (Archundia y Tena 2015)	30
3.3	Armaduras plásticas (Archundia y Tena 2015)	31
3.4	Modelo de armadura de Al-Nahlawi y Wight (1992)	31
3.5	Inconsistencia en el modelo de armadura de Al-Nahlawi y Wight (1992). Tomada de Archundia (2013)	32
3.6	Sección crítica elástica (Archundia y Tena 2015)	32
3.7	Fuerzas internas en modelo de armadura elástica (Archundia y Tena 2015). Modificada	33
3.8	Resistencia a cortante del refuerzo según el ACI-318	34
3.9	Modelo de armadura plástica de ángulo variable (Archundia y Tena 2015)	34
3.10	Equilibrio en un modelo de armadura plástica (Archundia y Tena 2015)	34
3.11	Solución de Kaufmann (1998) para calcular los campos de esfuerzo en abanico	36
3.12	Sugerencia de Archundia y Tena (2015) para detallar el refuerzo transversal	37
3.13	Dimensiones del espécimen 45-4E-1.0	37
3.14	Armado de la trabe 45-4E-1.0	39
3.15	Armadura plástica sugerida de la trabe 45-4E-1.0	40
4.1	Criptograma en los especímenes ensayados	43
4.2	Condiciones de carga y de apoyo	43
4.3	Refuerzo de la trabe 45-4E-1.0	44
4.4	Armado de la trabe 45-4E-1.0	45
4.5	Armado de la trabe 45-3E-1.0	45
4.6	Armado de la trabe 45-4E-1.5	45
4.7	Armado de la trabe 45-3E-1.5	45
4.8	Armado de la trabe 30-4E-1.0	46
4.9	Armado de la trabe 30-3E-1.0	46
4.10	Refuerzo longitudinal de los especímenes	46
4.11	Instrumentación interna, trabe 45-4E-1.0	48
4.12	Instrumentación externa	48
4.13	Equipo de adquisición de datos	49
4.14	Sistema de aplicación de carga	49
4.15	Esquema experimental, trabe 45-4E-1.0	50
4.16	Actividades previas al colado	50
4.17	Colado de la muestra	51

4.18	Especificaciones de los apoyos	52
4.19	Procedimiento constructivo de los apoyos	52
4.20	Rótulas usadas en los ensayos	53
4.21	Placas de contacto usadas en las pruebas	54
4.22	Guías visuales de inspección, trabe 45-4E-1.0	55
4.23	Monitoreo de los especímenes, trabe 45-4E-1.0	55
5.1	Primer agrietamiento diagonal en región B, trabe 45-4E-1.0 ($\delta = 5.0$ mm)	58
5.2	Agrietamiento de falla, trabe 45-4E-1.0 ($\delta = 16.43$ mm)	58
5.3	Agrietamiento de colapso, trabe 45-4E-1.0 ($\delta = 19.44$ mm)	59
5.4	Primer agrietamiento diagonal en región B, trabe 45-3E-1.0 ($\delta = 5.25$ mm)	60
5.5	Agrietamiento de falla, trabe 45-3E-1.0 ($\delta = 15.87$ mm)	60
5.6	Agrietamiento de colapso, trabe 45-3E-1.0 ($\delta = 19.10$ mm)	61
5.7	Primer agrietamiento diagonal en región B, trabe 45-4E-1.5 ($\delta = 5.26$ mm)	62
5.8	Agrietamiento de falla, trabe 45-4E-1.5 ($\delta = 18.94$ mm)	62
5.9	Agrietamiento de colapso, trabe 45-4E-1.5 ($\delta = 39.54$ mm)	63
5.10	Primer agrietamiento diagonal en región B, trabe 45-3E-1.5 ($\delta = 5.72$ mm)	64
5.11	Agrietamiento de falla, trabe 45-3E-1.5 ($\delta = 17.91$ mm)	64
5.12	Agrietamiento de colapso, trabe 45-3E-1.5 ($\delta = 20.74$ mm)	65
5.13	Primer agrietamiento en región B, trabe 30-4E-1.0 ($\delta = 6.26$ mm)	66
5.14	Agrietamiento de falla, trabe 30-4E-1.0 ($\delta = 20.0$ mm)	66
5.15	Agrietamiento de colapso, trabe 30-4E-1.0 ($\delta = 23.43$ mm)	67
5.16	Primer agrietamiento diagonal en región B, trabe 30-3E-1.0 ($\delta = 7.52$ mm)	68
5.17	Agrietamiento de falla trabe 30-3E-1.0 ($\delta = 23.0$ mm)	68
5.18	Agrietamiento de colapso, trabe 30-3E-1.0 ($\delta = 31.50$ mm)	69
5.19	Evolución del daño de la trabe 45-4E-1.0	70
5.20	Inclinación experimental de la falla, trabe 45-4E-1.5	71
5.21	Inclinación experimental de la falla, trabe 30-3E-1.0	71
5.22	Placas de contacto usadas en las pruebas	72
5.23	Respuesta cortante – distorsión	74
5.24	Trabes agrupadas según la resistencia teórica	74
5.25	Variación de rigidez	76
5.26	Rigidez secante al origen	77
5.27	Rigidez secante experimental	77
5.28	Disipación de energía	79
5.29	Densidad de energía acumulada	80
6.1	Identificación de los campos de esfuerzos experimentales, trabe 45-4E-1.5	82
6.2	Identificación de los campos de esfuerzos experimentales, trabe 30-3E-1.0	83
6.3	Solución de Kaufmann (1998) para calcular los campos de esfuerzo en abanico	84
6.4	Propuesta de Archundia y Tena (2015) para definir los campos de esfuerzo	84
6.5	Campos de esfuerzos radiales, trabe 45-4E-1.5	85
6.6	Campos de esfuerzos radiales, trabe 30-3E-1.0	85
6.7	Respuesta cortante – deformación del refuerzo transversal, claro de cortante izquierdo de la trabe 45-4E-1.5	86
6.8	Respuesta cortante – deformación del refuerzo transversal, claro de cortante derecho de la trabe 45-4E-1.5	87

6.9	Respuesta cortante deformación del refuerzo transversal, trabe 30-3E-1.0	88
6.10	Demanda experimental a la falla en los estribos, trabe 45-4E-1.5	89
6.11	Demanda experimental a la falla en los estribos, trabe 30-3E-1.0	90
6.12	Identificación del trabajo de los estribos que participan en el mecanismo resistente a cortante (Archundia 2013)	91
6.13	Resistencia experimental a cortante en regiones B plástica, trabe 45-4E-1.5	91
6.14	Resistencia experimental a cortante en regiones B plástica, trabe 30-3E-1.0	91
6.15	Respuesta cortante – deformación del refuerzo longitudinal, trabe 45-4E-1.5	93
6.16	Respuesta cortante – deformación del refuerzo longitudinal, trabe 30-3E-1.0	94
6.17	Cálculo del bloque de compresión	95
6.18	Estimación del bloque de compresión experimental, trabe 45-4E-1.5	95
6.19	Estimación del bloque de compresión experimental, trabe 30-3E-1.0	96
7.1	Momento plástico resistente en vigas (Nielsen 1999)	97
7.2	Área de refuerzo equivalente	97
7.3	Cálculo del momento plástico en el elemento 45-4E-1.5	100
	Cálculo del momento plástico en el elemento 45-4E-1.5 (continuación)	101
7.4	Cálculo del momento plástico en el elemento 45-4E-1.5	103
7.5	Fuerzas internas en un modelo de armadura plástica (Archundia y Tena 2015)	104
8.1	Obtención del diagrama momento curvatura según Park y Paulay (1975). Modificada	106
8.2	Cálculo del momento curvatura según Park y Paulay (1975), trabe 45-4E-1.5	107
	Cálculo del momento curvatura según Park y Paulay (1975), trabe 45-4E-1.5 (continuación)	108
8.3	Diagrama momento curvatura según Park y Paulay (1975), trabe 45-4E-1.5	109
8.4	Interfaz de datos de entrada del programa Response 2000 (Bentz 2000), trabe 45-4E-1.5	110
8.5	Propiedades ingresadas en el programa Response 2000 (Bentz 2000), trabe 45-4E-1.5	110
8.6	Diagrama momento curvatura en RESPONSE 2000 (Bentz 2000), trabe 45-4E-1.5	110
8.7	Cálculo de la curvatura experimental	111
8.8	Momento curvatura obtenido con diferentes metodologías, trabe 45-4E-1.0	111
8.9	Momento curvatura obtenido con diferentes metodologías, trabe 45-3E-1.0	112
8.10	Momento curvatura obtenido con diferentes metodologías, trabe 45-4E-1.5	112
8.11	Momento curvatura obtenido con diferentes metodologías, trabe 45-3E-1.5	112
8.12	Momento curvatura obtenido con diferentes metodologías, trabe 30-4E-1.0	113
8.13	Momento curvatura obtenido con diferentes metodologías, trabe 30-3E-1.0	113
8.14	Comportamiento experimental global, trabe 45-4E-1.0	114
8.15	Comportamiento experimental global, trabe 45-3E-1.0	115
8.16	Comportamiento experimental global, trabe 45-4E-1.5	115
8.17	Comportamiento experimental global, trabe 45-3E-1.5	115
8.18	Comportamiento experimental global, trabe 30-4E-1.0	115
8.19	Comportamiento experimental global, trabe 30-3E-1.0	116

9.1	Identificación de los campos de esfuerzos experimentales, trabe 45-4E-1.5	117
9.2	Campos de esfuerzos radiales, trabe 45-4E-1.5	118
9.3	Sugerencia de Archundia y Tena (2015) para detallar el refuerzo transversal	119
9.4	Resistencia experimental a cortante en regiones B plástica, trabe 45-4E-1.5	120
A.1	Muestra ensayada a compresión simple	126
A.2	Ensayo de compresión	126
A.3	Prueba Brasileña	128
A.4	Adecuaciones para la prueba de doble perforación de Chen et al. (1980)	129
A.5	Ensayo de doble perforación	129
A.6	Módulo de ruptura	130
A.7	Módulo de elasticidad y módulo de Poisson	131
A.8	Corrección de lecturas de micrómetros en pruebas de concreto	132
A.9	Muestra del acero	133
A.10	Curvas esfuerzo deformación del acero #3	134
A.11	Curvas esfuerzo deformación del acero #6	134
A.12	Curvas esfuerzo deformación del acero #10	134
B.1	Armado de la trabe 45-4E-1.0	135
B.2	Armadura plástica sugerida para la trabe 45-4E-1.0	135
B.3	Armado de la trabe 45-3E-1.0	136
B.4	Armadura plástica sugerida para la trabe 45-3E-1.0	136
B.5	Armado de la trabe 45-4E-1.5	137
B.6	Armadura plástica sugerida para la trabe 45-4E-1.5	137
B.7	Armado de la trabe 45-3E-1.5	138
B.8	Armadura plástica sugerida para la trabe 45-3E-1.5	138
B.9	Armado de la trabe 30-4E-1.0	139
B.10	Armadura plástica sugerida para la trabe 30-4E-1.0	139
B.11	Armado de la trabe 30-3E-1.0	140
B.12	Armadura plástica sugerida para la trabe 30-3E-1.0	140
C.1	Primer agrietamiento diagonal ($\delta_{cr}= 5.0$ mm), trabe 45-4E-1.0	141
C.2	Agrietamiento de falla ($\delta_u= 16.43$ mm), trabe 45-4E-1.0	141
C.3	Agrietamiento de colapso ($\delta_{col}= 19.44$ mm), trabe 45-4E-1.0	141
C.4	Primer agrietamiento diagonal ($\delta_{cr}= 5.25$ mm), trabe 45-3E-1.0	142
C.5	Agrietamiento de falla ($\delta_u= 15.87$ mm), trabe 45-3E-1.0	142
C.6	Agrietamiento de colapso ($\delta_{col}= 19.10$ mm), trabe 45-3E-1.0	142
C.7	Primer agrietamiento diagonal ($\delta_{cr}= 5.26$ mm), trabe 45-4E-1.5	143
C.8	Agrietamiento de falla ($\delta_u= 18.94$ mm), trabe 45-4E-1.5	143
C.9	Agrietamiento de colapso ($\delta_{col}= 39.54$ mm), trabe 45-4E-1.5	143
C.10	Primer agrietamiento diagonal ($\delta_{cr}= 5.72$ mm), trabe 45-3E-1.5	144
C.11	Agrietamiento de falla ($\delta_u= 17.91$ mm), trabe 45-3E-1.5	144
C.12	Agrietamiento de colapso ($\delta_{col}= 20.74$ mm), trabe 45-3E-1.5	144
C.13	Primer agrietamiento diagonal ($\delta_{cr}= 6.26$ mm), trabe 30-4E-1.0	145
C.14	Agrietamiento de falla ($\delta_u= 20.0$ mm), trabe 30-4E-1.0	145
C.15	Agrietamiento de colapso ($\delta_{col}= 23.43$ mm), trabe 30-4E-1.0	145

C.16	Primer agrietamiento diagonal ($\delta_{cr}= 7.52$ mm), trabe 30-3E-1.0	146
C.17	Agrietamiento de falla ($\delta_u= 23.0$ mm), trabe 30-3E-1.0	146
C.18	Agrietamiento de colapso ($\delta_{col}= 15.44$ mm), trabe 30-3E-1.0	146
E.1	Identificación de los campos de esfuerzos experimentales, trabe 45-4E-1.0	150
E.2	Inclinación experimental de la falla, trabe 45-4E-1.0	150
E.3	Campos de esfuerzos radiales, trabe 45-4E-1.0	151
E.4	Respuesta cortante – deformación del refuerzo transversal, trabe 45-4E-1.0	152
E.5	Demanda experimental a la falla en los estribos, trabe 45-4E-1.0	153
E.6	Resistencia experimental a cortante en regiones B plástica, trabe 45-4E-1.0	153
E.7	Respuesta cortante – deformación del refuerzo longitudinal, trabe 45-4E-1.0	154
E.8	Cálculo del bloque de compresión, trabe 45-4E-1.0	154
E.9	Estimación del bloque de compresión, trabe 45-4E-1.0	155
E.10	Mecanismo de colapso, trabe 45-4E-1.0	155
E.11	Identificación de los campos de esfuerzos experimentales, trabe 45-3E-1.0	156
E.12	Inclinación experimental de la falla, trabe 45-3E-1.0	156
E.13	Campos de esfuerzos radiales, trabe 45-3E-1.0	157
E.14	Respuesta cortante – deformación del refuerzo transversal, trabe 45-3E-1.0	158
E.15	Demanda experimental a la falla en los estribos, trabe 45-3E-1.0	159
E.16	Resistencia experimental a cortante en regiones B plástica, trabe 45-3E-1.0	159
E.17	Respuesta cortante – deformación del refuerzo longitudinal, trabe 45-3E-1.0	160
E.18	Cálculo del bloque de compresión, trabe 45-3E-1.0	160
E.19	Estimación del bloque de compresión, trabe 45-3E-1.0	161
E.20	Mecanismo de colapso, trabe 45-3E-1.0	161
E.21	Identificación de los campos de esfuerzos experimentales, trabe 45-4E-1.5	162
E.22	Inclinación experimental de la falla, trabe 45-4E-1.5	162
E.23	Campos de esfuerzos radiales, trabe 45-4E-1.5	163
E.24	Respuesta cortante – deformación del refuerzo transversal, claro de cortante izquierdo de la trabe 45-4E-1.5	164
E.25	Respuesta cortante – deformación del refuerzo transversal, claro de cortante derecho de la trabe 45-4E-1.5	165
E.26	Demanda experimental a la falla en los estribos, trabe 45-4E-1.5	166
E.27	Resistencia experimental a cortante en regiones B plástica, trabe 45-4E-1.5	166
E.28	Respuesta cortante – deformación del refuerzo longitudinal, trabe 45-4E-1.5	167
E.29	Cálculo del bloque de compresión, trabe 45-4E-1.5	167
E.30	Estimación del bloque de compresión, trabe 45-4E-1.5	168
E.31	Mecanismo de colapso, trabe 45-4E-1.5	168
E.32	Identificación de los campos de esfuerzos experimentales, trabe 45-3E-1.5	169
E.33	Inclinación experimental de la falla, trabe 45-3E-1.5	169
E.34	Campos de esfuerzos radiales, trabe 45-3E-1.5	170
E.35	Respuesta cortante – deformación del refuerzo transversal, trabe 45-3E-1.5	171
E.36	Demanda experimental a la falla en los estribos, trabe 45-3E-1.5	172
E.37	Resistencia experimental a cortante en regiones B plástica, trabe 45-3E-1.5	172
E.38	Respuesta cortante – deformación del refuerzo longitudinal, trabe 45-3E-1.5	173
E.39	Cálculo del bloque de compresión, trabe 45-3E-1.5	173
E.40	Estimación del bloque de compresión, trabe 45-3E-1.5	174
E.41	Mecanismo de colapso, trabe 45-3E-1.5	174

E.42	Identificación de los campos de esfuerzos experimentales, trabe 30-4E-1.0	175
E.43	Inclinación experimental de la falla	175
E.44	Campos de esfuerzos radiales, trabe 30-4E-1.0	176
E.45	Respuesta cortante – deformación del refuerzo transversal, trabe 30-4E-1.0	177
E.46	Demanda experimental a la falla en los estribos, trabe 30-4E-1.0	178
E.47	Resistencia experimental a cortante en regiones B plástica, trabe 30-4E-1.0	178
E.48	Respuesta cortante – deformación del refuerzo longitudinal, trabe 30-4E-1.0	179
E.49	Cálculo del bloque de compresión, trabe 30-4E-1.0	179
E.50	Estimación del bloque de compresión, trabe 30-4E-1.0	180
E.51	Mecanismos de colapso, trabe 30-4E-1.0	180
E.52	Identificación de los campos de esfuerzos experimentales, trabe 30-3E-1.0	181
E.53	Inclinación experimental de la falla, trabe 30-3E-1.0	181
E.54	Campos de esfuerzos radiales, trabe 30-3E-1.0	182
E.55	Respuesta cortante – deformación del refuerzo transversal, trabe 30-3E-1.0	183
E.56	Demanda experimental a la falla en los estribos, trabe 30-3E-1.0	184
E.57	Resistencia experimental a cortante en regiones B plástica, trabe 30-3E-1.0	184
E.58	Respuesta cortante – deformación del refuerzo longitudinal, trabe 30-3E-1.0	185
E.59	Cálculo del bloque de compresión, trabe 30-3E-1.0	185
E.60	Estimación del bloque de compresión, trabe 30-3E-1.0	186
E.61	Mecanismo de colapso, trabe 30-3E-1.0	186
F.1	Cálculo de la distorsión angular de falla	187
F.2	Apoyos de concreto	188
F.3	Mecanismo de articulación	189
G.1	Calibración en proceso	191
G.2	Primeras curvas de calibración	192
G.3	Segundas curvas de calibración	193

LISTA DE TABLAS

2.1	Cargas experimentales y calculadas reportadas por Bresler y Scordelis (1963)	9
2.2	Cargas experimentales y calculadas reportadas por Frosch (2000)	21
4.1	Dimensiones de los especímenes	43
4.2	Especificaciones del refuerzo	45
4.3	Resistencias estimadas de la muestra	47
4.4	Deflexiones máximas estimadas al centro del claro	47
4.5	Ancho de las placas usadas para aplicar la carga	54
5.1	Cortantes y deflexiones características	70
5.2	Ángulo de inclinación de los campos de compresión de la muestra	71
5.3	Ancho de las placas usadas para aplicar la carga	72
5.4	Variación de rigidez promedio	75
5.5	Rigidez secante	78
5.6	Densidad de energía acumulada característica	79
5.7	Algunos valores experimentales de la muestra	80
6.1	Cortante experimental en franjas centrales de región B plásticas	91
7.1	Área y resistencia del acero longitudinal inferior equivalente	98
7.2	Verificación de la falla por flexión considerando un brazo de palanca interno constante	101
7.3	Verificación de la falla por flexión considerando un brazo de palanca interno calculado	103
7.4	Revisión por compresión diagonal	104
9.1	Resumen de resultados	118
9.2	Cortante experimental en franjas centrales de región B plásticas	120
A.1	Resistencia a compresión del concreto	127
A.2	Resistencia a tensión del concreto, prueba brasileña	128
A.3	Resistencia a tensión del concreto, prueba de doble perforación	130
A.4	Módulo de ruptura	131
A.5	Módulo elasticidad estático secante y relación de Poisson	132
A.6	Resistencia del refuerzo	133
A.7	Deformación unitaria en el refuerzo	133
B.1	Resistencia de diseño	135
C.1	Valores característicos de la trabe 45-4E-1.0	141
C.2	Valores característicos de la trabe 45-3E-1.0	142
C.3	Valores característicos de la trabe 45-4E-1.5	143
C.4	Valores característicos de la trabe 45-3E-1.5	144
C.5	Valores característicos de la trabe 30-4E-1.0	145

C.6	Valores característicos de la trabe 30-3E-1.0	146
D.1	Valores característicos	147
E.1	Registros considerados para el cálculo del bloque de compresión, trabe 45-4E-1.0	154
E.2	Registros considerados para el cálculo del bloque de compresión, trabe 45-3E-1.0	160
E.3	Registros considerados para el cálculo del bloque de compresión, trabe 45-4E-1.5	168
E.4	Registros considerados para el cálculo del bloque de compresión, trabe 45-3E-1.5	174
E.5	Registros considerados para el cálculo del bloque de compresión, trabe 30-4E-1.0	179
E.6	Registros considerados para el cálculo del bloque de compresión, trabe 30-3E-1.0	185
G.1	Registros de la primera calibración	192
G.2	Registros de la segunda calibración	192

CAPÍTULO 1: OBJETIVO DEL TRABAJO

Se distinguen dos escuelas prominentes en el estudio de la fuerza cortante en elementos de concreto reforzado (Archundia 2013): una es la escuela europea del ingeniero alemán Mörsch (1909) y otra la estadounidense del ingeniero Talbot (1909). Mörsch apoyaba un análisis y diseño basado en el equilibrio de modelos de armadura y Talbot apoyaba un análisis y diseño basado en el equilibrio de secciones (Archundia 2013).

El punto de vista de Mörsch (1909) y el de Talbot (1909) eran diferentes respecto al diseño por cortante de elementos de concreto reforzado. De acuerdo con Mörsch, toda la demanda de cortante se debe resistir con acero de refuerzo, mientras que Talbot recomendó considerar la resistencia a cortante que proporciona el concreto antes del agrietamiento diagonal. Esta diferencia generó métodos de análisis y diseño por cortante diferentes que han impedido una unificación de criterios.

Los modelos de armadura también son conocidos como modelos de puntales y tensores (Schlaich *et al.* 1987). El diseño y detallado del acero de refuerzo conforme a modelos de armadura es una herramienta imprescindible para identificar e interpretar las fuerzas en los elementos de concreto ante los efectos de: i) cortante, ii) flexión, iii) fuerza axial y, iv) torsión (Marti 1985a/b, 1991; Schlaich *et al.* 1987, Muttoni *et al.* 1997). Este enfoque ha permitido la elaboración de métodos de diseño que predicen con un margen de seguridad adecuada la resistencia del concreto reforzado, pues se sustenta en hipótesis conservadoras (Fernández-Ruiz y Muttoni 2007).

1.1 PANORAMA SOBRE EL DISEÑO POR CORTANTE DE TRABES ESBELTAS DE CONCRETO REFORZADO

El reglamento de diseño para elementos de concreto reforzado de Estados Unidos es el ACI-318 y sus recomendaciones son adaptadas o consideradas en otros países. Este reglamento desde su versión del año 2002 incorpora el uso de modelos de puntales y tensores para el análisis y diseño de elementos en los que es difícil determinar el flujo de fuerzas internas. En México, el uso del método de puntales y tensores se ha incorporado recientemente en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCC-17). En las NTCC-17 también se recomienda el uso de modelos de puntales y tensores sólo para el diseño de elementos donde es difícil determinar el flujo de fuerzas internas. Las consideraciones de los reglamentos de Estados Unidos y México son diferentes a las de los reglamentos europeos, en lo que el uso de modelos de puntales y tensores es una práctica cotidiana para el diseño y revisión de elementos de concreto reforzado (Committee 445 1998).

De acuerdo con Archundia y Tena (2015), el comportamiento a cortante de una trabe esbelta de concreto reforzado depende de los siguientes parámetros: i) la esbeltez, ii) ubicación de la sección crítica, iii) longitud de las zonas B-D definidas por Schlaich *et al.* (1987) que se desarrollan en el claro de cortante a (que se define como el tramo de elemento delimitado entre dos secciones con cortante nulo) y, iv) el ángulo de inclinación (θ) del agrietamiento paralelo de las regiones B. Esto difiere de las suposiciones comunes de los reglamentos de diseño. Por ejemplo, en el reglamento ACI- 318 y en las NTCC-17 se supone de manera implícita que siempre el agrietamiento por cortante en la zona B de trabes esbeltas tiene una inclinación $\theta=45^\circ$, lo que difícilmente se observa en pruebas de laboratorio o en la falla de estructuras reales (Committee 445 1998). Por otra parte, en los mismos reglamentos se supone que una trabe esbelta con refuerzo por cortante es aquella que tiene una relación entre el claro de cortante y el peralte efectivo mayor o igual a dos ($a/d \geq 2$). Esta condición exclusivamente geométrica es debatible, pues en el comportamiento influye sustancialmente la distribución de estribos en el claro de cortante (Archundia y Tena 2015).

Con la intención de mejorar el entendimiento del mecanismo a cortante en trabes esbeltas de concreto reforzado, Archundia y Tena (2015) propusieron un parámetro de esbeltez plástica sustentado en: i) modelos de armadura, ii) definiciones estrictas de las regiones B-D y, iii) una definición con sustento mecánico para la sección crítica por cortante. Aunque la propuesta es consistente con la mecánica del concreto, desde el punto de vista de un diseño con modelos de armadura o un diseño por secciones, requiere de validez experimental.

1.2 OBJETIVOS DEL TRABAJO

El objetivo general de este trabajo es proporcionar respaldo experimental al marco teórico propuesto por Archundia y Tena (2015) para explicar el comportamiento a cortante de trabes esbeltas de concreto reforzado.

Los objetivos particulares de este trabajo son:

1. Verificar experimentalmente la formación de los campos de esfuerzos teóricos en forma de abanico radial (región D) y en compresión diagonal paralela (región B), asociados con la esbeltez plástica definida por Archundia y Tena (2015).
2. Identificar si existe correlación entre la inclinación del campo de compresión diagonal y la ubicación discreta de los estribos.
3. Explicar el mecanismo de falla observado con base en los patrones de agrietamiento y el procesamiento, análisis e interpretación de los datos experimentales registrados.
4. Generar conocimientos para hacer ingeniería forense en trabes esbeltas de concreto reforzado.

CAPÍTULO 2: RETROSPECTIVA DEL DISEÑO A CORTANTE EN TRABES DE CONCRETO REFORZADO

En elementos de concreto reforzado los efectos de: i) la flexión, ii) torsión y, iii) carga axial son bien conocidos y se pueden predecir razonablemente. A diferencia de ellos, los efectos de cortante son difíciles de explicar, pues los parámetros que los definen son muchos (Kani 1964). Para intentar entender el cortante en traves de concreto con y sin refuerzo transversal, se han hecho estudios experimentales (por ejemplo, Mörsch 1909, Talbot 1909, Bresler y Scordelis 1963, Kani 1964, entre otros) y analíticos (por ejemplo, Thürlimann 1979, Marti 1985a/b, Schlaich *et al.* 1987, Fernández-Ruiz y Muttoni 2007, Archundia y Tena 2015). Sin embargo, a la fecha no se tiene una teoría unificada que explique en su totalidad la distribución de las fuerzas internas en el concreto debidas a cortante.

Ante esta dificultad, se pueden utilizar los modelos de armadura para visualizar el flujo de fuerzas internas en un elemento de concreto reforzado. Los modelos de armadura son una herramienta útil que es reconocida y que se ha incorporado en algunos reglamentos de diseño para proponer la distribución del acero de refuerzo (Marti 1991). Es común combinar soluciones derivadas de modelos de armadura con métodos seccionales con los que se calcula la resistencia a cortante y a flexión. Así se recomienda hacer el diseño a cortante de traves en el reglamento ACI-318-19 (Estados Unidos) y en las NTCC-17 (México).

En este capítulo se presentan algunos de los estudios más representativos de los efectos de cortante en traves de concreto reforzado. La intención es explicar los mecanismos resistentes que actúan en las traves sometidas a cortante.

2.1 MÖRSCH (1909)

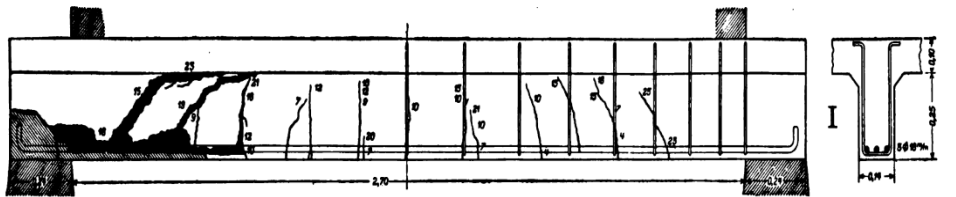
Al ingeniero Mörsch (1909) se le atribuye la formalización del estudio de la falla por cortante en traves de concreto reforzado tras la publicación de sus resultados y conclusiones en pruebas experimentales de sección “T”. Considerando las ecuaciones de la mecánica de sólidos en elementos homogéneos, calculó los esfuerzos promedio (σ_{11}) en el concreto en función de los esfuerzos a flexión (σ) y de los esfuerzos cortantes (τ), como se muestra en la ecuación 2.1. Al considerar trayectorias de esfuerzos σ_{11} con un ángulo de inclinación $\theta=45^\circ$ se obtiene la ecuación 2.2.

$$\sigma_{11} = \frac{\sigma}{2} \pm \sqrt{\frac{\sigma^2}{2} + \tau^2}$$

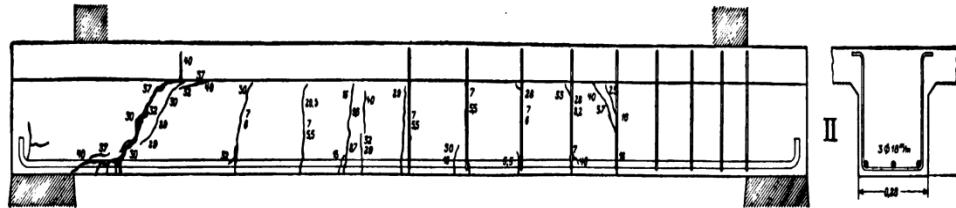
2.1

$$\tan 2\theta = -\frac{2\tau}{\sigma}$$

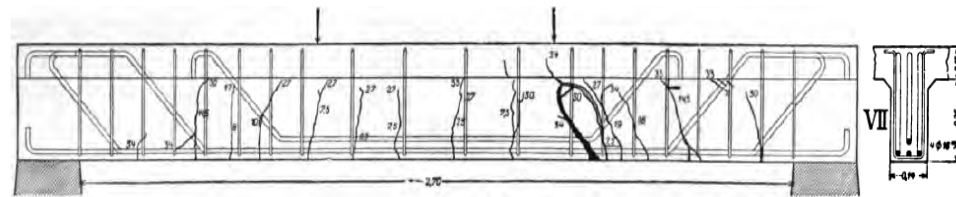
2.2



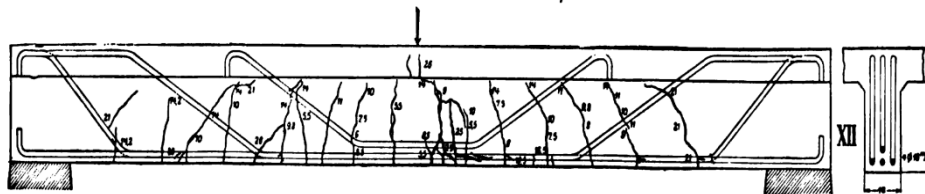
a) Serie 1. Espécimen I



b) Serie 1. Espécimen II



c) Serie 2. Espécimen VII



d) Serie 3. Espécimen XII

Figura 2.1 Geometría, armados y agrietamientos generales de los especímenes de Morsch (1909)

Las generalidades de la serie experimental de Morsch (1909) son descritas brevemente a continuación y, además, son acompañadas con algunos de los patrones de agrietamiento más ilustrativos en la figura 2.1.

- Serie 1. Seis traves construidas con cuantía y sección transversal parecidas, salvo el espécimen II que fue provisto con el mayor ancho de alma. Únicamente el espécimen VI fue reforzado en su totalidad en contraste al espécimen IV sin refuerzo. Los demás especímenes fueron reforzados sólo en la mitad derecha.

- Serie 2. Tres traveses con acero longitudinal doblado a cuarenta y cinco grados, similares a bayonetas. El espécimen VII fue reforzado en todo el claro libre de apoyo mientras que los demás fueron reforzados sólo en la mitad derecha.
- Serie 3. Tres traveses con esquemas típicos de la época con varillas dobladas a cuarenta y cinco grados con ganchos en los extremos. Sólo el espécimen X fue provisto con refuerzo en la mitad derecha, los demás especímenes no fueron reforzados.

La comparación de los resultados experimentales con el modelo teórico le permitió a Morsch proponer la ecuación 2.3, con la que se calcula el esfuerzo cortante promedio (τ), y que está en función de la fuerza cortante aplicada (Q), el ancho de sección (b) y el brazo interno de palanca (z).

$$\tau = \frac{Q}{bz} \tag{2.3}$$

El equilibrio de fuerzas en la zona donde el agrietamiento es paralelo, le permitió a Morsch proponer el mecanismo resistente mostrado en la figura 2.2. Este modelo se conoce como armadura clásica y explica que las fuerzas de tensión por flexión son resistidas por el acero de refuerzo longitudinal y que las fuerzas de compresión en las franjas de concreto, entre las grietas diagonales paralelas, son equilibradas verticalmente por estribos que trabajan en tensión. El modelo de armadura de Morsch considera una interacción completa entre el concreto y el acero de refuerzo (figura 2.2).

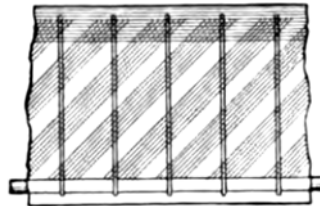
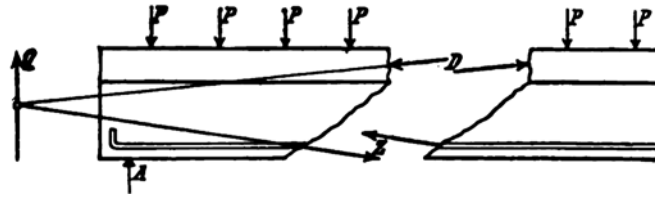
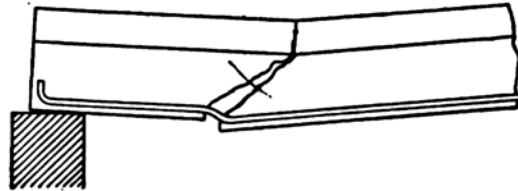


Figura 2.2 Modelo de armadura clásica de Morsch (1909)

La explicación de la menor resistencia a cortante de una trabe sin estribos, comparada contra la de una con estribos, es otra de las aportaciones de Morsch (1909). Para explicar la fragilidad a cortante de una trabe sin estribos se apoyó en la poca restricción al desplazamiento que proporcionan las cuerdas a compresión (D) y tensión (Z), mostradas en la figura 2.3-a, por lo que, al exceder la resistencia a cortante del concreto, la trabe se rompe o se desgarran repentinamente (figura 2.3-b). A diferencia de las traveses sin estribos, una trabe provista de suficiente refuerzo transversal tiene mayor nivel de seguridad ante el desgarramiento pues los estribos permiten una mejor distribución del esfuerzo cortante (τ), además que fomentan el trabajo en conjunto con las fuerzas resultantes a compresión (D) y a tensión (Z) restringiendo los desplazamientos que provocan el colapso súbito de las traveses sin estribos. En la figura 2.4 se muestra el equilibrio en una trabe con estribos agrietada por cortante.



a) Fuerzas internas en la grieta diagonal



b) Mecanismo de colapso

Figura 2.3 Falla por cortante en traves sin refuerzo transversal (Mörsch 1909)

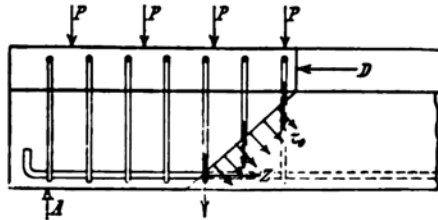


Figura 2.4 Fuerzas internas en trabe agrietada con estribos (Mörsch 1909)

El entendimiento del mecanismo resistente de una trabe con refuerzo transversal le permitió a Mörsch (1909) determinar la resistencia de los estribos a cortante (ecuación 2.4). El cálculo involucra la fuerza en los estribos según el esfuerzo de fluencia (B), multiplicada por la relación entre la proyección de la grieta por cortante (x) la cual es equivalente al brazo de palanca (z) en un modelo de armadura construido con un valor de $\theta=45^\circ$, y la separación entre cada estribo (e). El equilibrio vertical de una sección agrietada se muestra en la figura 2.5.

$$Q = B \frac{z}{e} \tag{2.4}$$

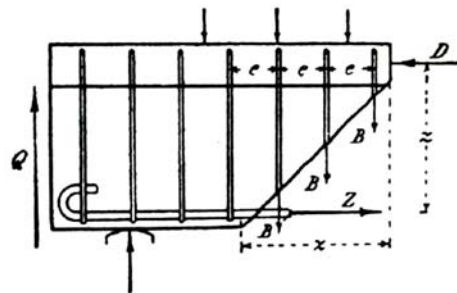


Figura 2.5 Resistencia a cortante de los estribos del modelo de armadura de Mörsch (1952)

El contraste en el comportamiento a cortante entre las vigas de concreto con y sin estribos, le proporcionó soporte concluyente a Morsch (1909) para recomendar que todo el cortante debe ser resistido por estribos, por lo que siempre se debe acondicionar acero de refuerzo transversal.

2.2 BRESLER Y SCORDELIS (1963)

El trabajo experimental de Bresler y Scordelis (1963), tuvo como objetivo principal determinar la cuantía de refuerzo transversal necesaria para no comprometer la falla por cortante en traveses prismáticos de concreto y, con ello, complementar las recomendaciones del estado del arte del Committee 326 (1962). La cuantía de refuerzo transversal (r) se define como el cociente del área de las ramas de los estribos (A_v) entre el producto de la separación de estribos (s) por el ancho de la trabe (b), es decir, $r = A_v / sb$. En particular, Bresler y Scordelis manejaron como variable en su investigación el producto de la cuantía de refuerzo transversal por el esfuerzo de fluencia de los estribos (rf_y).

Bresler y Scordelis (1963) construyeron doce especímenes con diferentes valores de rf_y y a/d , donde a es el claro de cortante (que se define como el tramo de elemento delimitado entre dos secciones con cortante nulo) y d es el peralte efectivo de la sección transversal (figura 2.6). Los estribos fueron distribuidos a una distancia aproximada $s=d/2$. La muestra estaba caracterizada por los intervalos $0 \leq rf_y \leq 95.2$ (lb/plg²) y $3.95 \leq a/d \leq 6.98$, es decir, se estudiaron traveses esbeltas con y sin estribos. Las traveses se ensayaron simplemente apoyadas sometidas a carga monótonica en el centro del claro (figuras 2.7, 2.8 y 2.9).

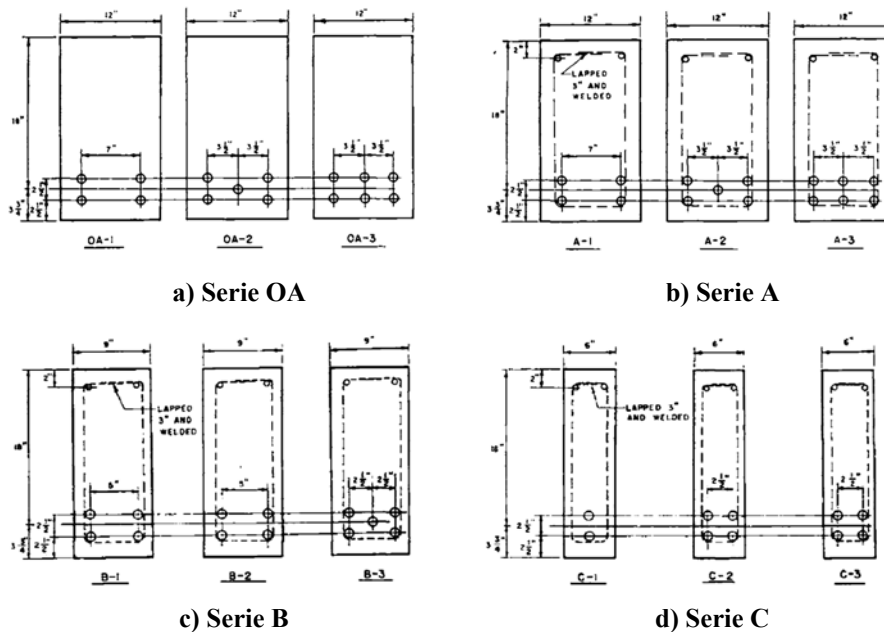


Figura 2.6 Sección transversal de los especímenes ensayados por Bresler y Scordelis (1963)

Bresler y Scordelis (1963) caracterizaron el tipo de falla al analizar el comportamiento de las traveses con apoyo de los patrones de agrietamiento. La falla por tensión diagonal fue identificada en los especímenes sin acero de refuerzo transversal, es decir, las traveses OA-1, OA-2 y OA-3.

La respuesta de estos especímenes se distinguió por un colapso repentino asociado a la poca capacidad para desplazarse verticalmente después de la formación de una grieta que penetró el bloque de compresión cerca del punto de carga dividiendo en dos partes al elemento, así como abundante agrietamiento por tensión sobre la línea de acción del acero longitudinal en los extremos de las traves, como se muestra en el elemento OA-2 (figura 2.7).

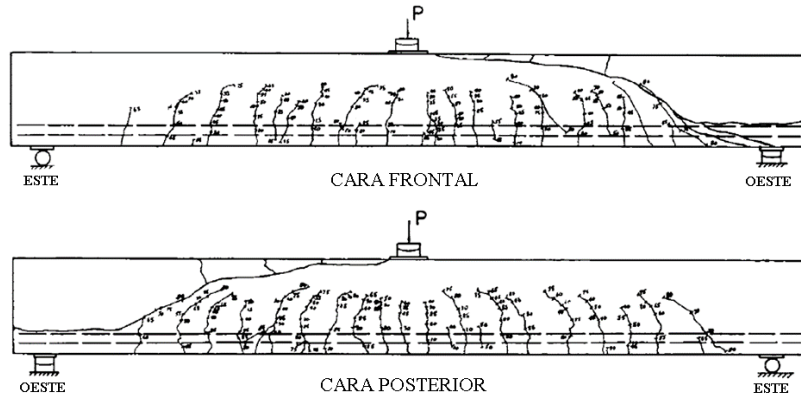


Figura 2.7 Falla por tensión diagonal en elemento OA-2 (Bresler y Scordelis 1963). Modificada

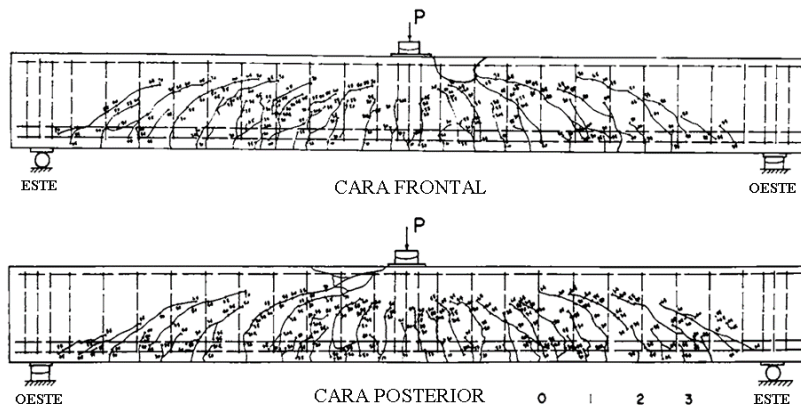


Figura 2.8 Falla de compresión por cortante en elemento A-2 (Bresler y Scordelis 1963). Modificada

En la figura 2.8 se muestra la falla de compresión por cortante observada en la trabe A-2. Esta trabe fue provista con estribos y con una relación $a/d=5$. La falla se distingue por el abundante agrietamiento diagonal paralelo y la poca propagación de grietas verticales por flexión. La falla también se debió a la penetración en el bloque de compresión por el agrietamiento diagonal. No se observaron grietas por tensión sobre la línea de acción del acero de refuerzo longitudinal en el extremo de las traves, como las observadas en las traves sin estribos.

En los elementos más esbeltos ($a/d=7$), por ejemplo, la traves A-3 se observaron fallas de compresión por flexión. Aunque se presentaron grietas por tensión diagonal éstas no se desarrollaron en potenciales grietas de falla. Por otra parte, las grietas de flexión se propagaron hasta penetrar el bloque de compresión al tiempo que se presentaba aplastamiento de la región adyacente al punto de aplicación de carga (figura 2.9).

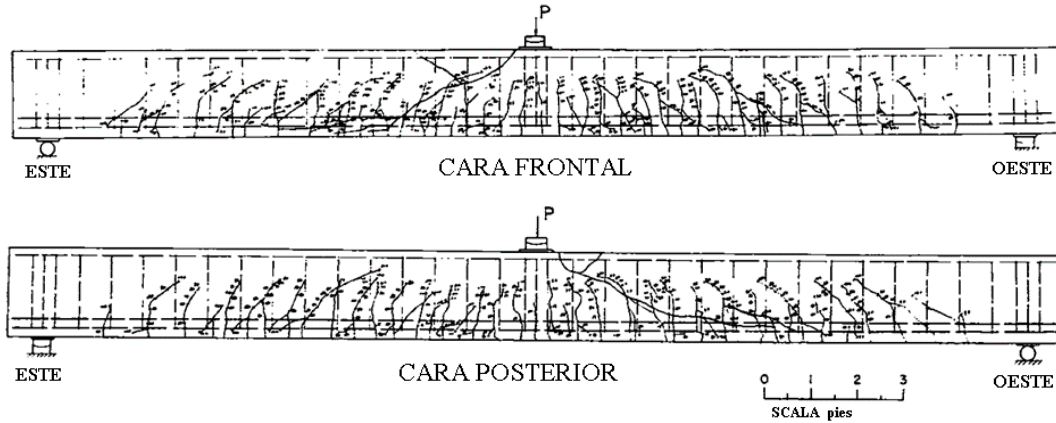


Figura 2.9 Falla de compresión por flexión en elemento A-3 (Bresler y Scordelis 1963). Modificada

Bresler y Scordelis (1963) reportaron que todas las travesas excedieron la capacidad de carga según la estimación de diseño del Committee 326 (1962). Los autores sugirieron que esto residía en una mayor eficacia del trabajo de los estribos para resistir cortante y en la aportación del mecanismo de dovela no cuantificado. En la tabla 2.1 se resumen las cargas de agrietamiento por cortante (P_{cr}) y la carga última (P_u) calculadas por Bresler y Scordelis (1963) y comparadas con las cargas experimentales.

Tabla 2.1 Cargas experimentales y calculadas reportadas por Bresler y Scordelis (1963)

Especimen	Valores Experimentales		Valores calculados		Comparativa	
	P_{cr}^* (klb)	P_u^* (klb)	P_{cr} (klb)	P_u (klb)	P_{cr}^*/P_{cr}	P_u^*/P_u
OA-1	60	75	50.9	50.9	1.18	1.47
OA-2	65	80	51.5	51.5	1.26	1.55
OA-3	70	85	64.7	64.7	1.08	1.31
A-1	60	105	52.3	73.4	1.15	1.43
A-2	55	110	52.4	73.3	1.05	1.50
A-3	85	105	63.0	84.1	1.35	1.25
B-1	55	100	39.6	62.4	1.39	1.60
B-2	55	90	38.3	61.4	1.44	1.46
B-3	60	80	48.6	71.5	1.23	1.12
C-1	45	70	29.2	50.4	1.54	1.39
C-2	35	73	25.8	46.8	1.36	1.56
C-3	40	61	31.4	52.3	1.27	1.17

Para cuantificar la contribución del acero de refuerzo transversal (V_s), Bresler y Scordelis (1963) partieron del número de estribos cruzados por una grieta diagonal (Σn). De esta manera, la resistencia a cortante del acero de refuerzo es calculada con la ecuación 2.5, donde f_y es el esfuerzo de fluencia del refuerzo y A_v es el área de los estribos.

$$V_s = \Sigma n f_{vi} A_{vi} \tag{2.5}$$

Bresler y Scordelis (1963) consideraron que la longitud de la proyección horizontal de la falla por cortante tiene el mismo valor al peralte efectivo de la sección transversal (d), por lo que el número de estribos con una separación uniforme (s), que aportan resistencia, se determina con la ecuación 2.6.

$$\sum n = \frac{d}{s} \tag{2.6}$$

Al sustituir la ecuación 2.6 en la ecuación 2.5 se obtiene el modelo del reglamento ACI-318 (ecuación 2.7) usado a la fecha. Este cálculo involucra una inclinación $\theta=45^\circ$ del agrietamiento diagonal, por lo que es idéntico a la armadura de Mörsch (1909).

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} = \frac{A_v f_y b d}{b s} = r f_y b d \tag{2.7}$$

Respecto a la contribución del concreto (V_c), Bresler y Scordelis propusieron una fórmula simplificada (ecuación 2.9) a la recomendada por el Committee 326 (ecuación 2.8) para facilitar los cálculos. Cabe mencionar que la ecuación original del Committee 326 fue propuesta a partir del análisis del comportamiento de una muestra de 194 trabes de concreto sometidas a cortante. Del estudio se realizó una regresión estadística de la muestra y con ello se definió que las tres variables que afectan la resistencia a tensión diagonal de vigas de concreto son: i) la relación adimensional entre el cortante V , el peralte efectivo d y el momento flexionante M , es decir, Vd/M , ii) la cuantía de refuerzo ρ y, iii) la raíz cuadrada de la resistencia a compresión del concreto f'_c , como un índice de la resistencia a tensión diagonal. En la figura 2.10 se muestra la regresión estadística hecha en Committee 326. Bresler y Scordelis justificaron su ecuación al considerar las proporciones, las cargas y las cuantías de acero longitudinal usuales de los miembros estructurales, donde f'_c es la resistencia a compresión de cilindros de concreto, b el ancho de la sección transversal y d el peralte efectivo. La ecuación 2.9 también es usada a la fecha en el reglamento ACI-318 (2019) con modificaciones en la nomenclatura.

$$V_c = \left[1.9\sqrt{f'_c} + \frac{2500\rho Vd}{M} \right] b d; \quad (\text{lb, plg}) \tag{2.8}$$

$$V_c = 2\sqrt{f'_c} b d; \quad (\text{lb, plg}) \tag{2.9}$$

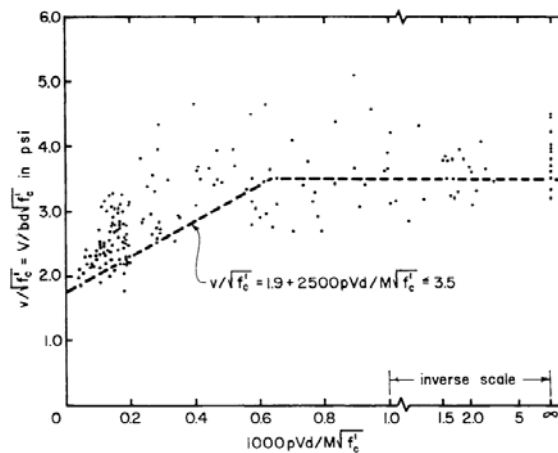


Figura 2.10 Regresión estadística propuesta por el ACI 316 (1962) para la estimación de la contribución del concreto

2.3 KANI (1964)

Kani (1964) estudió experimentalmente los mecanismos resistentes en traves de concreto sin refuerzo (figura 2.11). Una de las aportaciones más relevantes de Kani (1964) es la propuesta del parámetro de esbeltez (a/d) que relaciona el claro de cortante (a) con el peralte efectivo de la sección (d), del cual depende el comportamiento de traves de concreto sometidas a cortante.

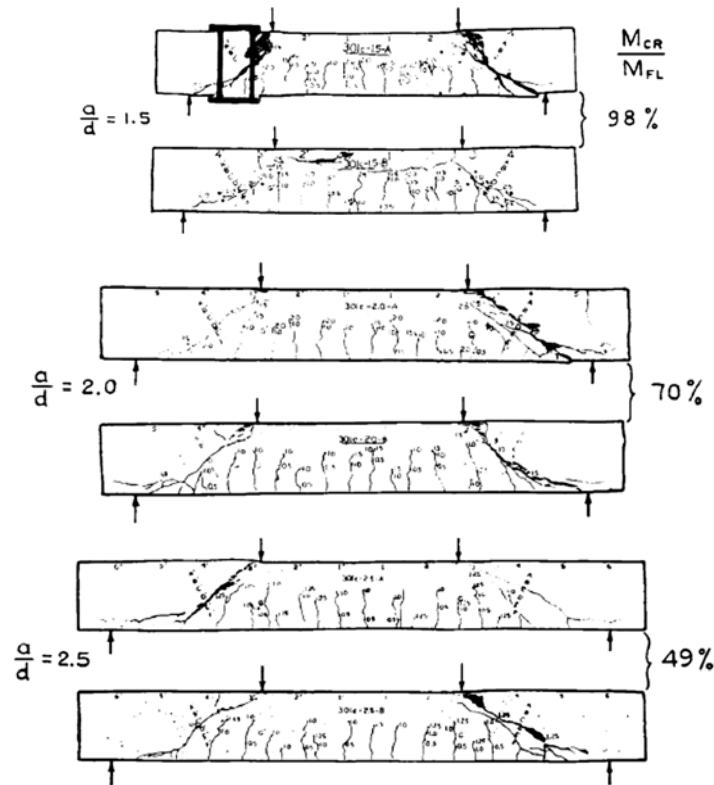


Figura 2.11 Especímenes estudiados por Kani (1964)

A partir de los resultados experimentales, Kani (1964) identificó los mecanismos resistentes a cortante los cuales pueden ser explicados con base en el equilibrio de las fuerzas internas. De acuerdo con Kani (1964), una viga de concreto sometida a cortante permanece sin daño hasta la formación de grietas que separan bloques o franjas similares a dientes. Estas franjas están empotradas en el bloque de compresión.

Kani sugirió que los esfuerzos de tensión son resistidos por el acero longitudinal mediante diferenciales de tensión (ΔT) a cada lado de los dientes, es decir, existe adherencia entre el concreto y el acero (figura 2.12). Este mecanismo fue nombrado “de viga” (Kani 1964) y es dominante en traves con relaciones $a/d \geq 2.5$. Como se observa en la figura 2.12, en una trabe en la que predomina el mecanismo de viga, el brazo de palanca interno en la mayor parte del claro de cortante es constante. El mecanismo de viga prevalece mientras los dientes de concreto sean capaces de mantener la adherencia en el acero. El mecanismo de viga implica una transmisión de carga indirecta hacia los apoyos.

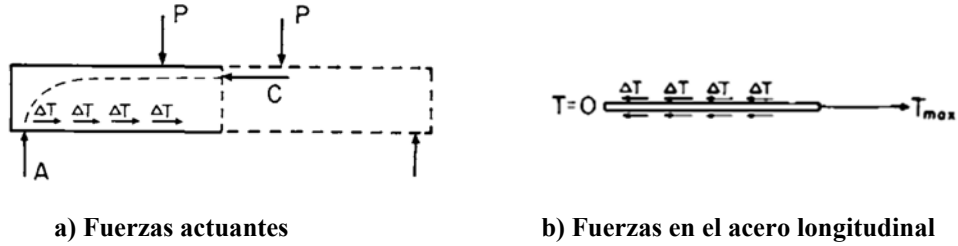


Figura 2.12 Fuerzas de adherencia en el mecanismo de viga. Kani (1964)

Con el aumento de carga los bloques o dientes de concreto se separarán entre sí y la trabe adquiere una configuración parecida a la de un peine. Cuando esto sucede ya hay ausencia de adherencia entre el concreto y el acero, es decir, el diferencial de tensión a cada lado de los bloques es nulo ($\Delta T=0$) y, por lo tanto, la transferencia de carga hacia los apoyos es directa. Aunque este mecanismo debería debilitar la viga, ésta es capaz de soportar carga por la resistencia residual del bloque de compresión (Kani 1964). El mecanismo fue nombrado “de arco” por su parecido a éste en la configuración deformada. En la figura 2.13-a se muestra una trabe agrietada según el mecanismo de viga y en la figura 2.13-b presenta una trabe agrietada según el mecanismo de arco, donde el brazo de palanca interno es variable.

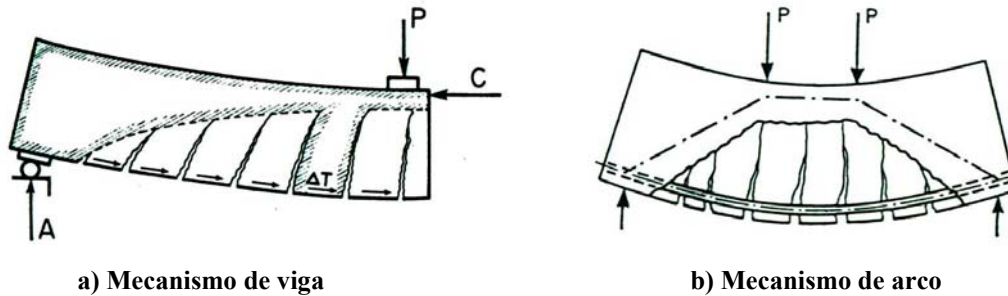


Figura 2.13 Mecanismos resistentes a cortante en trabes de concreto sin estribos (Kani 1964)

Con base en la respuesta experimental de sus trabes, Kani (1964) planteó explicar el intervalo donde predominan los mecanismos de arco y de viga al construir la figura 2.14, conocida como el “valle de Kani”. En la gráfica, se compara la relación del momento resistente del diente de concreto (M_{CR}) y el momento de la sección transversal (M_{FL}) contra el valor de a/d . Con ello se analizó la resistencia de las trabes en términos de la esbeltez.

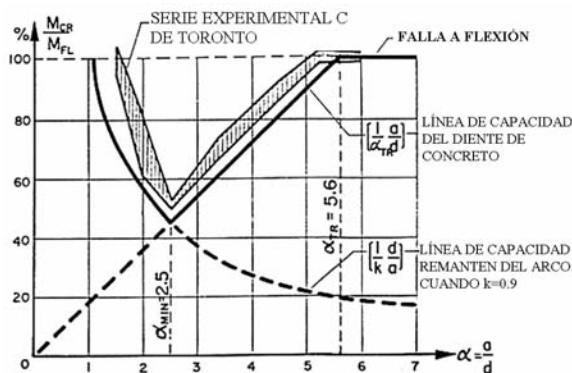


Figura 2.14 Resistencia del mecanismo de arco y viga (Kani 1964). Modificada

De esta manera Kani demostró que en traves prismáticas de concreto sin refuerzo transversal sometidas a cortante: i) el mecanismo de arco predominará en relaciones de $1 \leq a/d \leq 2.5$, ii) se fomenta un mecanismo de viga cuando la trabe tenga un valor de $2.5 \leq a/d \leq 5.6$ y, iii) en elementos que superen las proporciones de $a/d \geq 5.6$ la falla estimada será de flexión.

2.4 GROB Y THÜRLIMANN (1976)

Grob y Thürlimann (1976) explicaron el diseño de traves de concreto reforzado sustentado en la teoría plástica del concreto. A ellos se les atribuye ser de los primeros en proponer los modelos de armadura plástica de ángulo variable como herramienta de diseño.

Los autores propusieron el estudio de la resistencia última de elementos de concreto reforzado mediante el concepto de paredes de cortante. En la falla, cada pared de cortante se puede analizar con modelos de armadura que pueden ser configurados con franjas diagonales de concreto en compresión, cuerdas horizontales para el acero longitudinal y tensores verticales para el acero transversal (figura 2.15).

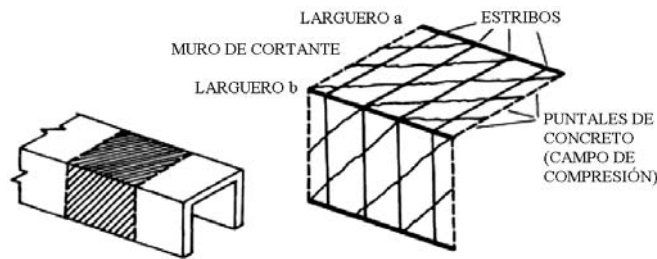


Figura 2.15 Pared de cortante en una trabe de concreto reforzado (Grob y Thürlimann 1976). Modificada

Grob y Thürlimann (1976) analizaron las fuerzas internas en una pared reforzada y definieron ecuaciones de equilibrio según el ángulo de inclinación de las diagonales de concreto (α), el peralte total de la sección (h) y la proyección horizontal del agrietamiento diagonal $h \cot \alpha$ como se muestra en la figura 2.16.

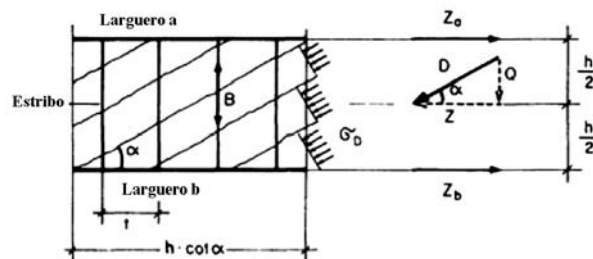


Figura 2.16 Modelo de armadura de Grob y Thürlimann (1976). Modificada

Con el esquema mostrado en la figura 2.15, Grob y Thürlimann calcularon el cortante resistente (Q) en un tramo de elemento considerando una cantidad de estribos definida por $h/t \cot \alpha$. Este cálculo se muestra en la ecuación 2.10, donde B es la resistencia de cada estribo y t la separación entre ellos. Las fuerzas en las cuerdas en compresión y tensión se determinan con las ecuaciones 2.11 y 2.12 respectivamente, las cuales están asociadas al momento flexionante de la sección (M).

$$Q = B \left(\frac{h}{t} \right) \cot \alpha \tag{2.10}$$

$$Z_a = -\frac{M}{h} + \frac{Q}{2} \cot \alpha \tag{2.11}$$

$$Z_b = \frac{M}{h} + \frac{Q}{2} \cot \alpha \tag{2.12}$$

El criterio de falla en el modelo de Grob y Thürlimann (1976) es el de una pared de cortante subreforzada sometida a cortante y momento, por lo que las cuantías de acero son tales que el refuerzo fluye antes del aplastamiento del concreto. Sobre estas consideraciones calcularon la resistencia plástica a cortante (Q_p) conforme al teorema del límite inferior de la teoría de la plasticidad. En la ecuación 2.13 se presenta la resistencia plástica a cortante donde B_f es la resistencia de los estribos asociada al esfuerzo de fluencia. El mismo tratamiento se puede aplicar a la ecuación 2.11 y 2.12. En la ecuación 2.14 se muestra el cálculo de la fuerza en la cuerda de tensión debido al momento plástico de la sección (M_p) y al efecto del cortante plástico (Q_p).

$$Q_p = B_f \left(\frac{h}{t} \right) \cot \alpha \tag{2.13}$$

$$Z_f = \frac{M_p}{h} + \frac{Q_p}{2} \cot \alpha \tag{2.14}$$

Grob y Thürlimann (1976) establecieron, también, límites para el ángulo de inclinación de las diagonales de concreto (α). Para ello, analizaron el modelo de armadura agrietado y deformado mostrado en la figura 2.17. Considerando además que la inclinación del agrietamiento diagonal por cortante coincide con el valor de α .

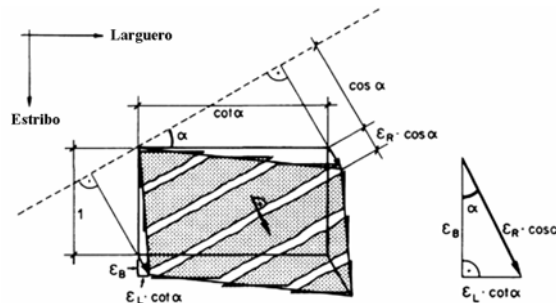


Figura 2.17 Modelo de armadura agrietada de Grob y Thürlimann (1976). Modificada

Por trigonometría, y considerando deformaciones pequeñas, Grob y Thürlimann (1976) estimaron los parámetros para cuantificar el desplazamiento de la pared de cortante (ϵ_R) en función de la deformación unitaria del acero de refuerzo producto de la fluencia (ϵ_f) y la

inclinación de las diagonales de concreto (α). Obteniendo así la deformación en el acero longitudinal (ecuación 2.15) y en el acero transversal (ecuación 2.16).

$$\epsilon_R = \epsilon_f (1 + \cot^2 \alpha) \quad (\text{varillas}) \quad 2.15$$

$$\epsilon_R = \epsilon_f (1 + \tan^2 \alpha) \quad (\text{estribos}) \quad 2.16$$

Los autores recomendaron configurar las franjas de concreto con inclinaciones comprendidas en el intervalo $26.6^\circ \leq \alpha \leq 63.4^\circ$, partiendo de la interacción entre las ecuaciones 2.15 y 2.16 (figura 2.18), y apoyados de evidencia experimental. Con ello se supondría distribución de cortante en el acero transversal y longitudinal al controlar la propagación del agrietamiento. En la figura 2.19 se ejemplifica lo anterior

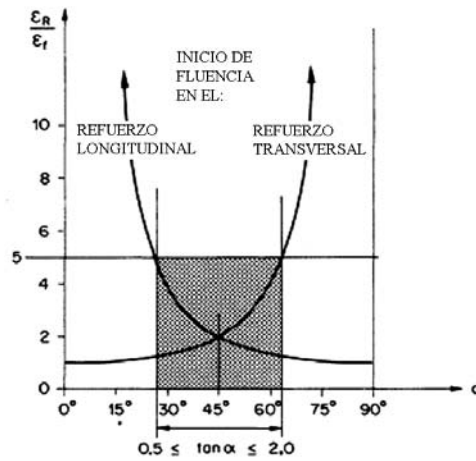


Figura 2.18 Deformación del refuerzo en función del agrietamiento (Grob y Thürlimann 1976). Modificada

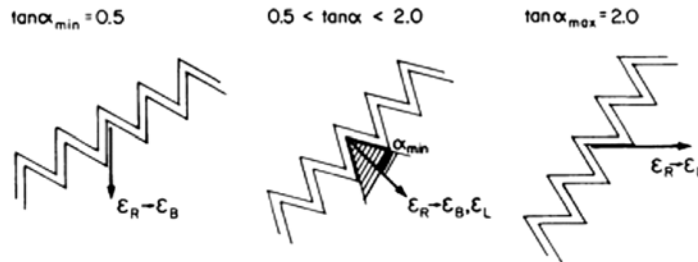


Figura 2.19 Distribución del cortante en función del agrietamiento (Grob y Thürlimann 1976)

Bajo esta premisa, Grob y Thürlimann sostuvieron que las fuerzas de cortante no serían transmitidas al acero longitudinal en valores menores a $\tan \alpha > 0.5$, o al acero transversal en valores superiores a $\tan \alpha < 2.0$. Por lo tanto, no se alcanzaría la resistencia máxima en la pared de cortante.

2.5 MARTI (1985, 1991)

Marti (1985a) explicó las generalidades para construir campos de esfuerzo y modelos de armadura en elementos de concreto reforzado. En este contexto, los modelos de armadura son representaciones discretas de los campos de esfuerzos estáticamente equivalentes (Marti 1985b).

De acuerdo con Marti (1985a/b) el diseño con campos de esfuerzo, o modelos de armadura, es un procedimiento iterativo en el que se propone la distribución de fuerzas internas para identificar las zonas en tensión y compresión dentro del elemento. Para facilitar el procedimiento se recomendó hacer dibujos a escala.

Marti (1985a) ilustró las bondades de esta forma de análisis y diseño al mostrar cuatro maneras diferentes de modelar la transmisión de cargas distribuidas hacia los apoyos en un claro de cortante corto. Dos opciones corresponden a modelos de armadura (figuras 2.20-a, c), otra es un campo de esfuerzo en forma de abanico (figura 2.20-b) y la última es un campo de esfuerzo en forma de arco (figura 2.20-d).

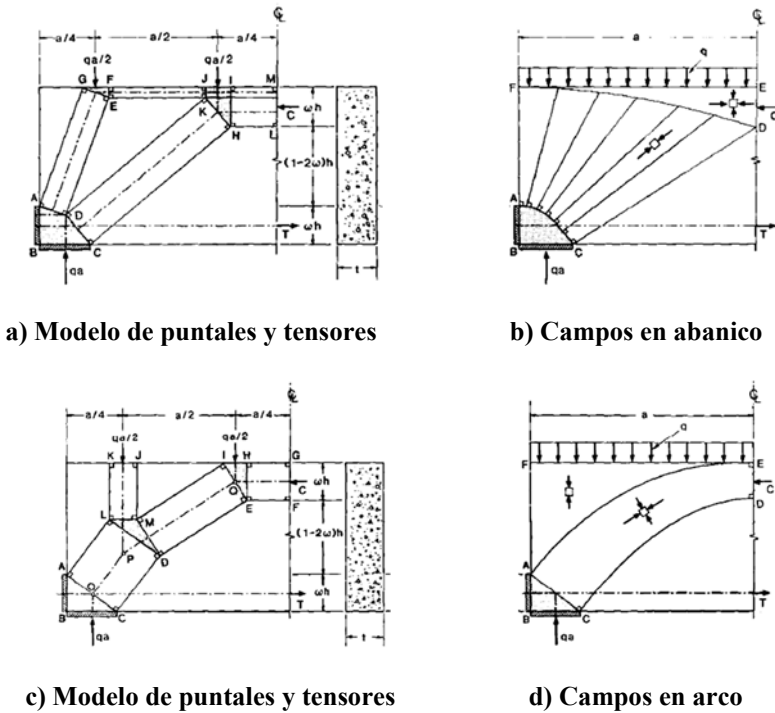


Figura 2.20 Cuatro alternativas para solucionar un mismo problema (Marti 1985a)

La versatilidad de los modelos de armadura también fue presentada por Marti (1991) para traveses esbeltos. Con el ejemplo mostrado en la figura 2.21 explicó que no existe una sola propuesta para diseñar de manera integral una trabe, pero que unas soluciones son mejores que otras.

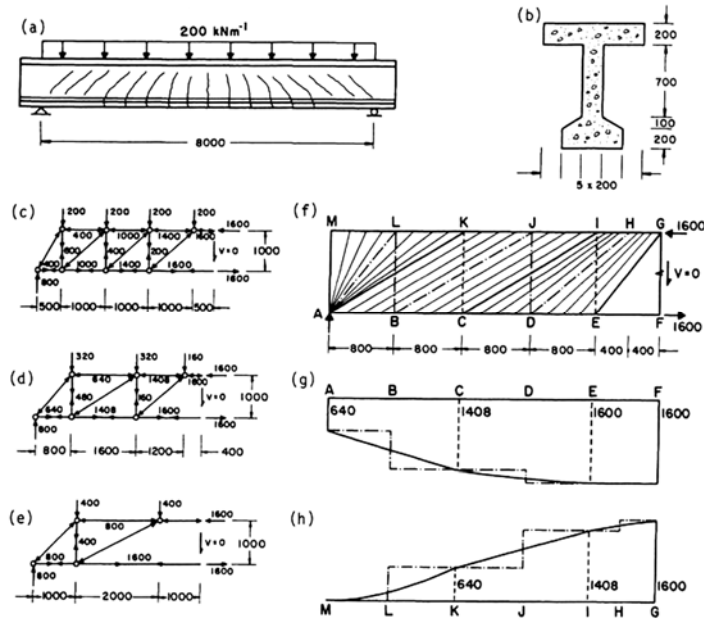


Figura 2.21 Diseño usando modelos de armadura (Marti 1991): a) geometría y patrones de agrietamiento, b) sección transversal, c) primera propuesta, d) segunda propuesta, e) tercera propuesta, f) campos de esfuerzos, g) fuerzas en la cuerda inferior, y h) fuerzas en la cuerda superior

2.6 SCHLAICH *et al.* (1987)

A Schlaich *et al.* (1987) se les atribuye distinguir la trayectoria de los esfuerzos internos para diseñar elementos de concreto reforzado. A lo cual, explicaron los fundamentos para dividir una estructura en regiones a partir del flujo de fuerzas internas y con ello hacer la construcción de modelos de armadura en cualquier sección de concreto. La propuesta es conocida como “modelo de puntales y tensores”.

Los autores plantearon llamar las zonas donde la distribución de esfuerzos es regular como regiones B. Lo anterior se debe a que en estas zonas se supondría que las secciones planas permanecen planas después de la aplicación de carga, como estableció Bernoulli en la teoría de vigas. En contraste, las zonas donde los esfuerzos son distribuidos de manera irregular fueron nombradas regiones D. Estas regiones están caracterizadas por: i) la concentración de esfuerzos o, ii) un cambio en la geometría de la sección, es decir, zonas con discontinuidades geométricas o estáticas. En la figura 2.22 se muestra la caracterización de las regiones B-D típicas de Schlaich *et al.* (1987).

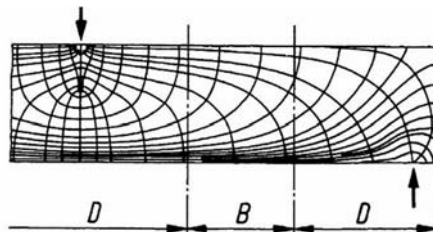


Figura 2.22 Regiones B-D (Schlaich *et al.* 1987)

Para definir la extensión de las regiones D, y por consiguiente las regiones B, Schlaich *et al.* (1987) se apoyaron en integrar la suma de los esfuerzos internos con el principio de Saint Venant para homologar las deformaciones. Con ello se obtiene una extensión aproximada al peralte de la sección. En la figura 2.23 se muestran algunos ejemplos característicos de lo anterior.

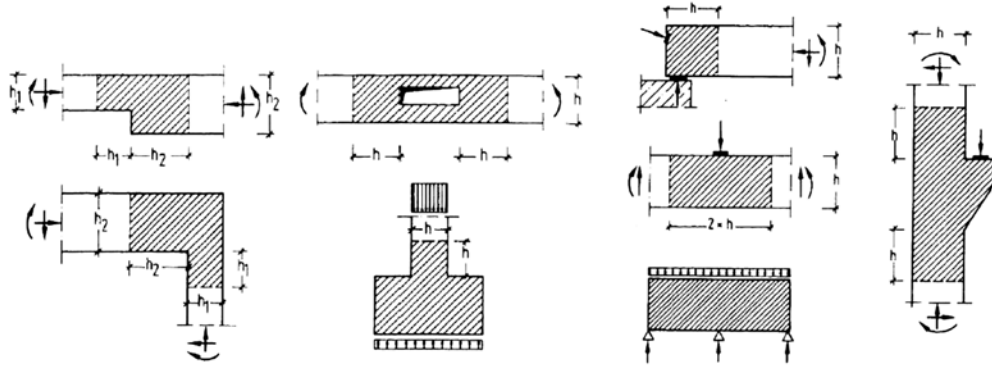


Figura 2.23 Identificación de regiones D según Schlaich *et al.* 1987

Schlaich y colaboradores indicaron que un buen diseño en elementos de concreto es aquel en el que se considera de manera integral la geometría y la distribución de las fuerzas internas en el elemento. La aplicación de esto se muestra en la figura 2.24 al identificar las regiones B-D características del sistema ilustrado. De esta manera los autores indicaron que la clasificación de las regiones B-D está sujeta a las condiciones de la estructura.

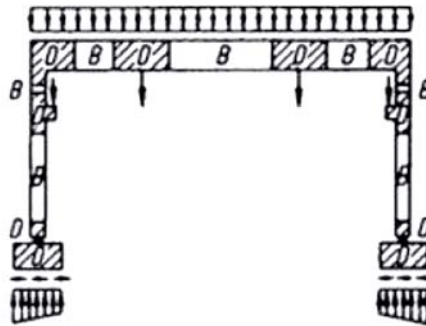


Figura 2.24 Regiones B-D en diseño estructural (Schlaich *et al.* 1987)

Schlaich *et al.* (1987) recomendaron realizar el análisis estructural después de haber definido las regiones B-D. Esto con fines prácticos y dejar al final la construcción del modelo de armadura. En esta última etapa se debe involucrar el teorema del límite inferior del teorema de la plasticidad del concreto. A partir de lo anterior se sugirió diseñar las regiones B considerando las propiedades de la sección transversal. Por su parte, las regiones D son diseñadas usando análisis de elementos finitos en particular.

Para explicar la resistencia o contribución a cortante del concreto en regiones B, Schlaich *et al.* (1987) idealizaron un modelo de armadura en una trabe provista con refuerzo transversal (figura 2.25). Con el esquema explicaron que el ángulo inicial del agrietamiento (α) es mayor a la configuración del modelo de armadura (θ). Al aumentar la carga, la inclinación del agrietamiento se reduce gradualmente hasta coincidir con la inclinación de los puntales, es decir,

$\alpha=\theta$. Cuando esto sucede las fuerzas internas son distribuidas en todo el mecanismo según el modelo de armadura plástica.



Figura 2.25 Resistencia del concreto según Schlaich *et al.* (1987)

Asimismo, Schlaich *et al.* (1987) explicaron las fuerzas internas resistentes (figura 2.26) en el modelo de armadura de concreto de región B. De acuerdo con los autores, la resistencia antes de la falla por tensión diagonal reside en la resistencia por la trabazón de concreto (R) y en menor medida por la resistencia de tensión del concreto, no considerada en la conceptualización. La fuerza tangencial (R) fue descompuesta en compresión (C_c) y en tensión (T_c), ambas fuerzas en función de θ , las cuales mantiene el equilibrio. Así explicaron la resistencia del concreto sin estribos.



Figura 2.26 Fuerzas internas en una grieta diagonal de concreto (Schlaich *et al.* 1987). Modificada

El criterio para diseñar las regiones D (Schlaich *et al.* 1987) consiste en representar la distribución de las fuerzas internas en un modelo de armadura, es decir, colocar los puntales y tensores siguiendo la trayectoria de los esfuerzos internos. Por ello, los autores aconsejaron obtener el flujo de fuerzas internas a partir de análisis de elementos finitos elásticos. No obstante, de no contar con el análisis, Schlaich y colaboradores propusieron usar el método de “trayectoria de carga” (figura 2.27).

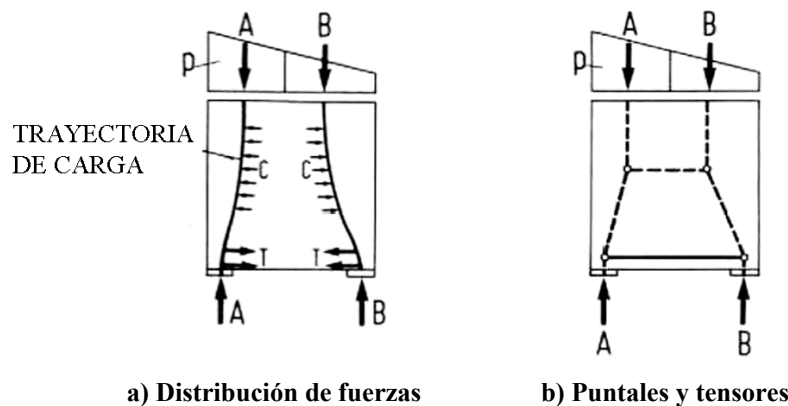


Figura 2.27 Método trayectoria de carga (Schlaich *et al.* 1987). Modificada

Una vez definida la distribución de las fuerzas internas, se colocan los puntales y tensores en el centroide del diagrama de esfuerzos. Schlaich *et al.* (1987) recomendaron hacer lo anterior en función de los esfuerzos principales, como se muestra en la figura 2.28, para obtener la resistencia máxima de diseño.

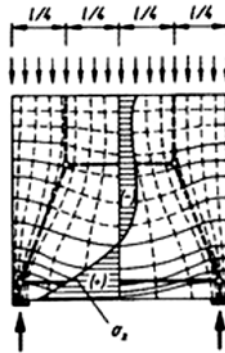


Figura 2.28 Ejemplo de modelo de puntales y tensores (Schlaich *et al.* 1987)

Existen varias soluciones válidas para un mismo diseño de puntales y tensores (Schlaich *et al.* 1987). Por este motivo, se mencionaron los lineamientos para homologar los criterios de diseño y mejorar el arreglo en los puntales y tensores. A lo anterior, los autores aseguraron que el sistema buscado es aquél con la menor cantidad de elementos resistentes que cumplan con el equilibrio en la estructura. Esto es justificado en la ecuación 2.17 al contemplar la suma de las fuerzas de los tensores (F_i), sus longitudes (L_i) y sus deformaciones unitarias promedio (ϵ_i). En la figura 2.29 se ilustra como identificar un mejor modelo de puntales y tensores.

$$\sum F_i L_i \epsilon_i = \text{Mínimo} \tag{2.17}$$

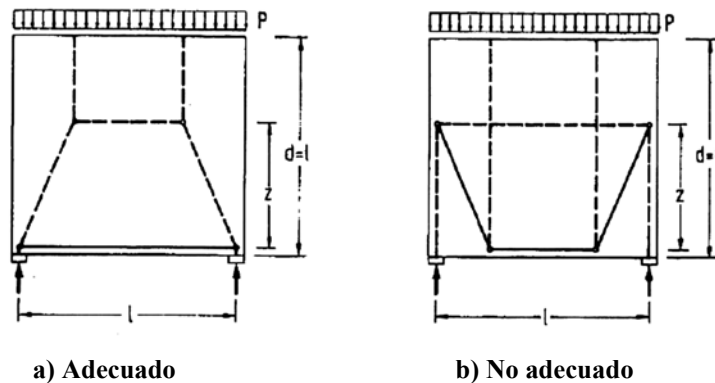


Figura 2.29 Optimización del modelo de puntales y tensores (Schlaich *et al.* 1987)

Con esta lógica se recomendó idealizar los modelos de puntales y tensores. Schlaich *et al.* (1987) aseguraron que de esta forma la estructura necesitaría menos energía para transmitir las fuerzas a los apoyos. A esto se le considera un modelo de puntales y tensores adecuado.

2.7 FROSCH (2000)

Frosch (2000) analizó experimentalmente el nivel de seguridad a cortante implícito en las trabes de concreto construidas con la cuantía mínima de refuerzo según el reglamento ACI-318. La otra variable de su estudio fue el efecto de la esbeltez en la pérdida de resistencia a cortante.

La muestra de su investigación consistió en dos especímenes con las mismas proporciones y refuerzo (figura 2.30-a). Ambas trabes tenían una relación $a/d=3.0$, es decir, son trabes esbeltas. Las trabes fueron simplemente apoyadas y fueron sometidas a carga monotónica en el centro del claro (figura 2.30-b).

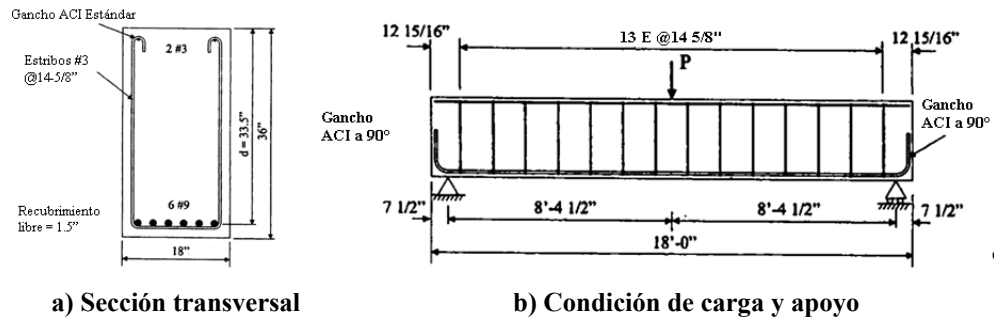


Figura 2.30 Especímenes ensayados por Frosch (2000). Modificada

Frosch (2000) reportó que las primeras grietas en formarse fueron por flexión y se originaron, aproximadamente, en el centro del claro. Con el aumento de carga se desarrollaron grietas inclinadas y el ancho de apertura de grieta aumentó. Frosch (2000) determinó que la falla en los especímenes se caracterizó por la propagación del agrietamiento diagonal desde el punto de aplicación de carga hasta los apoyos en conjunto con el aplastamiento de la zona adyacente al punto de aplicación de carga. Asimismo, observó formación de grietas en el sentido de la línea de acción del acero longitudinal en los extremos y que la trayectoria del agrietamiento diagonal fue diferente en ambos especímenes.

La comparación entre las resistencias experimentales de falla y el cálculo de la resistencia del concreto (V_c), según el reglamento ACI-318 (ecuación 2.18), le dio a Frosch (2000) argumentos para asegurar que la aportación de los estribos a cortante fue deficiente. En la tabla 2.2 se muestra la comparativa hecha por Frosch entre los cortantes experimentales (V_u) y la aportación del concreto no agrietado, donde f'_c es la resistencia del concreto, b el ancho de la sección y d el peralte efectivo.

$$V_c = 2\sqrt{f'_c}bd; \quad (\text{lb, plg}) \tag{2.18}$$

Tabla 2.2 Cargas experimentales y calculadas reportadas por Frosch (2000)

Especímen	V_u (klb)	V_c (klb)
V1	88.7	87.8
V2	110.6	87.8

Frosch (2000) explicó que la patología, deducida de la tabla 2.2, radicaba en el modelo a cortante del reglamento ACI-318 para estimar la resistencia de los estribos. Ya que, el modelo fomenta un agrietamiento de falla discreto, la aportación del refuerzo transversal se vuelve ineficaz pues una fracción de la cantidad de estribos resistentes es cruzada por el agrietamiento diagonal. Esto es ilustrado en la figura 2.31.

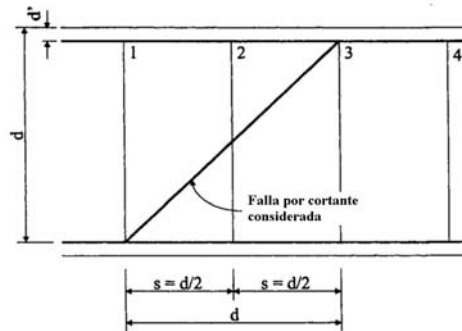


Figura 2.31 Proyección de la falla por cortante siguiendo las recomendaciones del reglamento ACI-318 (Frosch 2000). Modificada

Apoyado en sus resultados experimentales, Frosch (2000) dedujo que en la trabe V1 sólo hubo un estribo que aportó resistencia y que en la trabe V2 sólo dos estribos participaron en la resistencia. Lo anterior fue corroborado al sumar la aportación individual de los estribos resistentes estimados, es decir, el producto del área del refuerzo por el esfuerzo de fluencia en cada trabe, más el cortante del primer agrietamiento diagonal con lo cual se obtuvieron valores parecidos a los experimentales. Frosch (2000) planteó mejorar la predicción en la resistencia a cortante del acero transversal al extender el agrietamiento lo suficiente para que más estribos fueran cruzados por la grieta de falla diagonal, como se muestra en la figura 2.32.

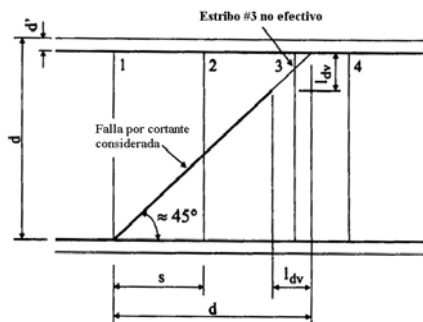


Figura 2.32 Planteamiento para corregir mecanismos de armadura inadecuados (Frosch 2000). Modificada

Frosch (2000) consideró como punto de partida el modelo a cortante del reglamento ACI-318 (ecuación 2.19) para estimar la aportación de los estribos (V_s) la cual está en función del área de las ramas de los estribos (A_v), el esfuerzo de fluencia del acero transversal (f_y), el peralte efectivo de la sección (d) y del espaciamiento entre estribos (s).

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \tag{2.19}$$

Frosch (2000) sustituyó la relación d/s (ecuación 2.19), la cual cuantifica el número de estribos que participan en la resistencia a cortante, por el parámetro N_v (ecuación 2.20) que define la cantidad de estribos cruzados por el agrietamiento diagonal. El parámetro N_v se expresa como el valor redondeado, o truncado (Frosch 2000), obtenido entre la relación de la diferencia del peralte efectivo (d) y la longitud de desarrollo a cortante (l_{dv}) con la separación entre los estribos (s). El valor l_{dv} depende de la longitud de desarrollo de anclaje en los estribos.

$$N_v = INT\left(\frac{d - l_{dv}}{s}\right) \quad 2.20$$

Al sustituir el valor N_v (ecuación 2.20) en la ecuación 2.19 se obtiene la fórmula 2.21, con la cual Frosch aseguró que se obtiene una mejor predicción de resistencia en traves construidas con la cuantía mínima de refuerzo transversal recomendada por el ACI-318.

$$V_s = A_v f_y N_v \quad 2.21$$

Frosch (2000), también, concluyó que la esbeltez no afectó la capacidad de transmitir cortante en sus especímenes. Esto se debió a que se supuso que los estribos que participaron en la resistencia lograron alcanzar el esfuerzo de fluencia, como mínimo, después del agrietamiento diagonal. Lo anterior también fue observado en otras pruebas experimentales (Frosch 2000).

2.8 ARCHUNDIA Y TENA (2015)

Archundia y Tena (2015) estudiaron la correlación entre los mecanismos resistentes a cortante del concreto reforzado explicada conforme a la filosofía de diseño europea con base en modelos de armadura, y a la estadounidense, que se sustenta en el diseño por secciones. De esta forma los autores integraron los criterios de diseño a cortante usados a la fecha minimizando las consideraciones empíricas.

Archundia y Tena (2015) indicaron que los parámetros que definen el comportamiento a cortante de un elemento de concreto reforzado están relacionados con la longitud del claro de cortante y la formación de los campos de compresión, como lo son: i) la esbeltez, ii) sección crítica y, iii) zonas B-D. Hicieron notar que, desafortunadamente, las definiciones tradicionales que se utilizan para determinar la resistencia última de las traves se hizo en elementos sin refuerzo por cortante y a partir de esfuerzos elásticos que caracterizan a una trabe no agrietada. Por lo tanto, extrapolar estos parámetros a traves con estribos que desarrollan en la falla campos de esfuerzos plásticos es cuestionable (Archundia y Tena 2015).

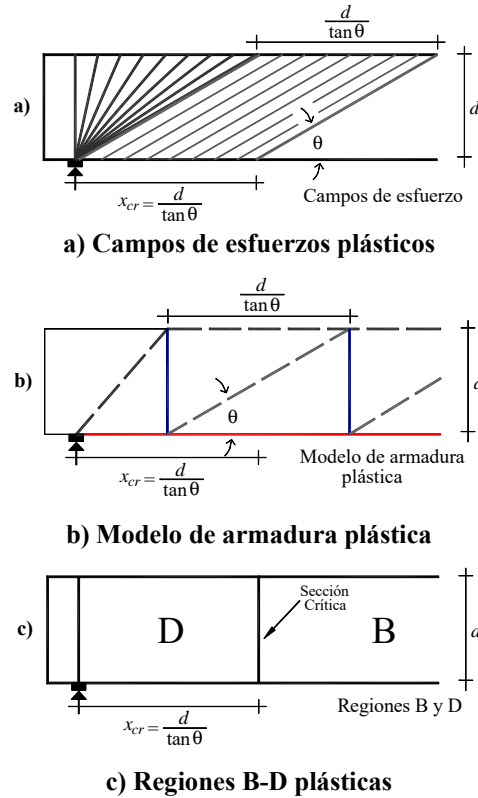


Figura 2.33 Caracterización de traves esbeltas de concreto con estribos (Archundia y Tena 2015)

Archundia y Tena (2015) correlacionaron una trabe reforzada por cortante con agrietamiento diagonal definida por: i) los campos de esfuerzos plástico que se desarrollan en el claro de cortante (figura 2.33-a), ii) el modelo de armadura correspondiente (figura 2.33-b) y las regiones B-D asociadas, entendidas ya como regiones plásticas (figura 2.33-c). El esquema es válido para cargas puntuales o distribuidas. Con esta conceptualización del modelo se redefinió la sección crítica (x_{cr}), que ahora es plástica, la cual está en función del peralte efectivo (d) y del ángulo de inclinación de los campos de esfuerzos paralelos (θ) y es calculada en la ecuación 2.22. El modelo de Archundia y Tena considera que la inclinación del agrietamiento diagonal coincide con la trayectoria de los campos de esfuerzo de compresión paralelos (hipótesis usual de la teoría de la plasticidad del concreto).

$$x_{cr} = \frac{d}{\tan \theta} \tag{2.22}$$

A partir de los esquemas mostrados en la figura 2.32, Archundia y Tena (2015) dedujeron que el mecanismo resistente a cortante en los estribos sólo sería efectivo en elementos donde se desarrollan regiones B-D plásticas en el claro de cortante. Por lo tanto, el claro de cortante (a) debe de cumplir con la ecuación 2.23, donde d es el peralte efectivo y θ el ángulo de inclinación de los campos de compresión diagonal.

$$a \geq \frac{2d}{\tan \theta} \tag{2.23}$$

Una vez definidos los parámetros que representan de una manera más realista el cortante en traves esbeltas de concreto reforzado, Archundia y Tena propusieron el parámetro adimensional de esbeltez plástica λ_P . Este parámetro se calcula a partir de la longitud de los campos de esfuerzos plásticos desarrollados en la trabe. En la ecuación 2.24 se muestra como calcular λ_P , el cual involucra variables ya definidas.

$$\lambda_P = \frac{a(\tan \theta)}{2d} \tag{2.24}$$

De acuerdo con Archundia y Tena (2015), la resistencia a cortante es proporcionada por las regiones B plásticas, por lo tanto, el parámetro λ_P es aplicable exclusivamente a elementos que cumplan con $\lambda_P \geq 1.0$, es decir, traves con esbeltez plástica. En la figura 2.34 se muestran algunos ejemplos de traves reforzadas con diferentes valores de λ_P que cumplen con la hipótesis de la plasticidad de concreto para desarrollar campos de esfuerzos plásticos (Archundia y Tena 2015).

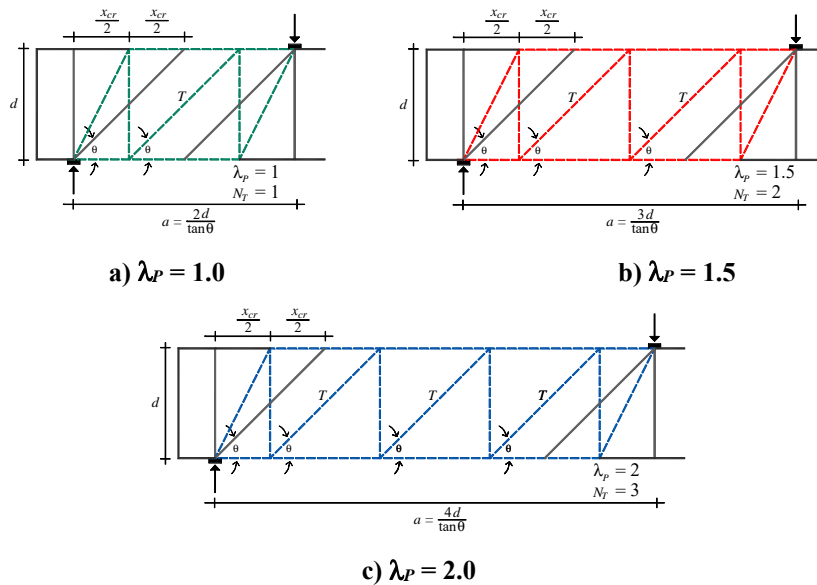


Figura 2.34 Modelos de armadura con diferentes valores de λ_P (Archundia y Tena 2015)

Archundia y Tena (2015) validaron, también, las restricciones definidas por Committee 326 (1962a/b) para considerar la aportación del concreto en la resistencia a cortante del bloque de compresión no agrietado en traves esbeltas. De esta forma definieron una esbeltez elástica, llamada λ_E , que se asoció con un modelo de armadura elástica de puntales y tensores de concreto construida con un ángulo de inclinación $\theta_E = 45^\circ$ (ecuación 2.25). De esta manera, la aportación del concreto indicada en el reglamento ACI-318, sólo puede ser considerada si la trabe satisface $\lambda_E \geq 1.0$.

$$\lambda_E = \frac{a}{2d} \tag{2.25}$$

El modelo de Archundia y Tena (2015) también puede ser utilizado como una herramienta de inspección en elementos existentes. Bajo esta premisa los autores estudiaron la trabe A-2 de Bresler y Scordelis (1963). En la figura 2.35 se ilustra como Archundia y Tena (2015) demostraron que el mecanismo resistente a cortante de la trabe A-2 se explica con una armadura construida con un ángulo $\theta = 23.6^\circ$ la cual predice el 91% de la resistencia reportada.

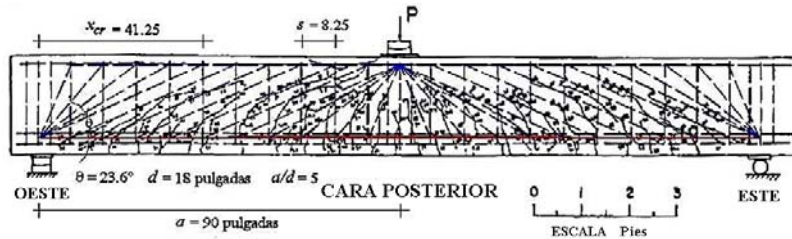


Figura 2.35 Modelo de armadura sugerido por Archundia y Tena (2015) para la trabe A-2 de Bresler y Scordelis (1963). Modificada

Archundia y Tena (2015) concluyeron que las inconsistencias en los diseños a cortante, aceptados en la actualidad, pueden ser corregidas con los parámetros propuestos de: i) esbeltez plástica, ii) sección crítica plástica y iii) regiones B-D plásticas. Lo anterior, ya que el estudio se basó en la interpretación de los mecanismos resistentes de concreto sometido a cortante y fue respaldado con algunas evidencias experimentales.

2.9 NORMAS TÉCNICAS NTCC (2017)

En el apéndice B de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del 2017 (NTCC-17), se incluyen las recomendaciones de Schlaich *et al.* (1987) para definir las regiones B-D (figura 2.36).

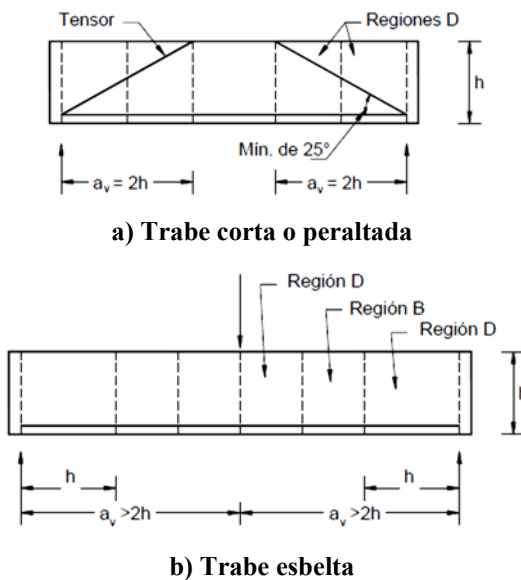


Figura 2.36 Regiones B-D y esbeltez según NTCC-2017

Las generalidades fueron acompañadas con los fundamentos para construir un modelo de puntales y tensores. Se exponen, también, los cálculos para estimar la resistencia en los elementos resistentes y en las zonas nodales. En estos diseños, se acepta configurar los modelos a partir del ángulo de inclinación del campo de compresión (θ), en un intervalo de $25^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$. No obstante, en las normas se recomienda diseñar traveses prismáticos con un ángulo de $\theta=45^\circ$.

2.10 REGLAMENTO ACI-318 (2019)

En el capítulo 23 del reglamento ACI-318 (2019), se explica el procedimiento para construir un modelo de puntales y tensores como alternativa de diseño en elementos de concreto reforzado. El método explicado parte de la propuesta de Schlaich *et al.* (1987). Con ello se facilitaría la identificación de las fuerzas internas al dividir la estructura en regiones B-D y detallar el acero de refuerzo.

Para detallar el acero de refuerzo en regiones D, se deben de colocar los elementos resistentes con un ángulo de inclinación θ el cual debe de tener un valor mínimo de $\theta=25^\circ$, como se muestra en la figura 2.37. En el reglamento se asegura que en este método se puede considerar la resistencia a cortante en dos direcciones, es decir, ante cargas estáticas o sísmicas

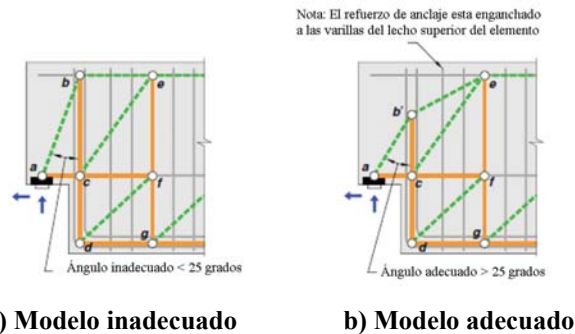


Figura 2.37 Recomendaciones para distribuir los puntales y tensores (ACI-318 2019). Modificada

2.11 COMENTARIOS

En este capítulo se presentó una reseña de lo que se consideran las fuentes que mejor explican el comportamiento y diseño a cortante del concreto con y sin refuerzo.

Del ejercicio, se expuso la evidencia necesaria para sostener que el modelo de armadura es una herramienta que sirve para interpretar la distribución de fuerzas internas por cortante de una manera adecuada, intuitiva y precisa. Al parecer, algunas de las diferencias entre los criterios de diseño a cortante expuestos pueden ser unificadas si se analiza el equilibrio al idealizar las fuerzas internas en puntales y tensores en la totalidad de la geometría del elemento de concreto.

Las notas concluyentes del presente estado del arte son las siguientes:

1. Mörsch (1909) fijó en su modelo de armadura el ángulo de $\theta=45^\circ$, el cual coincide con la dirección de los esfuerzos principales elásticos, para privilegiar la seguridad estructural. No obstante, el autor reconoció que las herramientas matemáticas de su

época no proporcionaban suficiente ayuda para estimar con precisión la inclinación del agrietamiento por cortante, sobre todo en las regiones adyacentes a los apoyos y puntos de carga. En décadas posteriores los modelos de armadura de ángulo variable (por ejemplo, Grob y Thürlimann 1976, Marti 1985a/b), sustentados en campos de esfuerzo plásticos mejoraron el entendimiento del mecanismo resistente de las trabes de concreto provistas con refuerzo transversal.

2. Extrapolar el comportamiento de una trabe de concreto sin refuerzo por cortante a una con estribos es cuestionable (Archundia y Tena 2015). Lo anterior, ya que al comparar la distribución de esfuerzos en los mecanismos de arco y viga (Kani 1964) con el mecanismo de armadura (Mörsch 1909) en principio son completamente diferentes.
3. La trabe A-2 de Bresler y Scordelis (1963) pertenece a la serie experimental con la que se justificó el método estándar de diseño por cortante del reglamento ACI-318, y con la cual se recomendó el uso de $\theta = 45^\circ$ para favorecer diseños seguros.
4. En los trabajos experimentales de Bresler y Scordelis (1963) y Frosch (2000) se manifiesta que el ángulo de inclinación del agrietamiento diagonal $\theta=45$, implícito en varios reglamentos de diseño, no siempre se observa
5. Con base en la evidencia mencionada, es importante definir, y correlacionar, el valor del ángulo θ , que define los campos de esfuerzo en compresión diagonal, con la estimación de la resistencia a cortante. Esto es importante para mantener armonía entre los mecanismos resistentes del concreto y del refuerzo transversal.
6. De acuerdo con Archundia y Tena (2015) es factible usar regiones B-D definidas por Schlaich *et al.* (1987) como parte del diseño a cortante. Sin embargo, se debe de tener en cuenta que la propuesta original fue ideada con esfuerzos elásticos. Situación que al parecer no se ha tomado en cuenta en algunos reglamentos de diseño, pues en las NTCC-17 y en el ACI-318 19 se recomienda diseñar los modelos de puntales y tensores con ángulos de $\theta=45^\circ$ para elementos con y sin estribos.
7. Aunque diseñar modelos de armadura exige cierto grado de experiencia, el procedimiento es facilitado al seguir los lineamientos planteados por algunos de los investigadores mencionados en este capítulo, por ejemplo: Grob y Thürlimann 1976, Marti 1985a/b, Schlaich *et al.* 1987 y Archundia y Tena 2015.
8. En este capítulo no se explican los trabajos de: Kotsovovs (1990), McGregor (1997), Kaufmann (1998), Nielsen (1999) y Collins *et al.* (2007) debido a que se consideraron investigaciones de carácter más sofisticadas que fundamentales. En capítulos posteriores serán abordadas.

CAPÍTULO 3: ARMADURA PLÁSTICA Y ELÁSTICA

En el capítulo dos se presentaron algunas investigaciones y evidencias experimentales representativas de los efectos a cortante en traveses esbeltas de concreto reforzado con y sin estribos. Con base en estos antecedentes se explica con mayor detalle, en este capítulo, los conceptos con los que Archundia y Tena (2015) se apoyaron para proponer un modelo de diseño a cortante basado en la interpretación de los mecanismos resistentes a cortante en traveses esbeltas. Con este método se diseñaron los especímenes de la muestra experimental de esta tesis.

3.1 PARÁMETROS USADOS EN EL DISEÑO A CORTANTE

A partir de evidencia teórica y experimental del comportamiento a cortante en elementos de concreto reforzado, Archundia y Tena (2015) concluyeron que en algunos métodos de diseño se han extrapolado de manera controversial los fundamentos de las traveses sin refuerzo a traveses provistas con la suficiente cantidad de estribos como para formar un mecanismo de armadura.

Archundia y Tena (2015) propusieron algunos parámetros para correlacionar los mecanismos resistentes a cortante del concreto con los modelos de armadura plástica de ángulo variable (figura 3.1). El primero de ellos es un valor adimensional de esbeltez plástica, al que nombraron λ_p , y que se calcula a partir de la longitud de los campos de esfuerzos plásticos. En la ecuación 3.1 se muestra como calcular λ_p , donde a es el claro de cortante (que se define como el tramo de elemento delimitado entre dos secciones con cortante nulo), d es el peralte efectivo y θ es el ángulo de inclinación del campo de compresión diagonal de la región B, el cual fue considerado igual a la inclinación de agrietamiento por cortante. Este parámetro sustituye al tradicional parámetro que relaciona sólo el claro de cortante con el peralte efectivo (a/d) que estrictamente sólo es válido para traveses sin estribos (Kani 1964).

$$\lambda_p = \frac{a(\tan\theta)}{2d} \quad 3.1$$

De acuerdo con Archundia y Tena (2015) una trabe es plásticamente esbelta cuando $\lambda_p \geq 1.0$. Esta condición se cumple cuando la longitud del claro de cortante (a) es adecuado para el desarrollo de modelos de armadura completos (figura 3.2). Para que esto suceda, Archundia y Tena (2015) calcularon el valor mínimo de a (ecuación 3.2) en función del peralte efectivo (d) y del ángulo de inclinación de los campos de esfuerzo donde la compresión es paralela (θ). Archundia y Tena sugirieron diseñar con valores comprendidos entre $26.6 \leq \theta \leq 45^\circ$.

$$a \geq \frac{d}{\tan\theta} + \frac{d}{\tan\theta} = \frac{2d}{\tan\theta} \quad 3.2$$

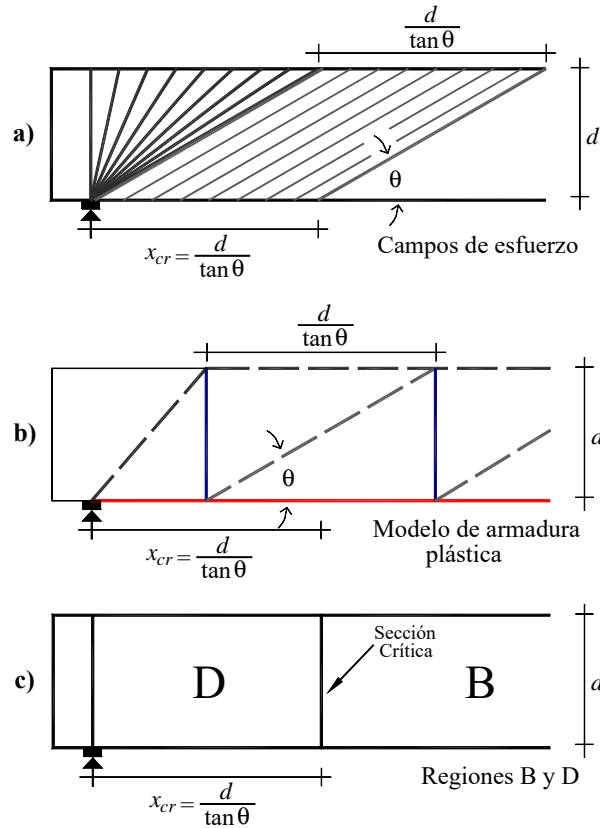


Figura 3.1 Mecanismos resistente en traves esbeltas con estribos (Archundia y Tena 2015)

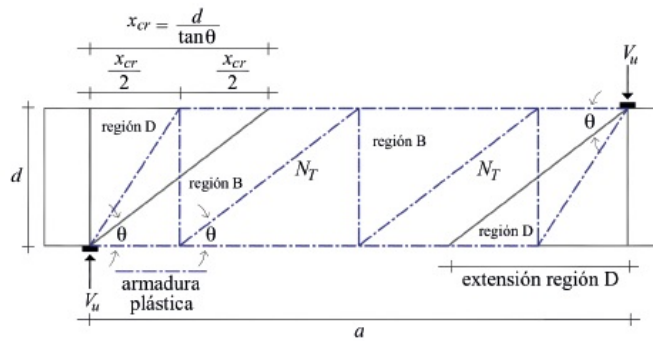


Figura 3.2 Trabe plásticamente esbelta (Archundia y Tena 2015)

Por último, los autores vincularon la propuesta de Schlaich *et al.* (1987) con los esfuerzos plásticos. A lo anterior, se sugirió dividir las zonas B-D, ahora entendidas como regiones B-D plásticas. Archundia y Tena formularon el número de tableros de armadura plástica (N_T) en función de la esbeltez plástica (λ_P), como se muestra en la ecuación 3.4.

$$N_T = 2\lambda_P - 1 \tag{3.4}$$

En la figura 3.3 se muestran algunos ejemplos de traves esbeltas de concreto reforzado caracterizadas por los parámetros de: i) esbeltez plástica, ii) sección crítica, iii) regiones B-D plásticas y, iv) número de tableros.

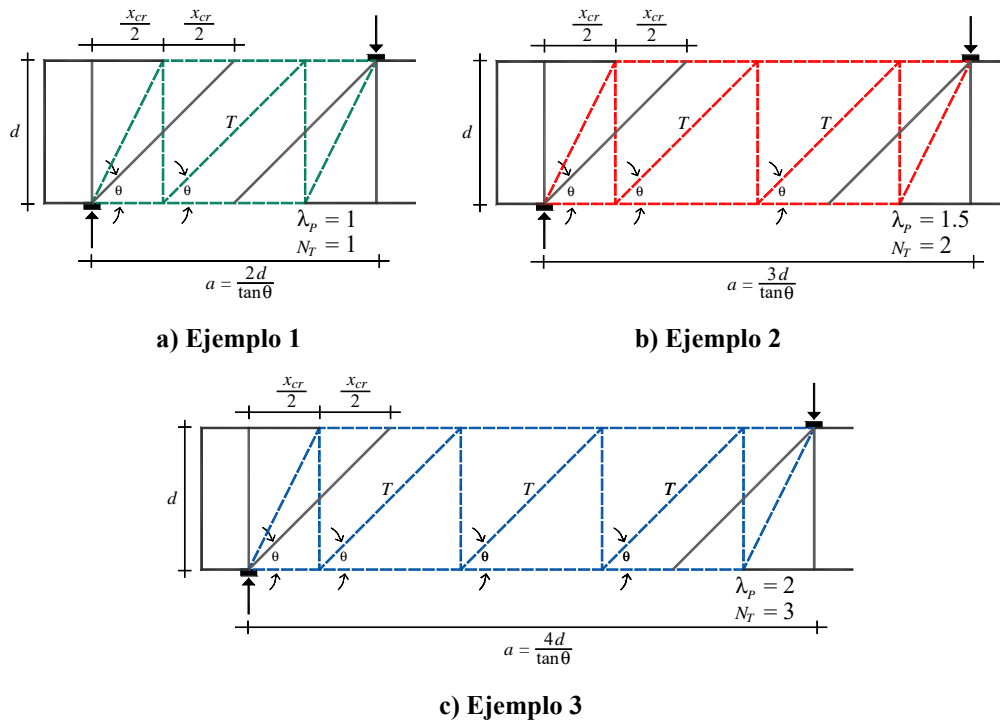


Figura 3.3 Armaduras plásticas (Archundia y Tena 2015)

3.2 CONTRIBUCIÓN DEL CONCRETO

Archundia y Tena (2015) recomendaron incluir la resistencia a cortante del concreto bajo algunos lineamientos. Esto al considerar la evidencia experimental que justifica la inclusión de la resistencia del concreto no agrietado para mejorar el nivel de predicción en la resistencia máxima a cortante sin comprometer la integridad estructural (Archundia 2013).

Se han hecho intentos para explicar con un modelo de armadura la resistencia a cortante que aporta el concreto. Por ejemplo, Al-Nahlawi y Wight (1992) propusieron un modelo general para construir armaduras caracterizadas por puntales en los apoyos con una inclinación de $\theta=35^\circ$ y el resto de la armadura con valores de $\theta=45^\circ$, como se muestra en la figura 3.4. Sin embargo, Archundia (2013) observó que esta propuesta sólo es válida en condiciones particulares (figura 3.5).

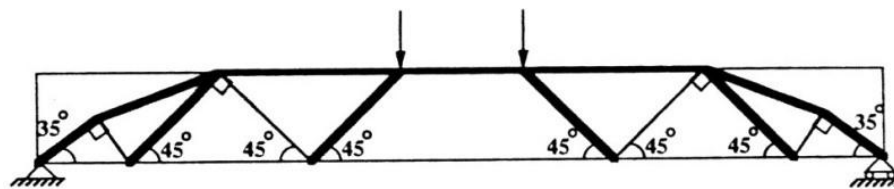


Figura 3.4 Modelo de armadura de Al-Nahlawi y Wight (1992)

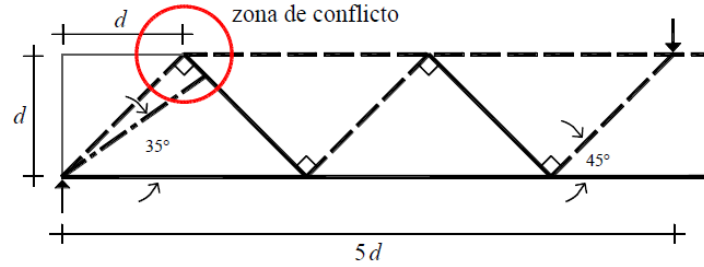


Figura 3.5 Inconsistencia en el modelo de armadura de Al-Nahlawi y Wight (1992). Tomada de Archundia (2013)

Archundia y Tena (2015) justificaron la resistencia del concreto no agrietado, sugerida por el Committee 326 (1962), y la explicaron con un detalle de armadura inspirado en la armadura elástica propuesta originalmente por Schlaich *et al.* 1987, que está sustentada en esfuerzos elásticos con un ángulo fijo $\theta_E=45^\circ$ (figura 3.6). De esta forma, Archundia y Tena definieron una sección crítica elástica (x_{crE}). La ubicación de este parámetro se encuentra a una distancia de un peralte efectivo del apoyo ($x_{crE}=d$). En el caso particular de $\theta_E = \theta = 45^\circ$ se tiene la resistencia a cortante recomendada en el reglamento ACI-318.

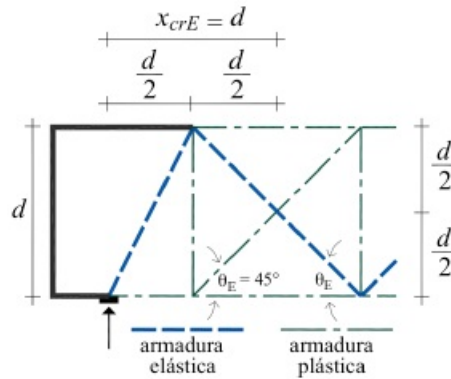


Figura 3.6 Sección crítica elástica (Archundia y Tena 2015)

Con la ecuación 3.5 se calcula el parámetro λ_E , propuesto por Archundia y Tena, donde a es el claro de cortante y d es el peralte efectivo. Para que una trabe sea esbelta elásticamente se debe de tener un valor $\lambda_E \geq 1.0$. La esbeltez elástica está asociada a un ángulo fijo $\theta_E = 45^\circ$. Sólo cuando se cumple la esbeltez elástica se puede sumar la contribución del concreto y la contribución del acero en la resistencia a cortante, tal y como se hace en el método estándar del reglamento ACI-318.

$$\lambda_E = \frac{a}{2d} \tag{3.5}$$

En la figura 3.7 se muestran las fuerzas internas de un detalle de armadura en una trabe de concreto reforzado no agrietado diagonalmente y caracterizado por la sección crítica elástica. Del modelo se deducen las ecuaciones para explicar la aportación del concreto y su efecto en el bloque de compresión y en el acero de refuerzo longitudinal (Archundia y Tena 2015).

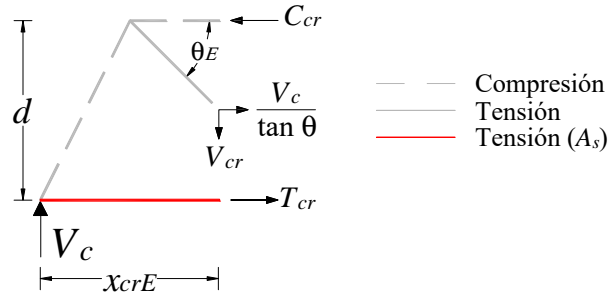


Figura 3.7 Fuerzas internas en modelo de armadura elástica (Archundia y Tena 2015). Modificada

Al resolver el equilibrio de fuerzas internas en la figura 3.7 se obtiene que el cortante aplicado (V_c) debe ser resistido por el cortante de agrietamiento (V_{cr}), es decir, $V_c=V_{cr}$. Por lo tanto, Archundia y Tena (2015) sugirieron que esta resistencia a tensión diagonal fuera igual a la recomendada por el Committee 326 (ecuación 3.6), la cual está en función de la resistencia a compresión del concreto (f'_c), el ancho de sección (b) y del peralte efectivo (d). Con el modelo también se puede estimar las demandas de fuerza en la cuerda a compresión (C_{cr}) y a tensión (T_{cr}) las cuales involucran el momento de agrietamiento (M_{cr}), el peralte efectivo (d) y el cortante de agrietamiento (V_{cr}) y son calculadas con las ecuaciones 3.7 y 3.8 respectivamente. La ecuación 3.6 ha prevalecido en el reglamento ACI-318 hasta el día de hoy.

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}bd ; \quad (\text{kg/cm}^2) \quad 3.6$$

$$C_{cr} = \frac{M_{cr}}{d} + \frac{V_{cr}}{2} \quad 3.7$$

$$T_{cr} = \frac{M_{cr}}{d} - \frac{V_{cr}}{2} \quad 3.8$$

3.3 CONTRIBUCIÓN DEL REFUERZO TRANSVERSAL

De acuerdo con el reglamento ACI-318 (2019), la aportación a cortante de los estribos puede ser cuantificada a partir del análisis de fuerzas internas producidas por el agrietamiento diagonal en el concreto (figura 3.8). En este sentido, la resistencia a cortante (V_s) puede ser calculada con la ecuación 3.9 que depende del área del refuerzo (A_v), el esfuerzo de fluencia de los estribos (f_y), el peralte efectivo (d) y de la separación entre los estribos (s). En este modelo se considera que los estribos actuantes son aquellos que son cruzados por el agrietamiento diagonal comprendido en una proyección horizontal equivalente al peralte efectivo. En la ecuación 3.9 se implica un ángulo del agrietamiento diagonal de $\theta=45^\circ$.

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad 3.9$$

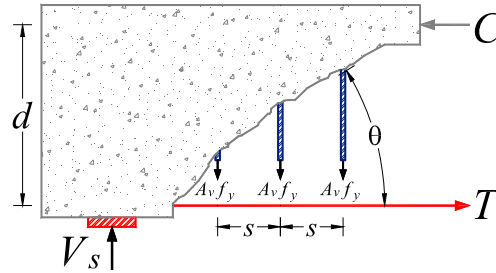


Figura 3.8 Resistencia a cortante del refuerzo según el ACI-318

Archundia y Tena (2015) apoyaron la idea de que la mejor forma de explicar la resistencia a cortante que aportan los estribos es con un modelo de armadura plástica de ángulo variable (por ejemplo, Grob y Thürlimann 1976, Marti 1991, McGregor 1997, Nielsen 1999). En la figura 3.9 se muestra el segmento de una armadura plástica típica para una trabe reforzada, donde V es el cortante, M el momento flexionante, C y T son fuerzas de compresión y tensión en el acero longitudinal (idealizadas como cuerdas), θ es el ángulo de inclinación de las franjas de compresión, jd es el peralte efectivo de la sección y s la separación de los estribos.

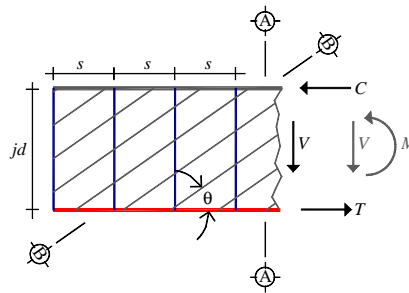


Figura 3.9 Modelo de armadura plástica de ángulo variable (Archundia y Tena 2015)

Las fuerzas mostradas en la figura 3.9 pueden descomponerse (figura 3.10-a). De esta forma se obtiene una diagonal de compresión D_v , una fuerza vertical V y una fuerza horizontal N_v . La fuerza D_v genera esfuerzos de compresión diagonal en el alma de la trabe (f_D). La fuerza horizontal (N_v), por simetría, es resistida por las cuerdas superior e inferior que representan al acero longitudinal. La componente vertical es el cortante (V) y se contrarresta con los estribos cruzados por las franjas diagonales de concreto comprendidas en un valor de $jd \cot \theta$ (figura 3.10-b).

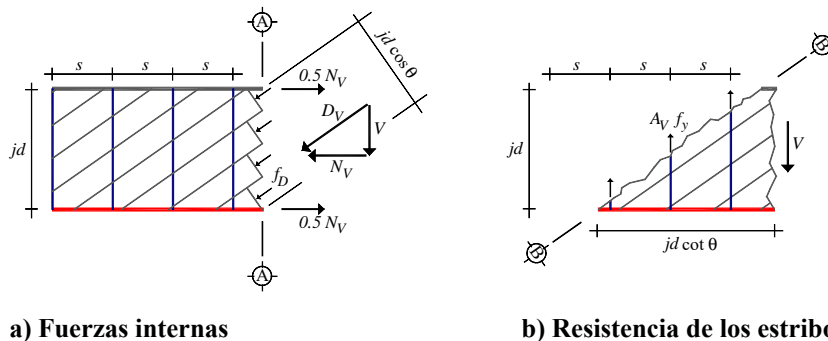


Figura 3.10 Equilibrio en un modelo de armadura plástica (Archundia y Tena 2015)

Con la ecuación 3.10 se calcula la fuerza diagonal (D_v) y con la ecuación 3.11 la fuerza horizontal (N_v), ambas fórmulas dependen del cortante (V) y del ángulo de inclinación del campo de compresión diagonal (θ). En la ecuación 3.12 se cuantifica la resistencia de los estribos, la cual está en función del área del refuerzo transversal (A_v), el esfuerzo de fluencia del acero (f_{yw}), del peralte efectivo (jd), la separación entre los estribos (s) y del ángulo de inclinación del campo de compresión diagonal ya definido.

$$D_v = \frac{V}{\text{sen } \theta} \quad 3.10$$

$$N_v = \frac{V}{\tan \theta} \quad 3.11$$

$$V = \frac{A_v f_{yw} jd}{s} \cot \theta \quad 3.12$$

El esfuerzo de compresión diagonal en el alma de la trabe (f_D) actúa en la superficie inclinada del alma de concreto definida en $jd \cot \theta$. Si en la ecuación 3.10 se incorpora el área sometida a compresión diagonal, se puede estimar el esfuerzo a compresión diagonal (f_D), como se muestra en la ecuación 3.13. El término V/bjd es conocido como cortante promedio (τ). Con lo anterior, la ecuación 3.13 puede ser escrita en función del esfuerzo por cortante como se muestra en la ecuación 3.14.

$$f_D = \frac{D_v}{bjd \cos \theta} = \frac{V}{bjd \text{sen } \theta \cos \theta} = \frac{V}{bjd} [\tan \theta + \cot \theta] \quad 3.13$$

$$f_D = \tau [\tan \theta + \cot \theta] \quad 3.14$$

Ya que los estribos trabajan a tensión en una armadura plástica (MacGregor 1997) el concreto se opone directamente a la compresión diagonal. Por lo tanto, la ecuación 3.14 puede ser utilizada para evaluar la capacidad del concreto para evitar una falla por aplastamiento de su alma. Esto se cumple si la resistencia a compresión del concreto (f'_c), multiplicada por un factor de eficiencia (ν), es mayor que el esfuerzo de compresión diagonal (f_D).

Se acepta diseñar un modelo de armadura de ángulo variable con una inclinación en los campos de compresión diagonal (θ) con un valor comprendido entre $26.6 \leq \theta \leq 63.4^\circ$ (Grob y Thürlimann 1979). Esto con la finalidad de transmitir de manera adecuada las fuerzas de cortante del concreto al acero longitudinal y transversal. No obstante, Archundia y Tena (2015) sugirieron elegir el ángulo de inclinación de diseño en los modelos de armadura con valores en el intervalo $26.6 \leq \theta \leq 45^\circ$ para que la aportación del concreto según Committee 326 (1962) sea consistente con la normatividad.

Para que una trabe diseñada con modelos de armadura plástica desarrolle su resistencia máxima debe de ser dúctil por cortante. Por lo que la cuantía de refuerzo transversal y longitudinal deben ser tales que el acero fluya antes o al instante en que se aplaste el alma de concreto. Esto es característico en elementos de concreto subreforzados (Hsu 1993).

De acuerdo con Hsu (1993) el índice de refuerzo longitudinal (ω_l) puede ser calculado con la ecuación 3.15 y el índice de refuerzo transversal (ω_t) es calculado con la ecuación 3.16, donde ρ_l y ρ_t son las cuantías mecánicas que corresponden al acero longitudinal y transversal, f_{yl} y f_{yt} , son los esfuerzos de fluencia del acero longitudinal y transversal respectivamente y, f_{ce} es la resistencia efectiva del concreto, es decir, la resistencia multiplicada por un factor de eficiencia. Hsu sugirió un factor de eficiencia con valor de 0.6. De esta forma, un elemento de concreto se clasificará como subreforzado cuando la suma de los índices de refuerzo transversal y longitudinal sea menor o igual a uno ($\omega_l + \omega_t \leq 1.0$).

$$\omega_l = \frac{\rho_l f_{yl}}{f_{ce}} \quad 3.15$$

$$\omega_t = \frac{\rho_t f_{yt}}{f_{ce}} \quad 3.16$$

3.4 ARREGLO DE LOS ABANICOS DE COMPRESIÓN

Kaufmann (1998) estudió los abanicos de compresión que se forman en el apoyo de traves simplemente apoyadas. Las variables necesarias para calcular las dimensiones de los abanicos son (Kaufmann 1998): i) la altura de la viga (d), ii) peralte efectivo (d_v), iii) ancho de viga (b_w), iv) inclinación en los campos de compresión paralela (θ_o), v) resistencia a compresión efectiva del concreto (f_w) y, vi) la fuerza de cortante (F_v). En la figura 3.11 se muestra la solución del autor.

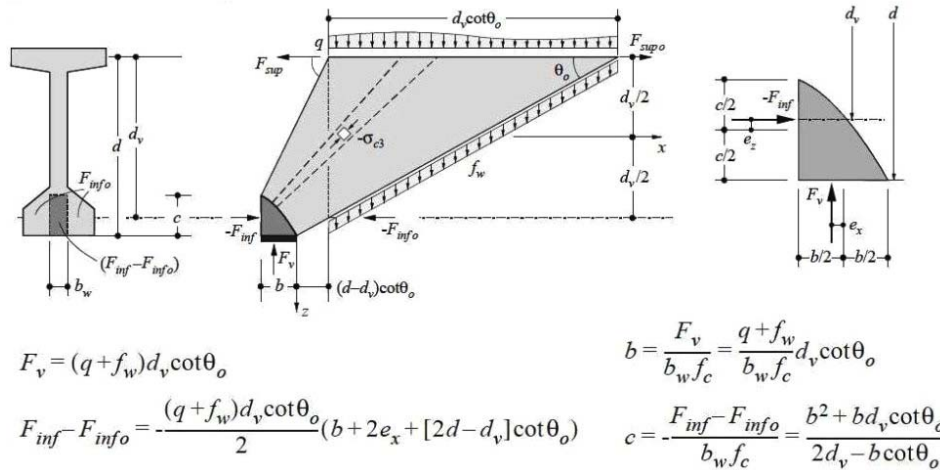


Figura 3.11 Solución de Kaufmann (1998) para calcular los campos de esfuerzo en abanico

En su propuesta, Kaufmann (1998) consideró una zona nodal física. Sin embargo, en algunos casos conviene hacer la simplificación de la zona nodal a un punto nodal (Archundia 2013). Bajo esta premisa, y considerando resultados experimentales, Archundia y Tena (2015) sugirieron colocar el primer estribo adyacente al apoyo a una distancia e calculada con la ecuación 3.17, donde d es el peralte efectivo y θ es la inclinación del último puntal en el abanico de compresión.

$$e \geq \frac{0.1d}{\tan \theta} \tag{3.17}$$

Archundia y Tena (2015) recomendaron colocar al menos tres estribos para configurar un abanico de compresión (figura 3.12). De esta forma, los puntales en regiones adyacentes a los abanicos serán paralelos, es decir, se estabilizará el diseño en las regiones B plásticas. De esta forma Archundia y Tena integraron las regiones B-D plásticas con el detallado del refuerzo transversal.

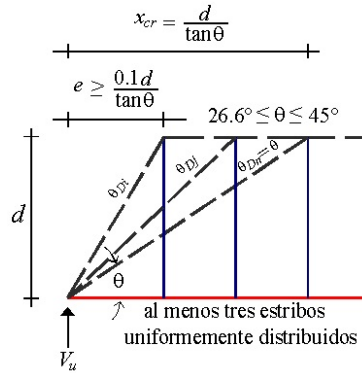


Figura 3.12 Sugerencia de Archundia y Tena (2015) para detallar el refuerzo transversal

3.5 EJEMPLO DE APLICACIÓN

En este apartado se muestran los cálculos para estimar la resistencia máxima a cortante (V_u) y el diseño del refuerzo en una trabe de concreto donde se fomenta el desarrollo de campos de esfuerzos de compresión paralela con una inclinación de $\theta=45^\circ$. Para lograr este objetivo se seguirá el procedimiento de diseño y detallado propuesto por Archundia y Tena (2015). En la figura 3.13 se muestran las dimensiones del espécimen a diseñar, el cual forma parte de la muestra experimental de esta tesis.

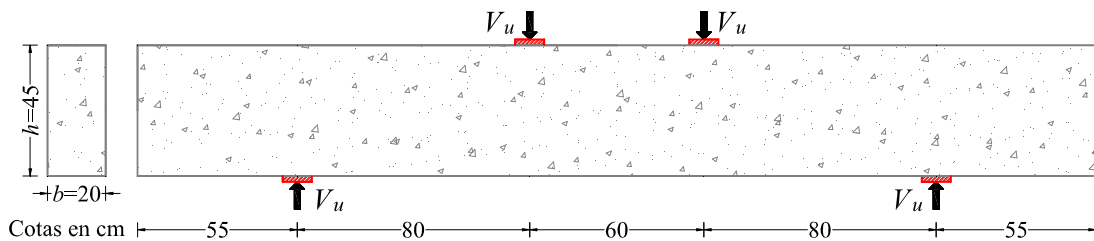


Figura 3.13 Dimensiones del espécimen 45-4E-1.0

Se propuso un recubrimiento libre de $r=5$ cm para el acero de refuerzo longitudinal a tensión. De esta manera se obtiene un peralte efectivo de $d=40$ cm. En primera instancia, se sugiere evaluar si el claro de cortante, con un valor $a=80$ cm, es adecuado para el desarrollo de regiones B-D plásticas (ecuación 3.18). A partir de lo anterior se estima la esbeltez plástica λ_P (ecuación 3.19). Al verificar que las proporciones en la trabe son idóneas, se calcula la ubicación de la sección crítica plástica y el número de tableros de cortante, x_{cr} y N_T respectivamente (ecuaciones 3.20 y 3.21).

$$a \geq \frac{2d}{\tan \theta} = \frac{2(40)}{\tan(45^\circ)} = [80\text{cm} = 80\text{cm}] \quad (\text{claro de cortante adecuado}) \quad 3.18$$

$$\lambda_P = \frac{a(\tan \theta)}{2d} = \frac{80(\tan 45^\circ)}{2(40)} = 1.0 \quad (\text{esbelta plásticamente}) \quad 3.19$$

$$x_{cr} = \frac{d}{\tan \theta} = \frac{40}{\tan(45^\circ)} = 40\text{cm} \quad 3.20$$

$$N_T = 2\lambda_P - 1.0 = 2(1.0) - 1.0 = 1.0 \quad 3.21$$

De acuerdo con Archundia y Tena (2015), el valor de la esbeltez elástica λ_E (ecuación 3.22) es un parámetro para verificar si se puede considerar la contribución del concreto (V_c) según el ACI-318 (ecuación 3.23). A lo anterior, se consideró la contribución del concreto en la estimación del cortante de resistencia máxima. En este cálculo se propuso un concreto con resistencia a la compresión de $f'_c=350$ kg/cm².

$$\lambda_E = \frac{a}{2d} = \frac{80}{2(40)} = 1.0 \quad (\text{esbelta elásticamente}) \quad 3.22$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}bd = 0.53\sqrt{350}(20)(40) = 7932.31\text{kg} = 7.93\text{t} \quad 3.23$$

Archundia y Tena (2015) propusieron la distancia mínima e para colocar el primer estribo (ecuación 3.24). Es de esperarse que un estribo ubicado más cerca del apoyo que la distancia e será inefectivo en el mecanismo de armadura. Teniendo en cuenta lo anterior, y que se busca fomentar un abanico de compresión integrado por cuatro puntales dentro de la longitud $x_{cr}=40\text{cm}$ (ecuación 3.20), se calculó la distancia mínima e , medida desde la reacción al primer estribo, en la que éste puede ser efectivo. Con el cálculo se indicó una distancia $e \geq 4\text{cm}$, por lo que se propusieron estribos uniformemente distribuidos con una separación $s=10$ cm. En el cálculo de la aportación de los estribos V_s (ecuación 3.25), se consideró que el refuerzo sería provisto con varillas con un diámetro de tres octavos de pulgada (#3), a dos ramas. Con ello se obtiene un área de acero $A_v=1.43$ cm². Se supuso, además, que el esfuerzo nominal de fluencia del acero es de $f_y=4200$ kg/cm². Al seguir este procedimiento se podrá estimar la resistencia máxima a cortante V_u (ecuación 3.26) de la trabe.

$$e \geq \frac{0.1d}{\tan \theta} = \frac{0.1(40)}{\tan(45^\circ)} = 4\text{cm} \quad 3.24$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s \tan \theta} = \frac{1.43(4200)(40)}{10(\tan 45^\circ)} = 23941.93\text{kg} = 24.0\text{t} \quad 3.25$$

$$V_u = V_c + V_s = 7.93 + 24.0 = 31.93\text{t} \quad 3.26$$

El diseño del acero longitudinal se hizo conforme a las recomendaciones de las NTCC-04. En este sentido, se calculó la demanda de momento flexionante M (ecuación 3.27) considerando un factor de seguridad $F.S.=1.1$ para tomar en cuenta cualquier fuente de sobrerresistencia en la resistencia a cortante de los materiales. Este valor y algunas variables ya definidas son sustituidas en la fórmula de las NTCC-04 (ecuación 3.28) que es igualada a cero y simplificada para obtener su cuadrática asociada y de esta manera despejar el valor de la cuantía mecánica (ω). Con este valor se estimó el área de refuerzo longitudinal A_s (ecuación 3.29). A partir de este resultado, se propuso un armado de dos varillas con un diámetro de pulgada y cuarto (#10) y una con diámetro de tres cuartos de pulgada (#6). Por construcción se proveyeron dos varillas de 3/8 de pulgada en el lecho superior para sostener los estribos. En la figura 3.14 se muestra el armado de la trabe 45-4E-1.0. En el apéndice B se presentan los armados de todas las trabes de este estudio.

$$M = F.S.V_u a = 1.1(31.95)(0.8) = 28.11\text{txm} \quad 3.27$$

$$M = \omega b d f'_c (d - 0.5\omega d); \omega = 0.293 \quad (\text{Ecuación NTCC-04}) \quad 3.28$$

$$A_s = \frac{\omega b d f'_c}{f_y} = \frac{0.295(20)(40)(350)}{4200} = 19.53\text{cm}^2 \quad (1\#6 + 2\#10) \quad 3.29$$

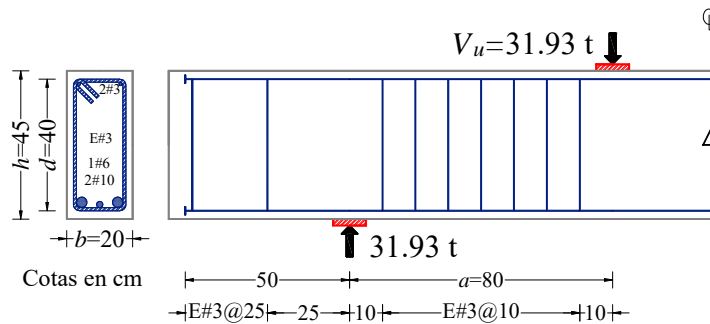
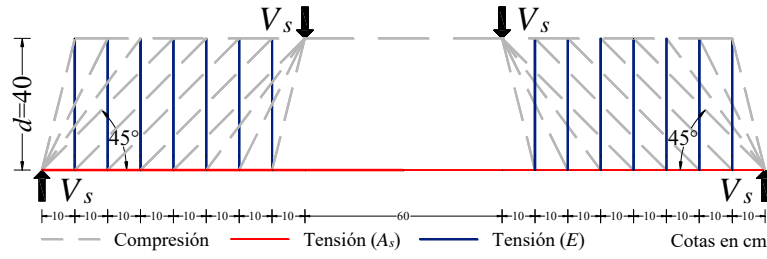
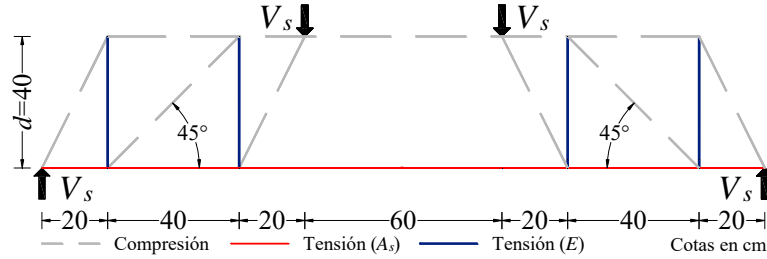


Figura 3.14 Armado de la trabe 45-4E-1.0

En la figura 3.15-a se muestra el modelo de armadura plástica detallado (Archundia y Tena 2015) y en la figura 3.15-b la representación equivalente simplificada sugerida por MacGregor (1997).



a) Modelo detallado



b) Modelo simplificado

Figura 3.15 Armadura plástica sugerida para la trabe 45-4E-1.0

La falla teórica dúctil por cortante se puede verificar con el procedimiento recomendado por Hsu (1993). Una falla dúctil por cortante se define como aquella en la que al instante de la falla tanto el acero transversal y longitudinal han fluido. A lo anterior, se definen las cuantías de refuerzo longitudinal ρ_l (ecuación 3.30) y transversal ρ_t (ecuación 3.31). Para calcular el valor de ρ_l se consideró únicamente a los estribos en el claro de cortante (A_{vt}). Por su parte, el valor de ρ_t fue calculado al considerar la cantidad de acero longitudinal a tensión (A_s). Estas cuantías son usadas para estimar el índice de refuerzo longitudinal ω_l (ecuación 3.32) y el índice transversal ω_t (ecuación 3.33). Al sumar el valor de ω_l y ω_t se considera que la trabe será construida en condición subreforzada (ecuación 3.34).

$$\rho_l = \frac{A_{vt}}{ab} = \frac{7(1.43)}{80(20)} = 0.0062 \quad 3.30$$

$$\rho_t = \frac{A_s}{bh} = \frac{18.68}{20(45)} = 0.021 \quad 3.31$$

$$\omega_l = \frac{\rho_l f_{yt}}{\xi f'c} = \frac{0.0062(4200)}{0.6(350)} = 0.12 \quad 3.32$$

$$\omega_t = \frac{\rho_t f_{yt}}{\xi f'c} = \frac{0.021(4200)}{0.6(350)} = 0.42 \quad 3.33$$

$$\omega_l + \omega_t \leq 1 = 0.12 + 0.42 = 0.54 \leq 1.0 \quad (\text{condición subreforzada}) \quad 3.34$$

3.6 COMENTARIOS

En este capítulo se presentó la conceptualización de Archundia y Tena (2015) para diseñar traveses esbeltos de concreto reforzado sometidos a cortante. Se mostró, además, un ejemplo con el cual se diseñó uno de los traveses que conforma la serie experimental de este trabajo. En el apéndice B se muestran los diseños de la muestra experimental.

CAPÍTULO 4:

PROGRAMA EXPERIMENTAL

En este capítulo se describen los preparativos y actividades para ensayar la muestra experimental de esta tesis. Asimismo, se explican los criterios de análisis y parámetros de control usados durante las pruebas.

4.1 ANTECEDENTES

Archundia y Tena (2015) propusieron un parámetro de esbeltez plástica (λ_P) para explicar el mecanismo resistente a cortante en traveses de concreto reforzado. La propuesta se basó en el entendimiento de la distribución de fuerzas internas visualizada con modelos de armadura. El parámetro λ_P sustituye a la esbeltez tradicional definida como el cociente entre el claro de cortante (a) y el peralte efectivo (d). El parámetro a/d sólo es válido en traveses sin estribos pues en las traveses reforzadas también influye el arreglo del acero transversal (Archundia 2013 y Archundia y Tena 2015). Aunque Archundia y Tena justificaron el marco teórico de su parámetro de esbeltez plástica, reconocieron la necesidad de comprobarla con experimentos.

En el párrafo anterior se justifica el programa experimental de esta tesis, el cual parte de los avances hechos por Hernández y Gómez (2015), quienes diseñaron los especímenes y acondicionaron el acero de refuerzo, y también los avances de Tavera (2016), que construyó la cimbra para las traveses y realizó la instrumentación interna. De esta manera, la parte experimental de este trabajo consistió en todas las etapas, exceptuando el armado y la colocación de la instrumentación interna de los especímenes.

4.2 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA MUESTRA

Se construyeron seis traveses esbeltas de concreto reforzado diseñadas con diferentes valores de esbeltez plástica λ_P . Las proporciones en los elementos fueron diseñadas de tal manera que en tres elementos se desarrollaran abanicos radiales (regiones D) compuestos por tres estribos y en el resto abanicos de cuatro estribos. Además, se consideró que en cuatro traveses el agrietamiento diagonal en la región B tuviera una inclinación de $\theta=45^\circ$ y en dos de ellas de $\theta=30^\circ$.

En la figura 4.1 se muestra la identificación de los especímenes ensayados. En las etiquetas se representa la información en el siguiente orden: i) el ángulo de inclinación del campo de compresión diagonal asociado al agrietamiento de la falla por tensión diagonal, ii) el número de estribos resistentes en el mecanismo de armadura plástica y, iii) el valor de la esbeltez plástica. En toda la muestra el ancho de las traveses es $b=20$ cm y la altura es $h=45$ cm.

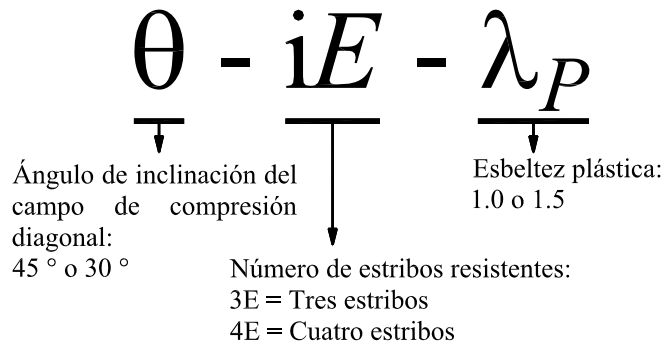


Figura 4.1 Criptograma en los especímenes ensayados

Los elementos se construyeron con tres diferentes claros de cortante ($a=80, 120$ y 138 cm). Los especímenes se ensayaron simplemente apoyados y fueron sometidos a carga monótona creciente. La carga se aplicó con placas de acero sujetadas a un mecanismo, como se muestra en la figura 4.2. Se colocaron placas de neopreno con espesor de $\frac{1}{4}$ de pulgada entre la superficie de contacto del concreto y de los aplicadores de carga. Esto también se hizo en las rótulas de apoyo. En la tabla 4.1 se detallan las dimensiones generales de cada trabe.

Tabla 4.1 Dimensiones de los especímenes

Trabe	a (cm)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	L (cm)
45-4E-1.0	80.0	20.0	45.0	40.0	220.0
45-3E-1.0	80.0	20.0	45.0	40.0	220.0
45-4E-1.5	120.0	20.0	45.0	40.0	300.0
45-3E-1.5	120.0	20.0	45.0	40.0	300.0
30-4E-1.0	138.0	20.0	45.0	40.0	336.0
30-3E-1.0	138.0	20.0	45.0	40.0	336.0

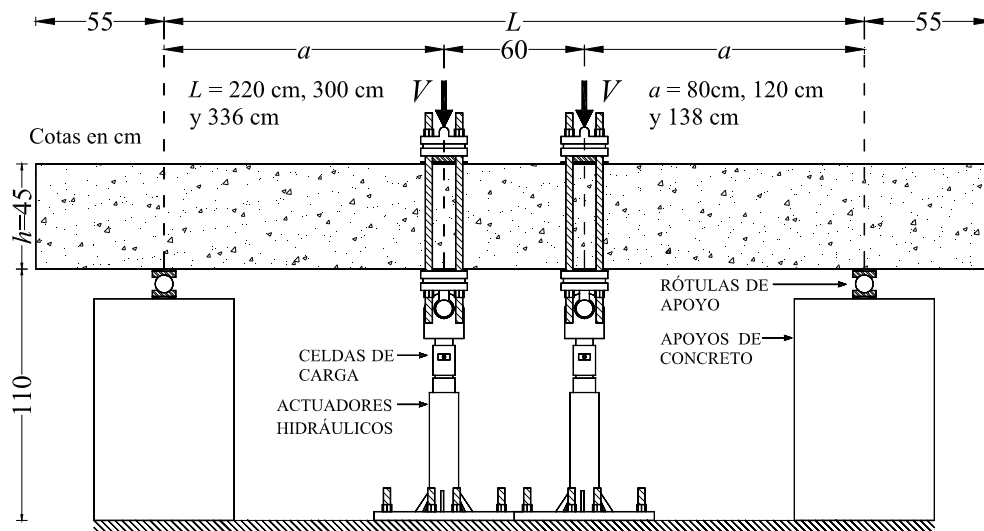


Figura 4.2 Condiciones de carga y de apoyo

4.3 ACERO DE REFUERZO

En toda la muestra se colocaron dos varillas con un diámetro de tres octavos de pulgada (#3) como refuerzo longitudinal superior. Para el refuerzo inferior se usaron varillas con diámetros de tres cuartos de pulgada (#6) y de pulgada y cuarto (#10). La cuantía de acero de refuerzo del lecho inferior fue diferente en cada trabe, según el requerimiento de diseño (apéndice B). En ambos lechos se dejó un recubrimiento libre de 2.5 cm (figura 4.3-a), dando un recubrimiento total de 5 cm considerado en los modelos de armadura plástica detallada (figuras 4.3-b) y simplificada (figura 4.3-c). Las varillas fueron habilitadas sin traslapes ni cortes. El diseño de uno de los especímenes se presenta en el capítulo tres y en el apéndice B se detalla la muestra.

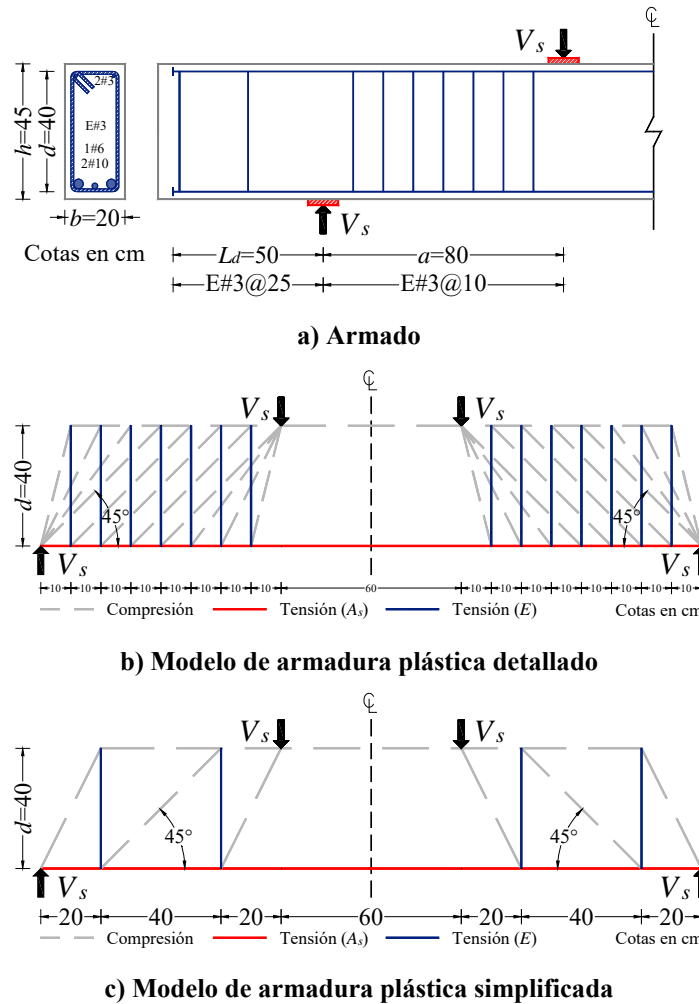


Figura 4.3 Refuerzo de la trabe 45-4E-1.0

Para el refuerzo transversal se construyeron estribos con varillas de tres octavos de pulgada (#3) a dos ramas y con ganchos doblados según las NTCC-04. La zona central de las trabes está sometida sólo a momento flexionante (60 cm) y allí no se colocó refuerzo por cortante.

En los extremos de las traveses hay una extensión de 55 cm, más allá de los apoyos, para acomodar parcialmente la longitud de desarrollo de las varillas longitudinales. Al final de estas varillas se soldaron soleras con un espesor de ¼ de pulgada como anclaje mecánico. En la tabla 4.2 se describe la cantidad de acero colocado en los especímenes, en las figuras 4.4 a 4.9 se muestran los croquis de las traveses y en la figura 4.10 se muestra el armado longitudinal.

Tabla 4.2 Especificaciones del refuerzo

Trabe	Acero Longitudinal		Acero Transversal	
	Superior	Inferior	Claro de cortante	Adicional
45-4E-1.0	2#3	2#10+1#6	E#3@10.0 cm	E#3@25.0 cm
45-3E-1.0	2#3	2#10	E#3@13.33 cm	E#3@25.0 cm
45-4E-1.5	2#3	4#10+1#6	E#3@10.0 cm	E#3@25.0 cm
45-3E-1.5	2#3	2#10+3#6	E#3@13.33 cm	E#3@25.0 cm
30-4E-1.0	2#3	4#10+3#6	E#3@17.25 cm	E#3@25.0 cm
30-3E-1.0	2#3	3#10+2#6	E#3@23.0 cm	E#3@25.0 cm

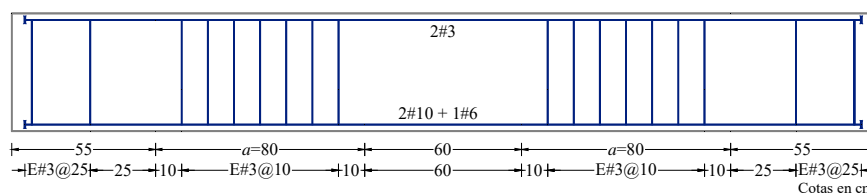


Figura 4.4 Armado de la trabe 45-4E-1.0

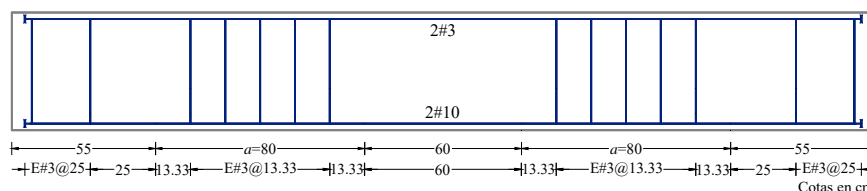


Figura 4.5 Armado de la trabe 45-3E-1.0

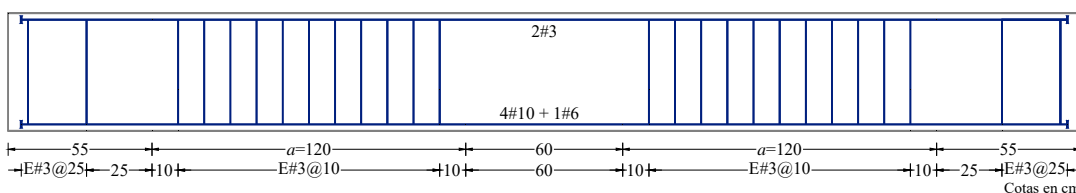


Figura 4.6 Armado de la trabe 45-4E-1.5

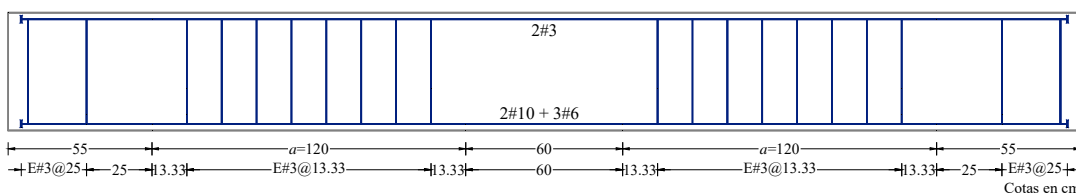


Figura 4.7 Armado de la trabe 45-3E-1.5

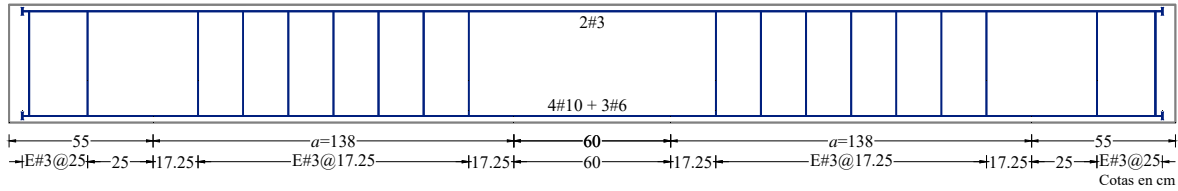


Figura 4.8 Armado de la trabe 30-4E-1.0

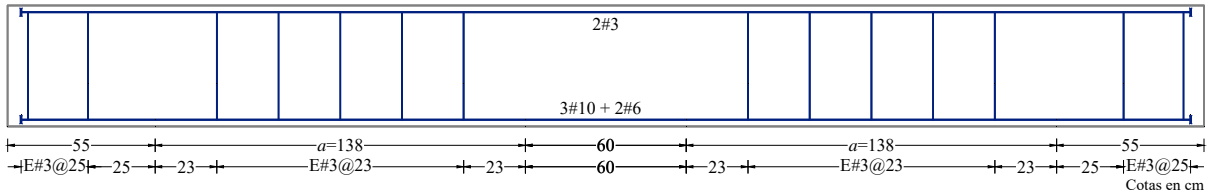


Figura 4.9 Armado de la trabe 30-3E-1.0

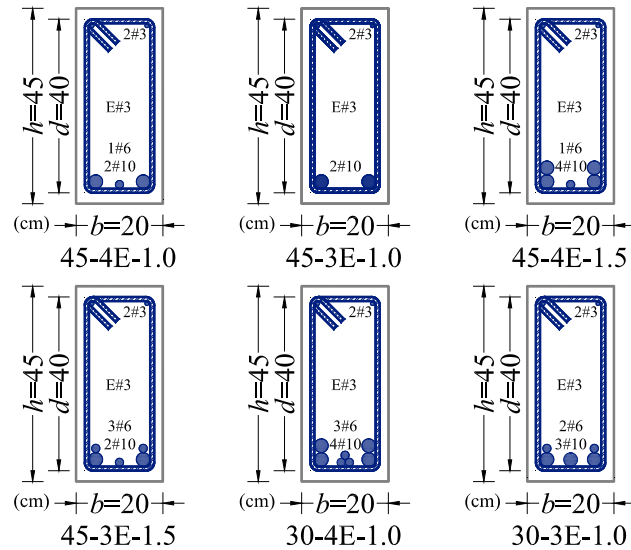


Figura 4.10 Refuerzo longitudinal de los especímenes

4.4 PREDICCIÓN DE RESISTENCIA Y DEFLEXIONES

En la tabla 4.3 se muestra la información necesaria para calcular la resistencia nominal a cortante de cada trabe (V_u), la cual se compone de: i) la contribución del concreto (V_c) y, ii) la contribución del refuerzo transversal (V_s). El procedimiento de cálculo se presenta en el capítulo tres. Se consideró un concreto con una resistencia a la compresión de $f'_c=456 \text{ kg/cm}^2$ y un esfuerzo de fluencia para el acero de $f_y=4656 \text{ kg/cm}^2$. Estos valores fueron medidos en pruebas para caracterizar las propiedades de los materiales (apéndice A).

Tabla 4.3 Resistencias estimadas de la muestra

Trabe	<i>b</i> (cm)	<i>d</i> (cm)	<i>s</i> (cm)	θ	V_c (t)	V_s (t)	V_u (t)
45-4E-1.0	20.0	40.0	10.0	45°	9.05	26.5	35.6
45-3E-1.0	20.0	40.0	13.33	45°	9.05	19.9	29.0
45-4E-1.5	20.0	40.0	10.0	45°	9.05	26.5	35.6
45-3E-1.5	20.0	40.0	13.33	45°	9.05	19.9	29.0
30-4E-1.0	20.0	40.0	17.25	30°	9.05	26.5	35.6
30-3E-1.0	20.0	40.0	23.0	30°	9.05	19.9	29.0

El diseño de los experimentos requirió tener un estimado de la deflexión máxima de los especímenes, específicamente para calibrar la posición del pistón de los actuadores hidráulicos. Tomando en cuenta que: i) ya se considera que es poco eficiente predecir la deflexión máxima en elementos de concreto reforzado con análisis lineales en los que se incluya el efecto del agrietamiento y, ii) los análisis no lineales requieren de capacidades de cómputo sofisticadas y tiempo que no se tenía disponible, se optó por utilizar resultados experimentales de pruebas realizadas previamente con la misma condición de carga y apoyo, y con el mismo dispositivo de prueba. En efecto, este es un cálculo simplificado, pero de utilidad. Una revisión del trabajo de Archundia (2013) sirvió como aproximación para determinar el valor del desplazamiento al centro del claro en la falla por cortante. De esta forma, la deflexión máxima empírica (δ_{EMP}) se aproximó con la ecuación 4.1, donde *L* es la longitud entre los apoyos. En la tabla 4.4 se presentan las predicciones. En el apéndice F se presenta detalladamente cómo se obtuvo la ecuación 4.1.

$$\delta_{EMP} = \frac{0.01662 L}{2} \quad 4.1$$

Tabla 4.4 Deflexiones máximas estimadas al centro del claro

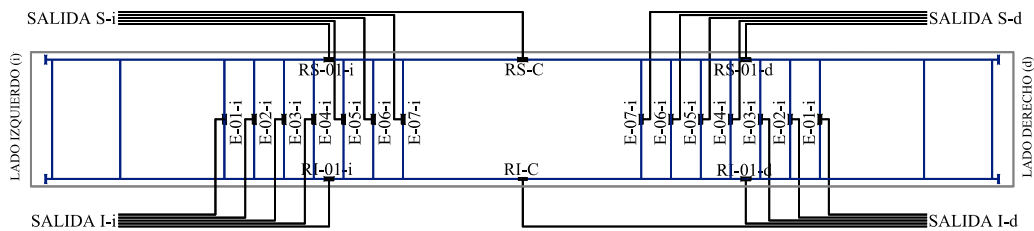
Trabe	<i>L</i> (mm)	δ_{EMP} (mm)
45-4E-1.0	2200.0	19.0
45-3E-1.0	2200.0	19.0
45-4E-1.5	3000.0	25.0
45-3E-1.5	3000.0	25.0
30-4E-1.0	3360.0	30.0
30-3E-1.0	3360.0	30.0

4.5 INSTRUMENTACIÓN Y MECANISMO DE CARGA

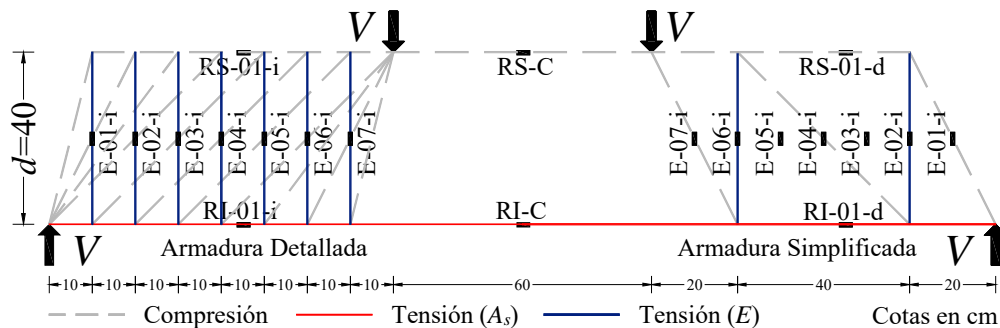
La instrumentación se dividió en interna y externa. La primera consistió en la colocación de deformímetros eléctricos adheribles (*strain gauges*) de 120 Ohms sobre el refuerzo. Por el grado de daño y el agrietamiento esperado en los especímenes no se colocaron deformímetros embebidos en el concreto. Por su parte, la instrumentación externa consistió en transductores de desplazamiento de 50 mm colocados en la cara inferior de las trabes y celdas de carga de doble acción.

Los estribos fueron instrumentados con deformímetros colocados a la mitad de su peralte. Para el refuerzo longitudinal se adhirieron dos deformímetros en una misma varilla con diámetro de una pulgada y cuarto (#10) distribuidos, aproximadamente, en la mitad de ambos claros de

cortante. Algunas varillas longitudinales fueron provistas con cuatro deformímetros (trabes 45-4E-1.5 y 45-3E-1.5). En la figura 4.11-a se muestra un ejemplo del diagrama de instrumentación usado en la serie experimental. Los deformímetros fueron colocados en la línea de acción de los puntales y tensores de los modelos de armadura plástica detallada y simplificada (Tavera 2016), como se ilustra en la figura 4.11-b.



a) Diagrama de instrumentación interna e identificación de los deformímetros



b) Ubicación típica respecto a un modelo de armadura

Figura 4.11 Instrumentación interna, trabe 45-4E-1.0

Los transductores de desplazamiento fueron colocados a cada cuarto del claro libre entre apoyos. El transductor principal se ubicó en el centro de la trabe y los auxiliares en los cuartos del claro de cortante. Además, se colocaron dos celdas de carga a los actuadores hidráulicos. El esquema en conjunto es mostrado en la figura 4.12. Las celdas de carga fueron calibradas dos veces: i) antes del inicio de las pruebas y, ii) después de haber ensayado la última trabe. Esto para mantener una lectura de carga confiable (apéndice G).



Figura 4.12 Instrumentación externa

Se usó un equipo TDS-300 (Tokyo Sokki Kenkyujo) portátil para la adquisición de datos de la instrumentación interna y externa. Este dispositivo fue controlado desde una computadora portátil. En la figura 4.13-a se muestra el esquema de conexión y en la figura 4.13-b el sistema completo. La conexión usada durante las pruebas fue la misma.



a) Conexiones al transductor



b) Sistema completo

Figura 4.13 Equipo de adquisición de datos

Para aplicar la carga en las traveses se emplearon dos actuadores hidráulicos de doble acción de la marca Enerpack modelo RR-10013. En su ficha técnica se especifica una capacidad de 435 kN de jale, lo que es aproximadamente 40 toneladas. La presión en estos dispositivos fue controlada con una bomba hidráulica conectada a un circuito de distribución de aceite. En la figura 4.14 se muestra este sistema.



Figura 4.14 Sistema de aplicación de carga

Los actuadores hidráulicos se anclaron en placas de acero que a su vez estaban conectadas al piso de reacción. Las primeras placas que se usaron eran un conjunto de dos piezas de $\frac{3}{4}$ de pulgada de espesor soldadas en el perímetro. Posterior a la tercera prueba se utilizó un nuevo par de placas hechas de una sola pieza de pulgada y media de espesor. Esto como medida de seguridad pues se observaron deformaciones verticales en el primer sistema de anclaje de los actuadores hidráulicos. En la figura 4.15 se muestra una perspectiva de una prueba típica.

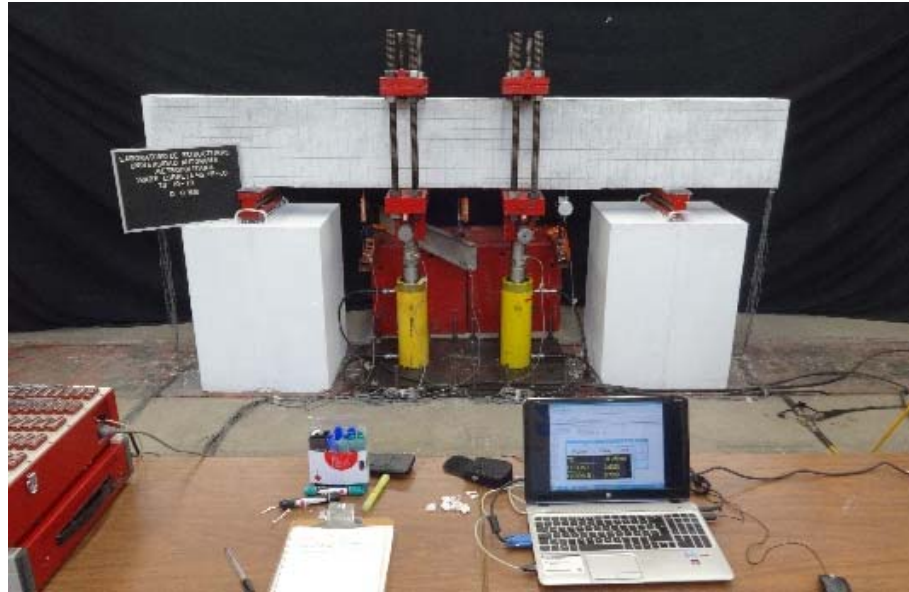


Figura 4.15 Esquema experimental, trabe 45-4E-1.0

4.6 PREPARATIVOS EXPERIMENTALES

La primera labor en el programa experimental fue el colado de las trabes. Este procedimiento tomó como punto de partida los avances de Gómez y Hernández (2015) y Tavera (2016). Para realizar este trabajo se solicitaron tres metros cúbicos de concreto premezclado con las siguientes características nominales: tamaño máximo del agregado TMA = 12 mm, revenimiento de 10 cm y una resistencia a la compresión $f'_c=350 \text{ kg/cm}^2$.

Previo al colado, la cimbra fue lubricada y rectificada (figura 4.16-a). Los ajustes en la cimbra se hicieron con espárragos de acero y torzales fabricados con alambroón. Una vez acondicionada la cimbra se colocaron calzas de 2.5 cm hechas con *grout*. Durante estos procedimientos se mantuvo el monitoreo en la respuesta de la instrumentación interna (figura 4.16-b).



a) Cimbra acondicionada



b) Monitoreo de *strain gauges*

Figura 4.16 Actividades previas al colado

El concreto fue colocado directamente del vehículo transportador mediante una canaleta (figura 4.17-a). En esta tarea se contó con el apoyo de estudiantes de la licenciatura de ingeniería civil. Se obtuvieron muestras para verificar la resistencia del concreto y caracterizar sus propiedades mecánicas (figura 4.17-b). En el colado se usó un vibrador con chicote. Una vez concluido el

colado la muestra fue cubierta con lonas de polietileno y los especímenes de muestreo fueron resguardados en el Laboratorio de Estructuras (figura 4.17-c). Al día siguiente, se desmoldó la muestra experimental para ser curada con agua durante 28 días. Los especímenes de muestreo fueron curados de la misma manera que las trabes.



a) Distribución del concreto



b) Prueba de revenimiento



e) Especímenes de control de calidad

Figura 4.17 Colado de la muestra

En la prueba a compresión simple en cilindros de concreto con 28 días de edad se registró una resistencia de $f'_c=456 \text{ kg/cm}^2$ (Apéndice A). Este valor fue superior a la resistencia solicitada al proveedor ($f'_c=350 \text{ kg/cm}^2$). Ya que este valor es un 30% superior a la resistencia especificada, y con la que se hizo el diseño de los especímenes para fallar por cortante, se tuvo que hacer una verificación para comprobar la falla por cortante (capítulo seis).

Como parte de las actividades para realizar los experimentos, se construyeron dos apoyos de concreto reforzado. Los apoyos se diseñaron como columnas cortas con una altura de $h=95.0 \text{ cm}$ y una sección de $60 \text{ cm} \times 70 \text{ cm}$. La resistencia del concreto fue $f'_c=400 \text{ kg/cm}^2$. La superficie de los apoyos es de *grout* con la finalidad de tener una cara apta para soportar las placas de apoyo de las trabes. En la figura 4.18-a se muestra la sección transversal y en la figura 4.18-b se muestra el arreglo de la cimbra. En el apéndice F se reportan los cálculos con los que se dimensionaron estos apoyos. En las figuras 4.19-a a 4.19-e se muestran algunos aspectos de la construcción de los apoyos.

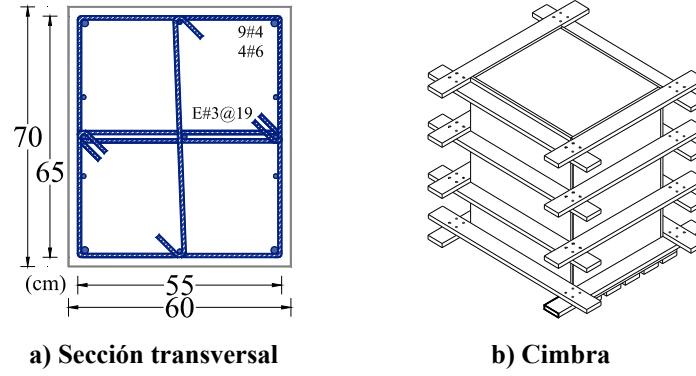


Figura 4.18 Especificaciones de los apoyos



a) Armado



b) Colado en los apoyos



c) Vibrado del concreto



d) Colocación de *fester bond*



e) Apoyos terminados

Figura 4.19 Procedimiento constructivo de los apoyos

Para tener una condición simplemente apoyada en las traveses se fabricaron dos mecanismos (figura 4.20-a). Los mecanismos están formados por un perfil redondo (*cold rolled*) con diámetro de $d=3.0$ in (7.62 cm), dos placas rectangulares con dimensiones $b=3.94$ in (20 cm), $l=23.62$ in (60 cm) y un espesor de placa $h=1.0$ in (2.54 cm). Las placas fueron maquinadas en una fresadora para acomodar el perfil redondo y tener una articulación. La superficie maquinada fue lubricada para no restringir el giro (figura 4.20-b). Las dimensiones de estas piezas son similares a las reportadas en Archundia (2013). En el apéndice F se muestra el diseño de las rótulas.



a) Despiece

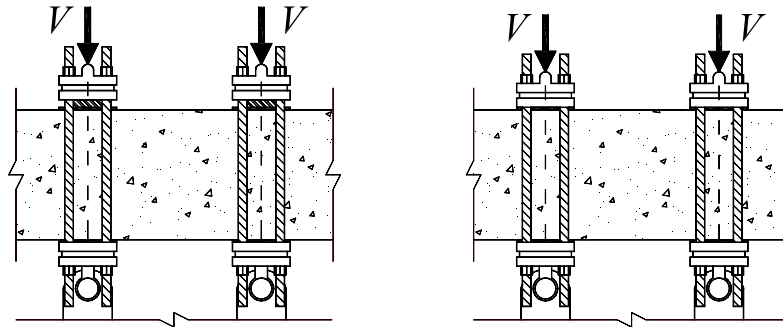


b) Engrasado del *cold rolled*

Figura 4.20 Rótulas usadas en los ensayos

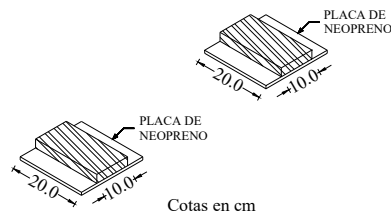
En los elementos 45-4E-1.0, 45-4E-1.5, 45-3E-1.5 y 30-4E-1.0 la carga se aplicó por medio de dos placas de acero con un ancho de 10 cm (figura 4.21-a) y en las traveses 45-3E-1.0 y 30-3E-1.0 se usaron placas de 20 cm de ancho (figura 4.21-b). Al respecto, vale la pena mencionar que las traveses se diseñaron considerando una transmisión de cargas a través de placas de 10 cm de ancho (figura 4.21-c); sin embargo, se decidió usar en dos traveses una mayor superficie de contacto (figura 4.21-d) para aplicar la carga y observar alguna influencia del ancho de la zona nodal en el comportamiento global de las traveses. En la tabla 4.5 se presenta un resumen de esta información.

(espacio intencionalmente en blanco)

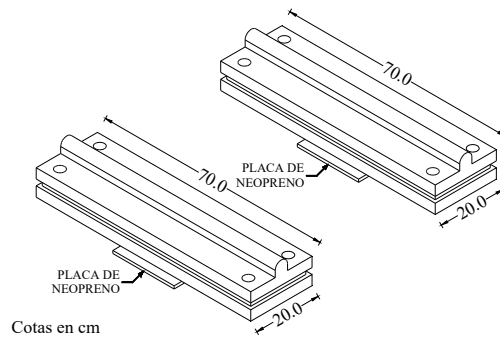


a) Arreglo 1

b) Arreglo 2



c) Placas del arreglo 1



d) Placas del arreglo 2

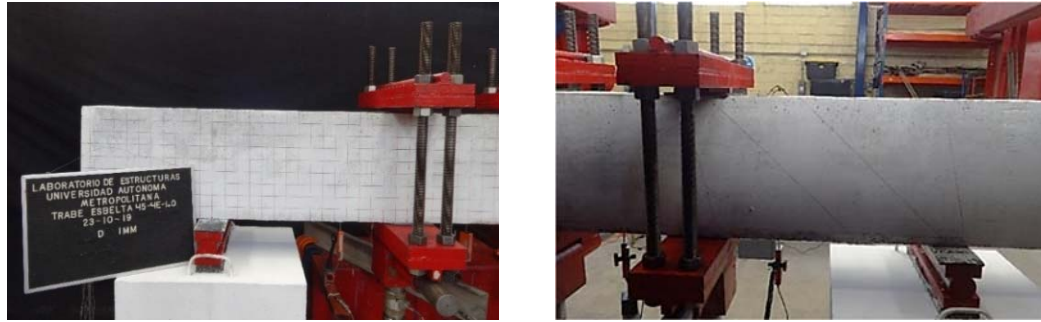
Figura 4.21 Placas de contacto usadas en las pruebas

Tabla 4.5 Ancho de las placas usadas para aplicar la carga

Trabe	Placa
	Ancho (cm)
45-4E-1.0	10.0
45-3E-1.0	20.0
45-4E-1.5	10.0
45-3E-1.5	10.0
30-4E-1.0	10.0
30-3E-1.0	20.0

4.7 LOGÍSTICA EXPERIMENTAL

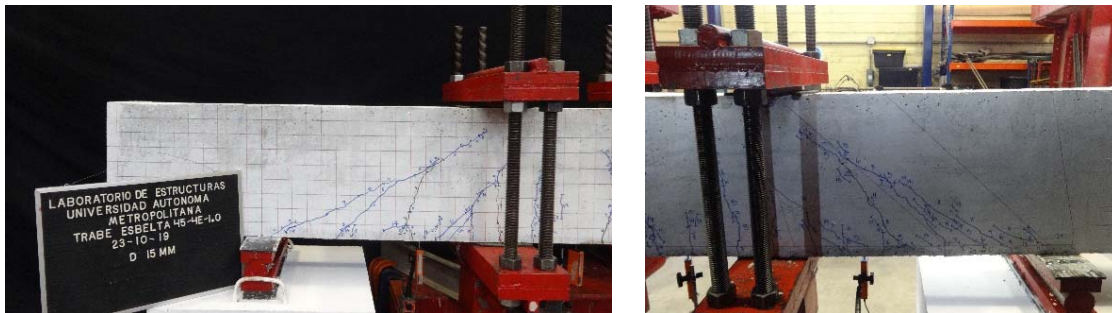
Uno de los criterios para evaluar la respuesta estructural *in situ* fueron los patrones de agrietamiento. Para facilitar el análisis de los patrones de agrietamiento se dibujaron guías visuales sobre una base de pintura blanca no plástica en la superficie de concreto de las trabes. De esta forma se tipificó la evolución del daño estructural. En la cara frontal (figura 4.22-a) se dibujó una malla de 5 cm x 5 cm. En la cara posterior (figura 4.22-b) se trazaron los abanicos de compresión con la geometría recomendada por Kaufmann (1998) considerando una resistencia a la compresión del concreto de $f'_c=456 \text{ kg/cm}^2$. De esta forma se identificaron las zonas de los abanicos y la del campo de compresión diagonal en medio de ellos.



a) Cara frontal (mallado de 5x5cm) b) Cara posterior (abanicos de Kaufmann 1998)

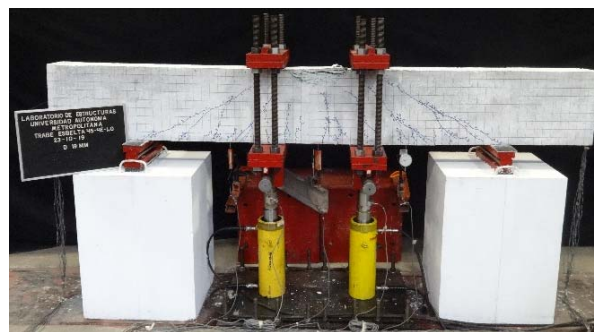
Figura 4.22 Guías visuales de inspección, trabe 45-4E-1.0

El parámetro de control en las pruebas fue el desplazamiento al centro del claro. Se aplicó carga monotónica con incrementos de desplazamiento de un milímetro ($\Delta=1$ mm) en el centro del claro de las trabes. Al registrarse este valor se detuvo la aplicación de carga para evaluar la evolución del daño. En esta inspección se midió el ancho de grieta inclinada en regiones B y se marcaron los patrones de agrietamiento con el siguiente esquema de colores: i) negro para la armadura elástica (hasta el primer agrietamiento diagonal), ii) azul para la armadura plástica (hasta la evidente formación de la grieta de falla por cortante) y, iii) verde para el colapso (evidencia total de pérdida de capacidad de carga o desplazamiento). La inspección se hizo en la cara frontal (figura 4.23-a) y posterior (figura 4.23-b) simultáneamente. Las pruebas finalizaron al observar la formación de un mecanismo de colapso (figura 4.23-c). Los registros de desplazamiento y carga en cada celda fueron monitoreados al mismo tiempo.



a) Inspección en cara frontal

b) Inspección en cara posterior



c) Prueba finalizada

Figura 4.23 Monitoreo de los especímenes, trabe 45-4E-1.0

Durante las pruebas se tomaron medidas intermedias entre cada aumento de desplazamiento. En paralelo a lo anterior, se hizo un historial cualitativo de la respuesta experimental de las trabes. Este ejercicio fue acompañado con un reporte fotográfico y, en algunos casos, material videográfico. Finalmente, se midió el ancho de la posible grieta de falla un día después de terminada la prueba.

4.8 COMENTARIOS

El uso de guías visuales delimitadas con: i) abanicos radiales contruidos con la geometría recomendada por Kaufman (1998) en una cara y, ii) un mallado en la otra cara, facilitaron la identificación de la evidencia con la que se define cada estado de daño característico.

CAPÍTULO 5:

RESPUESTA EXPERIMENTAL GLOBAL

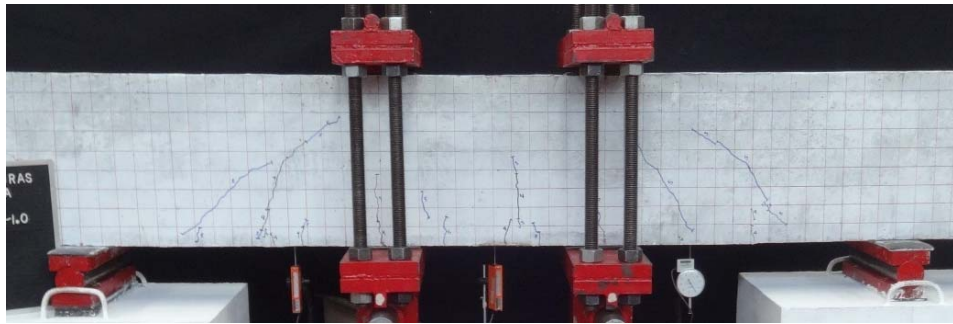
En este capítulo se muestra e interpreta la respuesta experimental de las seis traveses ensayadas de esta tesis.

5.1 EVOLUCIÓN DEL DAÑO

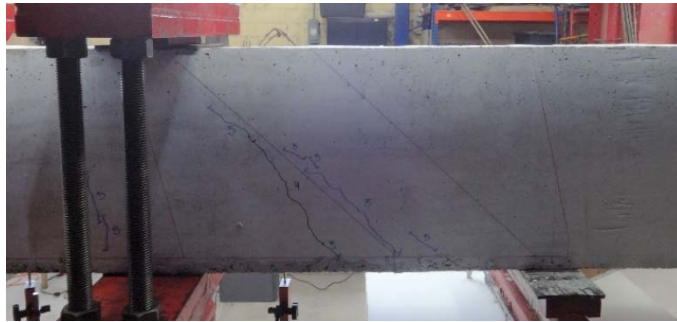
5.1.1. Trabe 45-4E-1.0

La trabe 45-4E-1.0 fue ensayada con placas de 10 cm de ancho en la zona de carga. En ella se observó que las primeras grietas diagonales en la región B se originaron en los dos claros de cortante (figuras 5.1-a y 5.1-b) y a un cortante de $V=10.62$ t. El desplazamiento vertical en el centro del claro que corresponde a este cortante fue de $\delta = 5.0$ mm. El ancho de las grietas inclinadas y verticales fue de 0.1 mm. La falla ocurrió en el lado izquierdo a un cortante $V=37.75$ t y un desplazamiento al centro del claro $\delta = 16.43$ mm (figuras 5.2-a y 5.2-b). El ancho de grieta en la región B del lado izquierdo fue de 0.6 mm y de 0.8 mm en la del lado derecho. Se observaron grietas con una inclinación sensiblemente paralela a la del campo de compresión diagonal. El ancho de las grietas verticales en la zona central fue de 0.3 mm. El colapso ocurrió poco después de la falla al registrarse un cortante $V=34.07$ t y una flecha $\delta = 19.44$ mm (figuras 5.3-a y 5.3-b). El daño se concentró en la zona central a compresión donde se aplastó el concreto hasta una profundidad aproximada de 10 cm. La propagación del agrietamiento fue mínima y el ancho de las grietas permaneció constante en el colapso. Al día siguiente se midieron los anchos de las grietas, registrando un espesor de 0.1 mm en las grietas inclinadas de ambos extremos y 0.05 mm en las grietas verticales de la zona central de la trabe.

(espacio intencionalmente en blanco)



a) Cara frontal

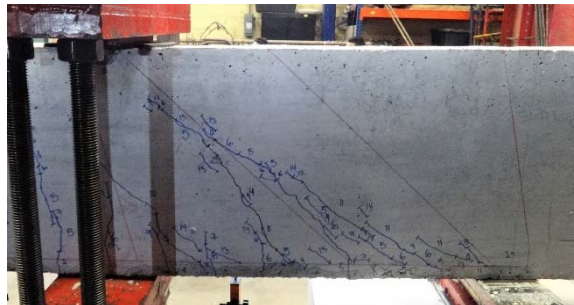


b) Cara posterior

Figura 5.1 Primer agrietamiento diagonal en región B, trabe 45-4E-1.0 ($\delta= 5.0$ mm)

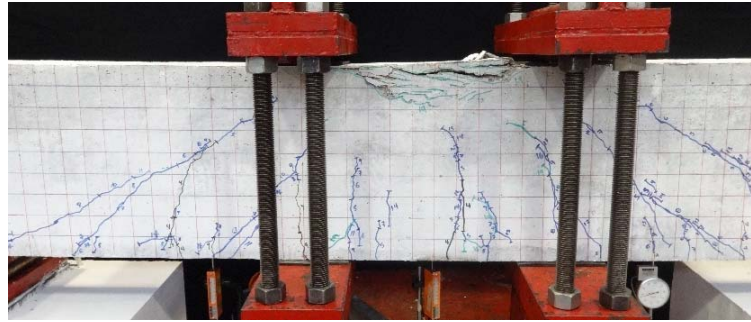


a) Cara frontal

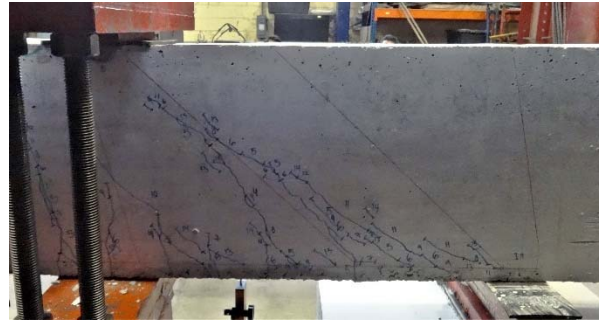


b) Cara posterior

Figura 5.2 Agrietamiento de falla, trabe 45-4E-1.0 ($\delta= 16.43$ mm)



a) Cara frontal

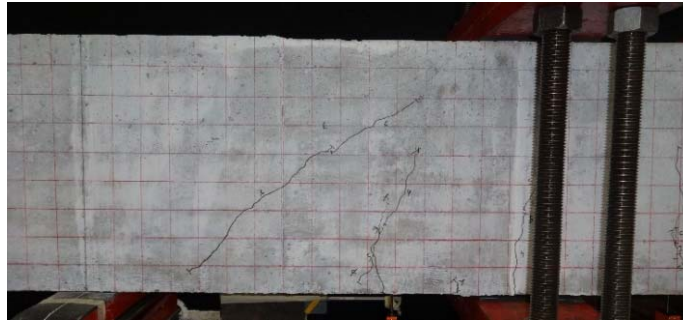


b) Cara posterior

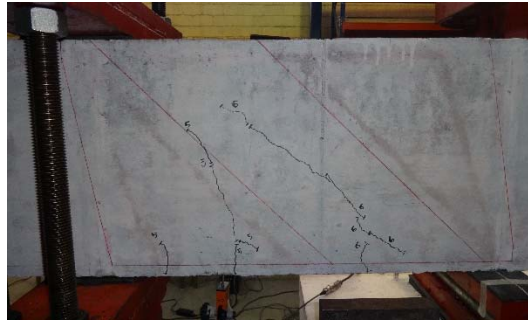
Figura 5.3 Agrietamiento de colapso, trabe 45-4E-1.0 ($\delta= 19.44$ mm)

5.1.2. Trabe 45-3E-1.0

La trabe 45-3E-1.0 fue ensayada con placas de 20 cm de ancho en la zona de carga. El cortante que produjo las primeras grietas inclinadas en región B fue de $V=10.49$ t y el desplazamiento vertical en el centro del claro asociado fue de $\delta = 5.25$ mm. Estas grietas se formaron en ambos extremos de la trabe (figuras 5.4-a y 5.4-b). El ancho de las grietas inclinadas en la región B fue de 0.15 mm y el ancho de las grietas verticales en la zona central fue de 0.10 mm. Con el aumento de carga se observó que las grietas inclinadas y verticales se extendieron poco. La falla se presentó en el lado izquierdo con un cortante $V=31.31$ t y un $\delta = 15.87$ mm. En esta etapa se observó abundante agrietamiento diagonal en la región B de ambos extremos. Las grietas tenían una inclinación sensiblemente paralela a la del campo de compresión diagonal (figuras 5.5-a y 5.5-b). El agrietamiento vertical se extendió moderadamente. El ancho de las grietas diagonales fue de 0.8 mm y de 0.15 mm en las verticales de la parte central de la trabe. La trabe soportó incremento de desplazamiento a menor carga y colapsó a un cortante $V=29.27$ t y un desplazamiento $\delta = 39.54$ mm (figura 5.6-a y 5.6-b). En este estado hubo desprendimiento del recubrimiento en las fibras a compresión del centro del claro y hubo propagación de algunas grietas en la parte superior e inferior de la trabe. El ancho de las grietas inclinadas en ambos lados fue de 1.0 mm y de 0.3 mm en las grietas verticales. Al día siguiente se midieron los anchos de las grietas en elementos sin carga (Tena 2019) registrando así un espesor de 0.1 mm tanto en las grietas diagonales y verticales.

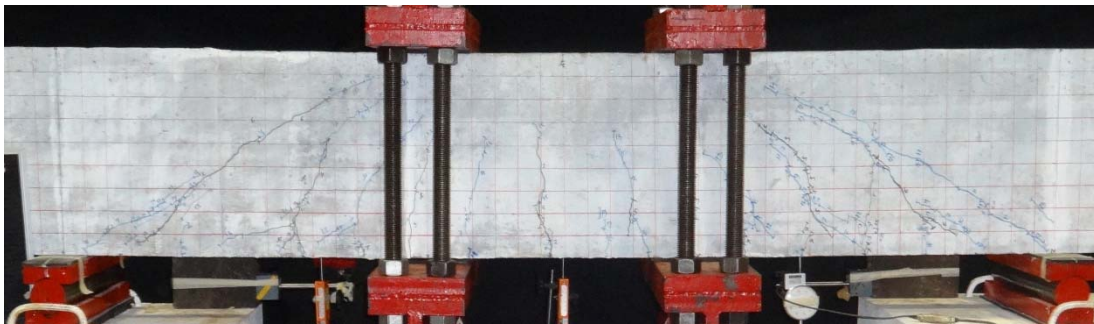


a) Cara frontal

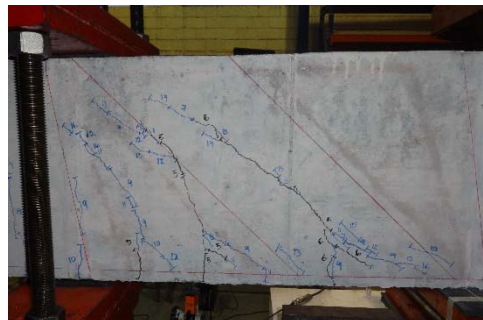


b) Cara posterior

Figura 5.4 Primer agrietamiento diagonal en región B, trabe 45-3E-1.0 ($\delta= 5.25$ mm)

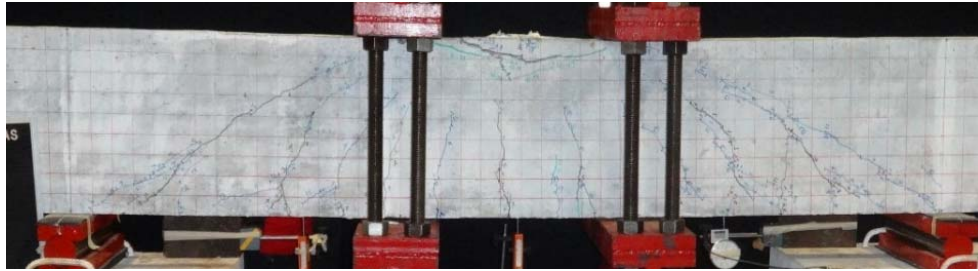


a) Cara frontal

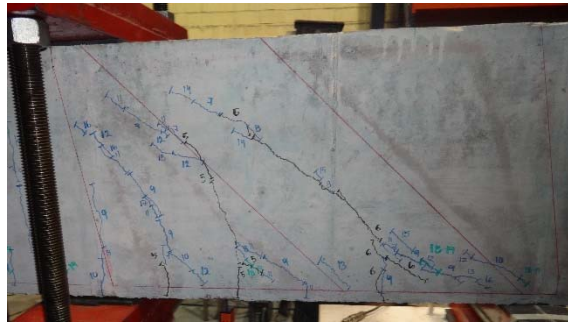


b) Cara posterior

Figura 5.5 Agrietamiento de falla, trabe 45-3E-1.0 ($\delta= 15.87$ mm)



a) Cara frontal

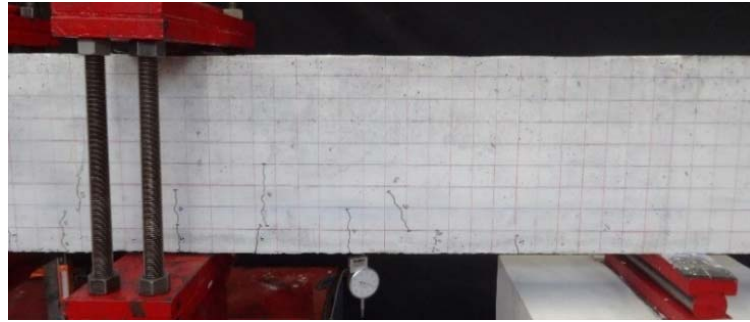


b) Cara posterior

Figura 5.6 Agrietamiento de colapso, trabe 45-3E-1.0 ($\delta=19.10$ mm)

5.1.3. Trabe 45-4E-1.5

La trabe 45-4E-1.5 fue probada con placas de 10 cm de ancho en la zona de carga. Las primeras grietas diagonales en región B se observaron en el extremo derecho a un cortante $V=9.78$ t con una flecha al centro del claro $\delta = 5.26$ mm (figuras 5.7-a y 5.7-b). La longitud de estas grietas fue pequeña, el ancho de las grietas inclinadas fue de 0.1 mm y de 0.15 mm en las grietas verticales centrales. La falla ocurrió en el extremo derecho de la trabe a un $V=35.11$ t y a un $\delta = 18.94$ mm (figuras 5.8-a y 5.8-b). Se observó abundante agrietamiento paralelo en las regiones B en ambos claros de cortante. En contraste, las grietas verticales se propagaron poco. Se midió un ancho de 0.35 mm en las grietas diagonales en la región B del extremo derecho, 0.50 mm en la grieta de la región B del extremo izquierdo y 0.20 mm en la grieta vertical central. El colapso se presentó de manera casi inmediata a la falla a un cortante $V=9.31$ t y un desplazamiento al centro del claro $\delta = 39.54$ mm. Este estado de daño se caracterizó por el aplastamiento del concreto en la zona de compresión al centro del claro que se extendió a una profundidad aproximada de 35 cm en el peralte de la sección (figuras 5.9-a y 5.9-b). También se formaron varias grietas inclinadas en el centro del claro. Se registró un cierre en el agrietamiento posterior al colapso, pues se midió un espesor de 0.1 mm en la grieta de falla del extremo derecho, 0.15 mm en la grieta del extremo izquierdo y 0.05 mm en la grieta central por flexión. Al día siguiente de la prueba se volvieron a medir los anchos de las grietas registrando los mismos valores que aquéllos obtenidos en el colapso.

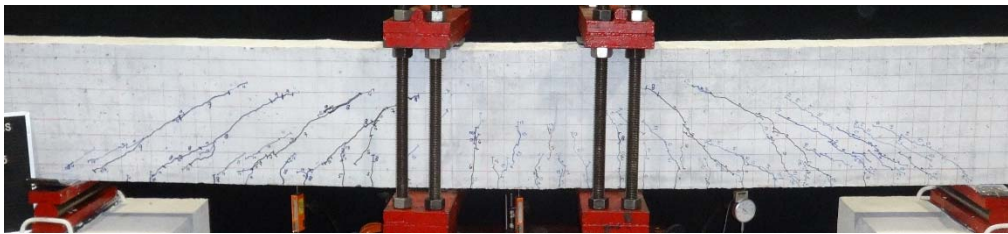


a) Cara frontal

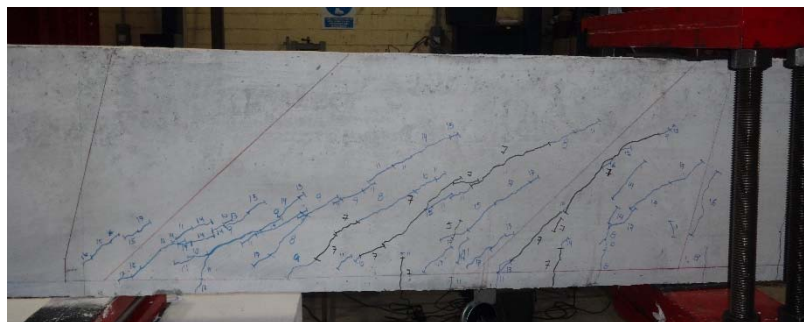


b) Cara posterior

Figura 5.7 Primer agrietamiento diagonal en región B, trabe 45-4E-1.5 ($\delta = 5.26$ mm)

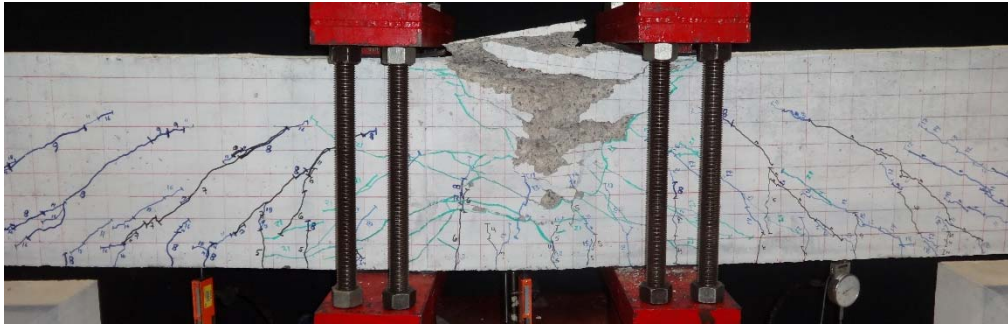


a) Cara frontal

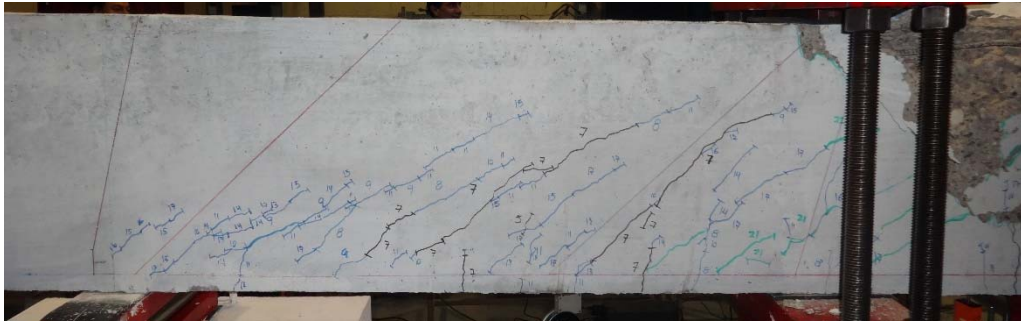


b) Cara posterior

Figura 5.8 Agrietamiento de falla, trabe 45-4E-1.5 ($\delta = 18.94$ mm)



a) Cara frontal

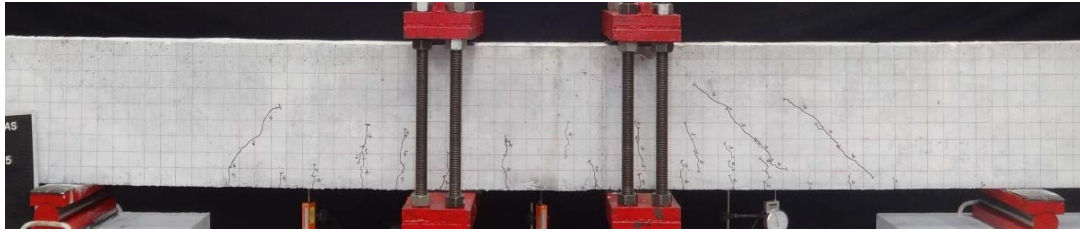


b) Cara posterior

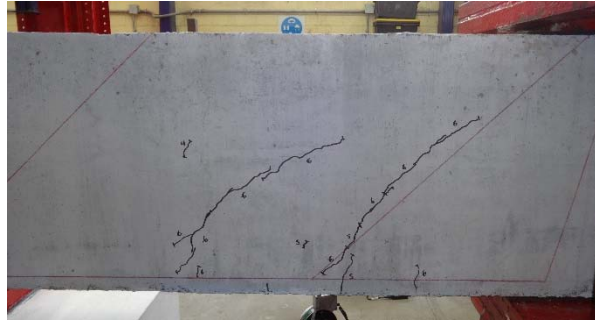
Figura 5.9 Agrietamiento de colapso, trabe 45-4E-1.5 ($\delta = 39.54$ mm)

5.1.4. Trabe 45-3E-1.5

La trabe 45-3E-1.5 fue ensayada con placas de 10 cm de ancho en la zona de carga. El primer agrietamiento diagonal en la región B ocurrió a un cortante de $V=9.45$ t y a un desplazamiento en el centro del claro libre de $\delta = 5.72$ mm (figuras 5.10-a y 5.10-b). Aunque estas grietas se formaron en ambos claros de cortante, se determinó visualmente que el extremo derecho estuvo más dañado. Se midió un ancho de grieta de 0.15 mm en el extremo derecho y 0.1 mm tanto en el extremo izquierdo como en las grietas verticales centrales. La falla ocurrió en el lado izquierdo de la trabe a un cortante $V=27.1$ t y un desplazamiento al centro del claro de $\delta = 17.91$ mm. Se observaron bastantes grietas paralelas al campo de compresión diagonal (figuras 5.11-a y 5.11-b). También se observaron grietas inclinadas de poca longitud en la región D adyacente a los apoyos. La propagación de las grietas verticales fue moderada. El ancho de las grietas diagonales, en ambos extremos, y la grieta vertical central fue de 1.0 mm. El colapso ocurrió poco después de la falla a un cortante $V=21.4$ t y un desplazamiento $\delta = 20.74$ mm (figuras 5.12-a y 5.12-b). El daño se concentró en la fibra central a compresión y en la zona de aplicación de carga del extremo derecho. Esto provocó desprendimiento del recubrimiento. Se midió un ancho de 0.3 mm en las grietas inclinadas en ambos extremos y 0.5 mm en la grieta vertical central. Al día siguiente se midieron los anchos de las grietas obteniendo un espesor de 0.1 mm en las grietas diagonales y verticales.

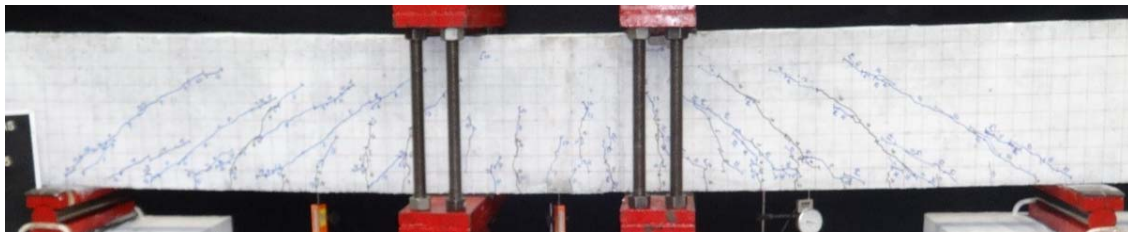


a) Cara frontal

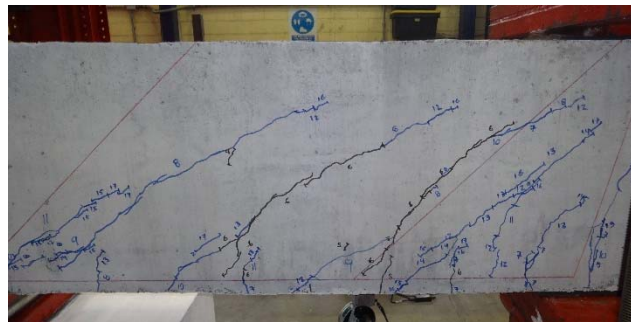


b) Cara posterior

Figura 5.10 Primer agrietamiento diagonal en región B, trabe 45-3E-1.5 ($\delta = 5.72$ mm)

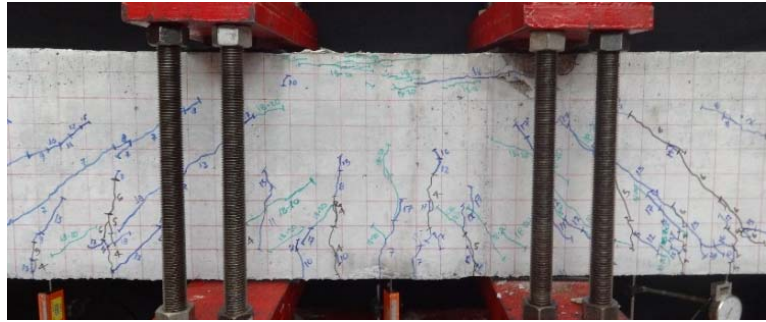


a) Cara frontal

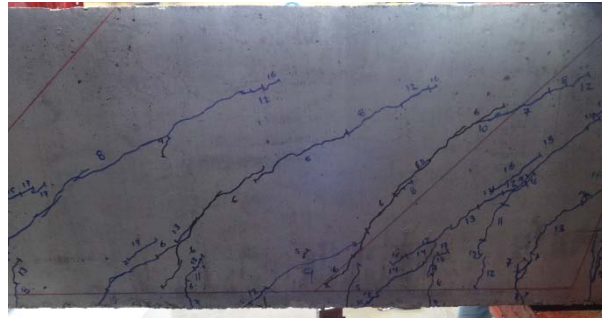


b) Cara posterior

Figura 5.11 Agrietamiento de falla, trabe 45-3E-1.5 ($\delta = 17.91$ mm)



a) Cara frontal

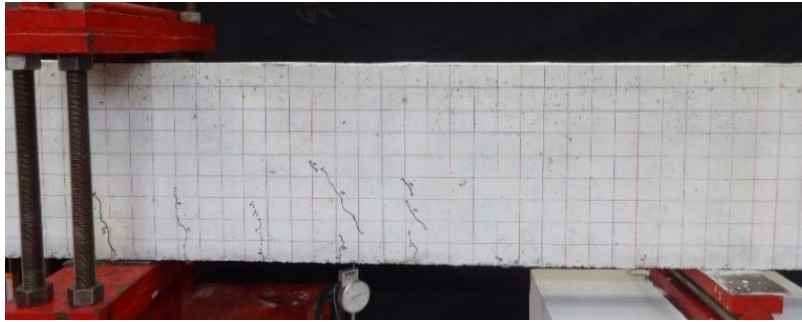


b) Cara posterior

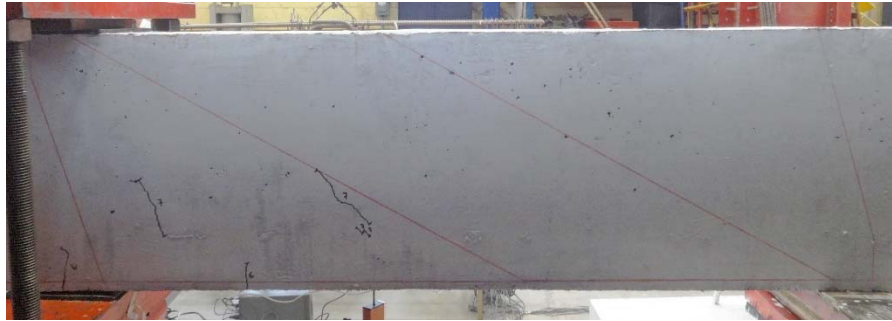
Figura 5.12 Agrietamiento de colapso, trabe 45-3E-1.5 ($\delta = 20.74$ mm)

5.1.5. Trabe 30-4E-1.0

La trabe 30-4E-1.0 fue sometida a cortante con placas de 10 cm de ancho en la zona de carga. El primer agrietamiento diagonal en la región B ocurrió en el lado derecho de la trabe a un cortante de $V=10.02$ t y a un desplazamiento vertical en el centro del claro de $\delta = 6.26$ mm (figuras 5.13-a y 5.13-b). Se observaron grietas paralelas de pequeña extensión en este estado. El ancho de la grieta inclinada en el extremo derecho fue de 0.1 mm y 0.05 mm en las grietas verticales centrales. La falla ocurrió en el extremo izquierdo a un cortante $V=28.35$ t con un desplazamiento al centro del claro de $\delta = 20.0$ mm (figuras 5.14-a y 5.14-b). Hubo muchas grietas sensiblemente paralelas al campo de compresión diagonal en la región B de ambos extremos que se propagaron en casi todo el peralte de la sección. También se observaron grietas inclinadas radiales de menor longitud cerca de los apoyos. Se midió un ancho de 0.4 mm en la grieta de falla del extremo izquierdo, 0.60 mm en el extremo derecho y 0.25 mm en las grietas verticales. El colapso ocurrió de manera casi inmediata a la falla a un cortante $V=20.46$ t y a una flecha de $\delta = 23.43$ mm (figuras 5.15-a y 5.15-b). En el extremo derecho prácticamente la trabe fue dividida diagonalmente en dos partes por una grieta que se inició en la zona de carga. No se observaron nuevas grietas en el claro de cortante izquierdo. El ancho de la grieta de falla fue de 0.6 mm, 2.0 mm en el otro extremo y 0.25 mm en la grieta vertical central. Al día siguiente de la prueba se volvieron a medir los anchos de las grietas registrando 0.15 mm en la falla, 1.5 mm en la grieta del otro extremo y 0.10 mm en las grietas verticales.

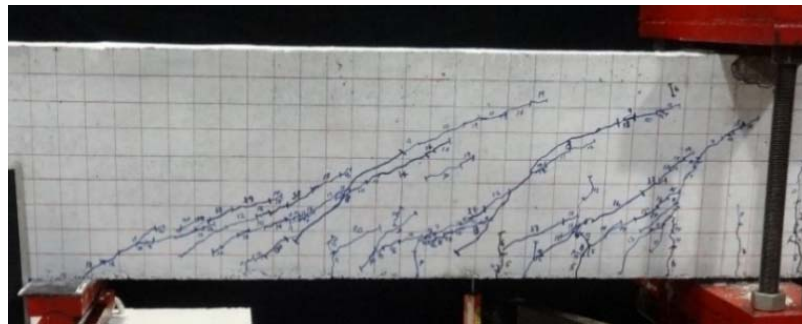


a) Cara frontal



b) Cara posterior

Figura 5.13 Primer agrietamiento en región B, trabe 30-4E-1.0 ($\delta = 6.26$ mm)

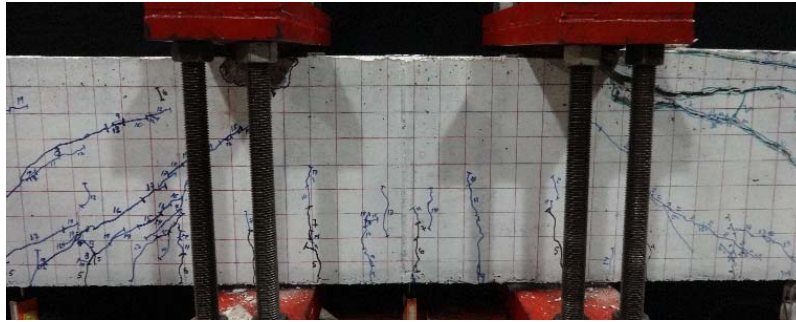


a) Cara frontal



b) Cara posterior

Figura 5.14 Agrietamiento de falla, trabe 30-4E-1.0 ($\delta = 20.0$ mm)



a) Cara frontal



b) Cara posterior

Figura 5.15 Agrietamiento de colapso, trabe 30-4E-1.0 ($\delta = 23.43$ mm)

5.1.6. Trabe 30-3E-1.0

La trabe 30-3E-1.0 fue probada con placas de 20 cm de ancho en la zona de carga. El primer agrietamiento en la región B se originó en el extremo derecho de la trabe a un cortante $V=10.57$ t y a un desplazamiento en el centro del claro $\delta = 7.25$ mm (figuras 5.16-a y 5.16-b). El ancho de la grieta inclinada fue de 0.2 mm y 0.1 mm en las grietas verticales centrales. La falla ocurrió en el lado derecho a un cortante $V=27.15$ t y un desplazamiento $\delta = 23.0$ mm (figuras 5.17-a y 5.17-b). En este estado se observaron varias grietas paralelas al campo de compresión diagonal con longitud similar, pero de menor anchura. Las grietas se distribuyeron en las regiones B (paralelas) y D adyacentes al apoyo (radiales). Se observaron pocas grietas en el centro del claro central. Se midió un ancho de grieta de falla en el lado derecho de 1.5 mm (diagonales), de 1.0 mm en el lado izquierdo (diagonales) y de 0.2 mm en la parte central (verticales). El colapso ocurrió casi de manera inmediata a la falla con un cortante $V=15.16$ t y un desplazamiento al centro del claro $\delta = 31.50$ mm (figuras 5.18-a y 5.18-b). El daño observado en este estado corresponde al aplastamiento del bloque de compresión de concreto que se propagó, aproximadamente, en una profundidad de 25 cm del peralte de la sección del centro del claro. En este estado se observaron varias grietas inclinadas debajo de las zonas de aplicación de carga. El ancho de la grieta de falla del extremo derecho fue de 0.4 mm, en el extremo izquierdo se midió un ancho de 0.5 mm y en las grietas centrales verticales 0.15 mm. Al día siguiente se midieron los anchos de las grietas obteniendo un espesor de 0.20 mm en la grieta de falla del extremo derecho, 0.25 mm en el extremo izquierdo y 0.05 mm en las grietas verticales.



a) Cara frontal

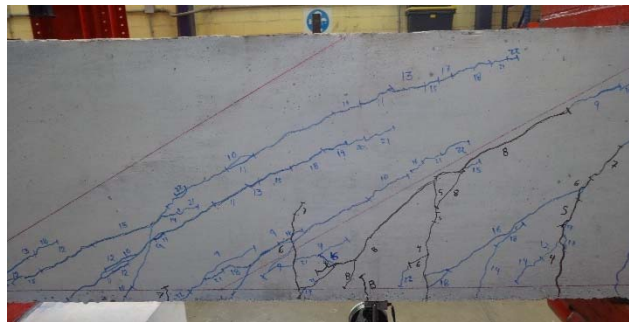


b) Cara posterior

Figura 5.16 Primer agrietamiento diagonal en región B, trabe 30-3E-1.0 ($\delta = 7.52$ mm)

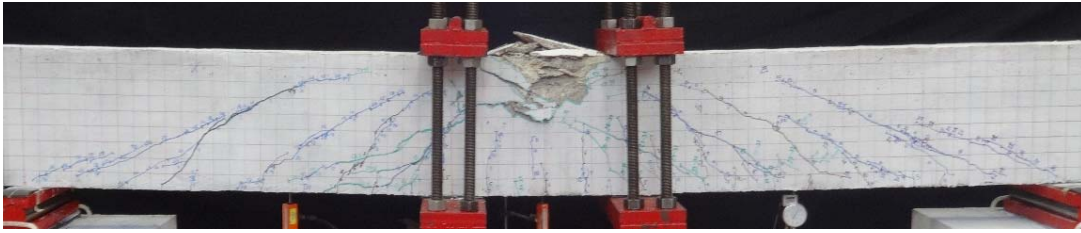


a) Cara frontal



b) Cara posterior

Figura 5.17 Agrietamiento de falla trabe 30-3E-1.0 ($\delta = 23.0$ mm)



a) Cara frontal



b) Cara posterior

Figura 5.18 Agrietamiento de colapso, trabe 30-3E-1.0 ($\delta = 31.50$ mm)

5.2 CARACTERIZACIÓN DEL DAÑO

La caracterización del daño estructural corresponde a los tres estados característicos mencionados en la sección anterior: primer agrietamiento diagonal, último y colapso. En este contexto, el primer agrietamiento diagonal está asociado a la resistencia por tensión diagonal en la región B elástica (V_{cr}), también conocida como contribución del concreto. En esta tesis la resistencia a tensión diagonal representa el trabajo de la armadura elástica. El cortante último o de falla (V_u) corresponde a la resistencia máxima del elemento y generalmente está caracterizado por la apertura y extensión de la primera grieta diagonal en la región B plástica. Teóricamente, el agrietamiento debe tener una inclinación muy parecida a la del campo de compresión diagonal supuesto en el diseño. Por último, el cortante de colapso (V_{col}) se caracteriza por la pérdida de capacidad de carga o desplazamiento de las travesas. En todos los casos, también se registró el desplazamiento al centro del claro asociado a cada uno de los estados característicos (δ_{cr} , δ_u y δ_{col}). En la figura 5.19 se muestran los tres estados característicos en la trabe 45-4E-1.0. En el apéndice C se presentan los de todos los elementos estudiados.

(espacio intencionalmente en blanco)

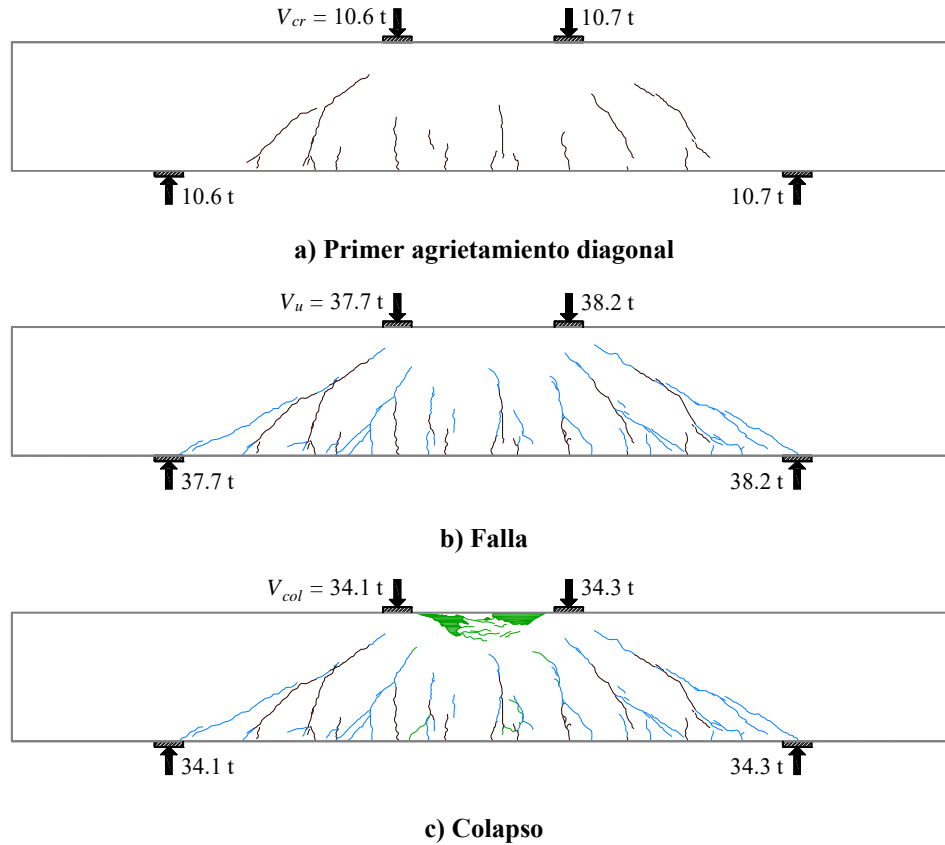


Figura 5.19 Evolución del daño de la trabe 45-4E-1.0

Los valores obtenidos con los criterios explicados previamente están reportados en la tabla 5.1. También se muestra la deflexión máxima estimada $\delta_{col-teo}$ según los cálculos mostrados en el capítulo cuatro, así como los cortantes teóricos de la contribución del concreto V_{cr-teo} y de falla V_{u-teo} . En el cálculo de los valores de V_{cr-teo} y V_{u-teo} se utilizaron las mismas ecuaciones comentadas en el capítulo tres, pero considerando las resistencias medidas en laboratorio del concreto ($f'_c=476 \text{ kg/cm}^2$) y el acero de los estribos ($f_y=4656 \text{ kg/cm}^2$). Las propiedades medidas en los materiales se reportan detalladamente en el apéndice A. Los valores asociados al cortante experimental de la falla por tensión diagonal fueron verificados con: i) la respuesta cortante distorsión, ii) variación de rigidez, iii) energía disipada y, iv) las curvas cortante deformación del refuerzo (capítulo seis).

Tabla 5.1 Cortantes y deflexiones características

Trabe	Primer agrietamiento diagonal			Falla			Colapso			$\frac{V_{cr-teo}}{V_{cr}}$	$\frac{V_{u-teo}}{V_u}$	$\frac{\delta_{col-teo}}{\delta_{col}}$
	V_{cr-teo} (t)	V_{cr} (t)	δ_{cr} (mm)	V_{u-teo} (t)	V_u (t)	δ_u (mm)	$V_{col}(t)$	δ_{col} (mm)	$\delta_{col-teo}$ (mm)			
45-4E-1.0	9.25	10.62	5.0	35.80	37.75	16.43	34.07	19.44	19.0	0.87	0.95	0.98
45-3E-1.0	9.25	10.49	5.25	29.20	31.31	15.87	29.27	19.10	19.0	0.88	0.93	0.99
45-4E-1.5	9.25	9.78	5.26	35.80	35.11	18.94	9.31	39.54	25.0	0.95	1.02	0.63
45-3E-1.5	9.25	9.45	5.72	29.20	27.09	17.91	21.40	20.74	25.0	0.98	1.08	1.20
30-4E-1.0	9.25	10.02	6.26	35.80	28.35	20.0	20.46	23.43	30.0	0.92	1.27	1.28
30-3E-1.0	9.25	10.57	7.52	29.20	27.15	23.0	15.16	31.50	30.0	0.88	1.08	0.95
Promedio										0.91	1.05	1.01
C.V.										0.05	0.11	0.23

Una vez ensayadas las traveses se midió el ángulo de inclinación de la grieta principal de falla (región B plástica de cada trabe). Para verificar el paralelismo de la inclinación de la grieta de falla con la del campo de compresión diagonal de diseño (teórico) se usó una escuadra (figuras 5.20-a y 5.21-a) y, posteriormente, fueron verificadas gráficamente (figuras 5.20-b y 5.21-b). En la tabla 5.2 se muestra para cada trabe el ángulo teórico del campo de compresión diagonal (θ_{teo}) y el ángulo medido de la inclinación de la grieta de falla en la región B plástica (θ_{exp}). En la misma tabla se muestra la comparación entre ambos ángulos $\theta_{teo}/\theta_{exp}$. Como se puede ver, la similitud entre los ángulos de inclinación de los campos de compresión diagonal teóricos y experimentales es razonable. Con base en estos resultados, se considerará el valor de θ_{exp} en los análisis y resultados que involucren el ángulo de inclinación del campo de compresión diagonal.

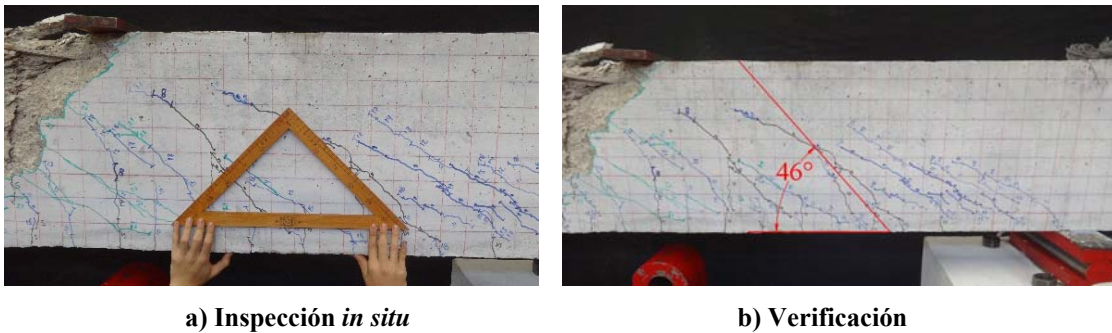


Figura 5.20 Inclinación experimental de la falla, trabe 45-4E-1.5

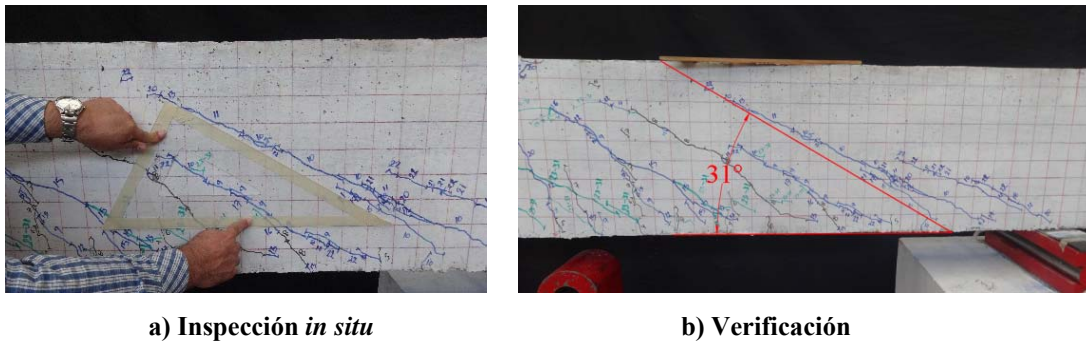


Figura 5.21 Inclinación experimental de la falla, trabe 30-3E-1.0

Tabla 5.2 Ángulo de inclinación de los campos de compresión de la muestra

Trabe	θ_{teo}	θ_{exp}	$\frac{\theta_{teo}}{\theta_{exp}}$
45-4E-1.0	45°	45°	1.00
45-3E-1.0	45°	44°	1.02
45-4E-1.5	45°	46°	0.98
45-3E-1.5	45°	45°	1.00
30-4E-1.0	30°	30°	1.00
30-3E-1.0	30°	31°	0.97
		Promedio	0.99
		C.V.	0.02

Con base en los resultados mostrados en las tablas 5.1 y 5.2, se puede decir que, en términos generales, la predicción de la resistencia de la contribución del concreto (armadura elástica) fue conservadora. Asimismo, la predicción del estado que caracteriza la falla de los elementos, es decir, el estado de daño que corresponde a la formación del mecanismo de armadura plástica sólo fue buena y razonablemente conservadora en los elementos diseñados con $\theta=45^\circ$ y $\lambda_p=1.0$ (trabes 45-4E-1.0 y 45-3E-1.0). La predicción de la resistencia asociada a la falla en los elementos con $\theta=45^\circ$ y $\lambda_p=1.5$ fue ligeramente no conservadora (trabes 45-4E-1.5 y 45-3E-1.5). Finalmente, en los elementos diseñados para desarrollar un ángulo $\theta=30^\circ$ (trabe 30-4E-1.0) observó una resistencia menor a la esperada.

Cabe recordar que a las trabes 45-4E-1.0, 45-4E-1.5, 45-3E-1.5 y 30-4E-1.0 se les aplicó carga con placas de 10 cm de ancho (figura 5.22-a), mientras que las trabes 45-3E-1.0 y 30-3E-1.0 fueron ensayadas con placas de 20 cm de ancho (figura 5.22-b) que, aunque es el doble de lo supuesto en los cálculos, dificulta la deformación de la trabe en el tramo central sometido a flexión pura debido a la rigidez de las placas. En la tabla 5.3 se resumen los anchos de las placas colocadas en los especímenes. Probablemente, el ancho de placa de 20 cm influyó en la resistencia del elemento 30-3E-1.0 que es una de las trabes construidas con el claro de cortante más grande en la muestra ($a=138$ cm). Otro factor que pudo haber intervenido en el desarrollo de la resistencia de falla estimada es la ausencia de estribos en la parte central de las trabes. El aplastamiento del bloque de compresión del lecho superior de las trabes 30-4E-1.0 y 45-4E-1.5, en las que no había confinamiento del concreto en el tramo central a flexión pura, serían ejemplo de ello (el acero de refuerzo longitudinal fluyó, por lo que teóricamente se formó una articulación plástica al centro del claro).

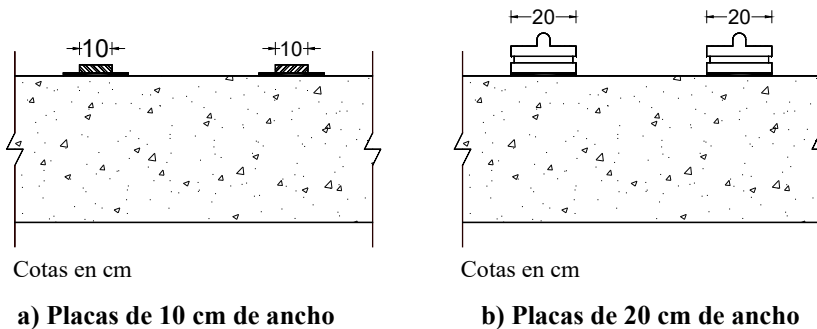


Figura 5.22 Placas de contacto usadas en las pruebas

Tabla 5.3 Ancho de las placas usadas para aplicar la carga

Trabe	Ancho de placa (cm)
45-4E-1.0	10.0
45-3E-1.0	20.0
45-4E-1.5	10.0
45-3E-1.5	10.0
30-4E-1.0	10.0
30-3E-1.0	20.0

5.3 RESPUESTA CORTANTE – DISTORSIÓN

En la figura 5.23 se muestran las curvas cortante-distorsión angular de la muestra experimental. Las gráficas se construyeron con la distorsión calculada al centro del claro. En las gráficas se usó una línea continua hasta la falla y una línea discontinua en el resto de la curva. Además, se marcaron los cortantes experimentales que corresponden a los estados del primer agrietamiento diagonal (V_{cr}), falla (V_u) y colapso (V_{col}) caracterizados en el apartado anterior. Las gráficas corresponden al claro de cortante donde se presentó la falla: izquierdo (i) o derecho (d). En el apéndice D se muestran las curvas de cortante-desplazamiento de la muestra.

En la figura 5.24 se agrupan las traveses diseñadas para desarrollar la misma resistencia a cortante sin importar: i) el arreglo del refuerzo transversal en los abanicos de compresión (tres o cuatro estribos), ii) el grado de esbeltez plástica ($\lambda_P=1.0$ o $\lambda_P=1.5$) o, iii) el ángulo de inclinación del campo de compresión diagonal ($\theta=45^\circ$ o $\theta=30^\circ$). En cada gráfica se ha marcado la resistencia teórica indicada en la tabla 5.1, que es $V_{u-T4E} = 35.80$ t para las traveses con cuatro estribos en el mecanismo resistente y $V_{u-T3E} = 29.20$ t para las traveses con tres estribos en el mecanismo resistente. Como se comentó previamente, es evidente que sólo las traveses diseñadas y detalladas para desarrollar un campo de compresión diagonal con $\theta=45^\circ$ y una esbeltez $\lambda_P = 1.0$ lograron la resistencia esperada. Las traveses con $\lambda_P=1.5$ estuvieron cerca de alcanzar la resistencia esperada. Las traveses con $\theta=30^\circ$ estuvieron escasas en resistencia, marcadamente el elemento 30-4E-1.0.

(espacio intencionalmente en blanco)

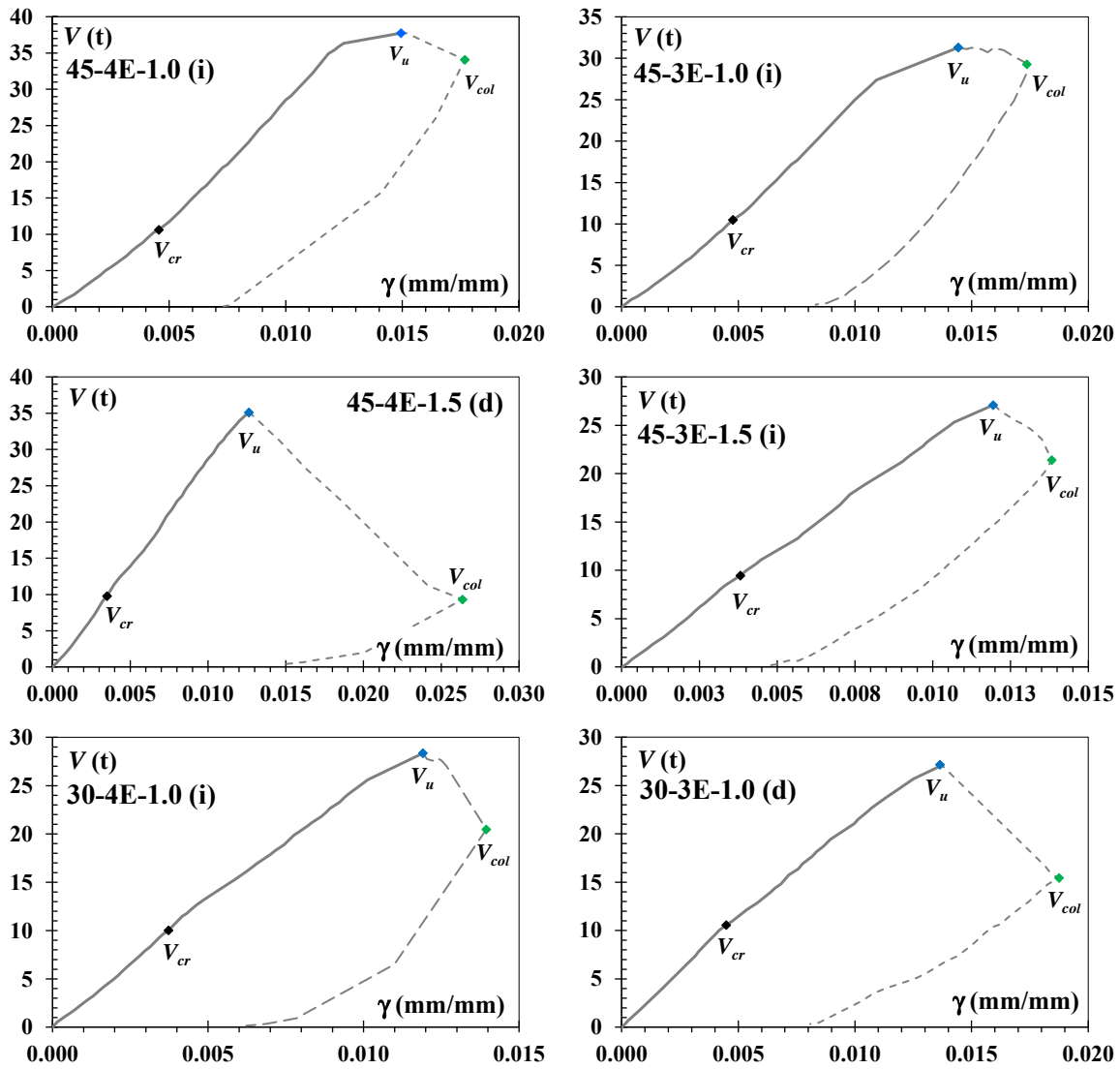


Figura 5.23 Respuesta cortante – distorsión

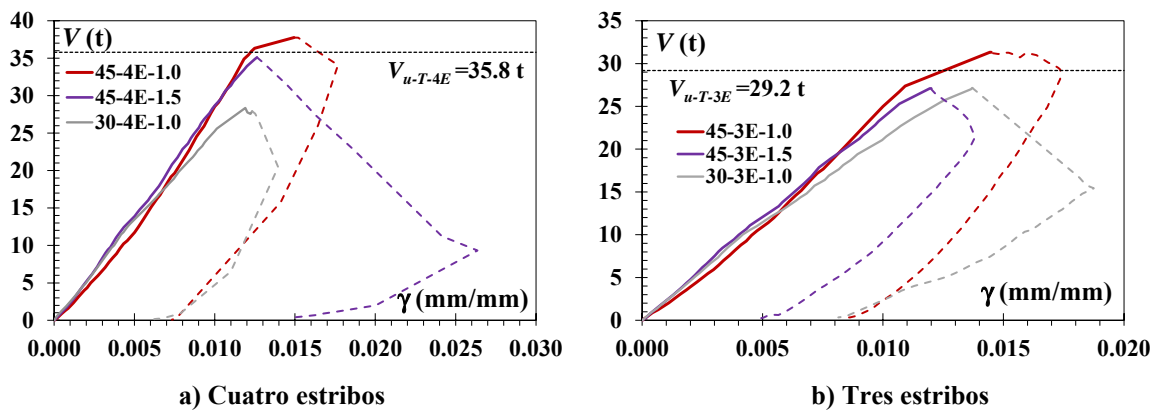


Figura 5.24 Trabes agrupadas según la resistencia teórica

5.4 VARIACIÓN DE RIGIDEZ

La variación de rigidez (ΔK_i) se cuantificó como el cociente de la diferencia del cortante entre dos cargas consecutivas (V_i y V_{i-1}) y la diferencia de desplazamiento al centro del claro asociado a dichos cortantes (δ_i y δ_{i-1}). Esto es expresado en la ecuación 5.1 (Tena-Colunga, 2008). Las curvas que resultan de aplicar la ecuación 5.1 se muestran en la figura 5.25. Los cálculos se hicieron hasta la falla (V_u). En la elaboración de estas curvas se omitieron los registros que proporcionaban rigideces negativas o que tendían al infinito. Los registros eliminados corresponden a estados de carga intermedios entre el desplazamiento incremental de control de un milímetro en el centro del claro. En general, la falla por tensión diagonal está asociada a una notoria pérdida de rigidez.

$$\Delta K_i = \frac{V_i - V_{i-1}}{\delta_i - \delta_{i-1}}; (i \geq 1) \tag{5.1}$$

Se determinó el promedio de la variación de rigidez antes de que se presentara la falla por tensión diagonal ($\Delta K_{cr-prom}$) y después de ésta y hasta la falla (ΔK_{u-prom}). En el primer caso el mecanismo resistente está asociado a una armadura elástica y en el segundo a una armadura plástica. En la tabla 5.4 se presentan los valores de $\Delta K_{cr-prom}$, ΔK_{u-prom} , así como el cociente de la rigidez promedio que caracteriza a la armadura plástica entre la rigidez promedio que caracteriza a la armadura elástica.

Tabla 5.4 Variación de rigidez promedio

Trabe	Primer Agrietamiento diagonal	Falla	$\frac{\Delta K_{u-prom}}{\Delta K_{cr-prom}}$
	$\Delta K_{cr-prom}$ (t/mm)	ΔK_{u-prom} (t/mm)	
45-4E-1.0	2.09	2.72	1.30
45-3E-1.0	2.0	2.35	1.17
45-4E-1.5	1.83	1.94	1.06
45-3E-1.5	1.67	1.64	0.98
30-4E-1.0	1.59	1.49	0.93
30-3E-1.0	1.42	1.23	0.86

En la figura 5.25 y en la tabla 5.4 se observa que en los elementos 45-4E-1.0, 45-3E-1.0 y 45-4E-1.5 la variación de rigidez aumentó después del primer agrietamiento diagonal, lo que podría estar asociado con la activación de los estribos debido al mecanismo resistente de armadura plástica. Este aumento de rigidez es notorio en los elementos con una esbeltez plástica $\lambda_p=1.0$ y un ángulo $\theta=45^\circ$. En los especímenes 45-3E-1.5 y 30-4E-1.0 se observa una pequeña reducción de la rigidez promedio después del primer agrietamiento diagonal, siendo más notoria en el espécimen diseñado para desarrollar un agrietamiento con $\theta=30^\circ$. Por último, en la trabe 30-3E-1.0 se observó una notable reducción de la rigidez promedio después de la falla por tensión diagonal.

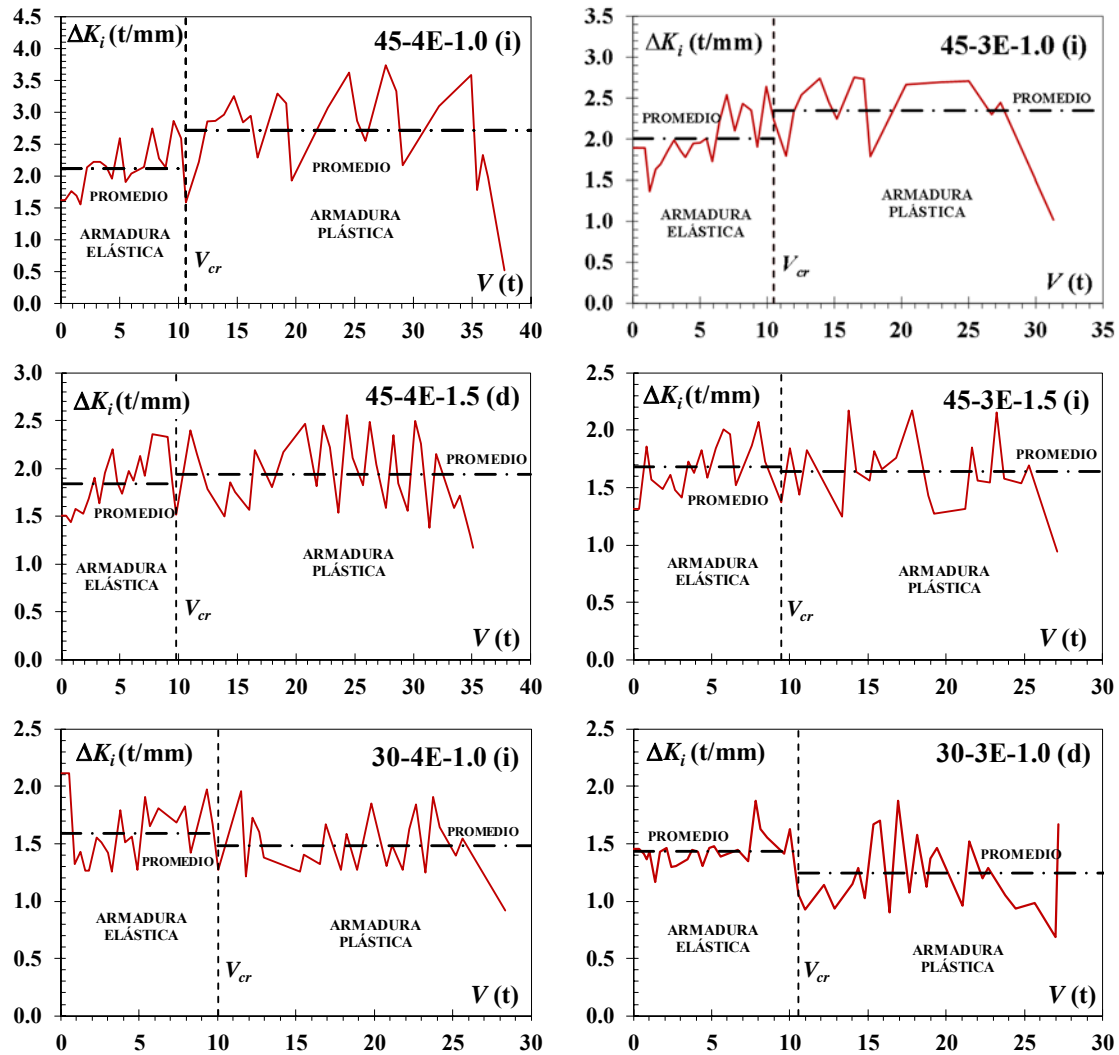


Figura 5.25 Variación de rigidez

5.5 RIGIDEZ SECANTE

La rigidez secante al origen es un parámetro que permite relacionar fácilmente el nivel de daño en un elemento estructural (figura 5.26). En la figura 5.27 se muestra la rigidez secante normalizada con la rigidez inicial (K_0) de los especímenes de prueba. El valor de K_0 se calculó con el promedio de los tres primeros incrementos de desplazamiento, en los que no se observó daño estructural. Los valores calculados, así como los normalizados con K_0 , para el primer agrietamiento diagonal (K_{cr}) y falla (K_u) se presentan en la tabla 5.5. Las curvas donde se muestra la evolución de la rigidez secante están calculadas hasta el cortante de falla (V_u) y se ha indicado el cortante del primer agrietamiento diagonal (V_{cr}).

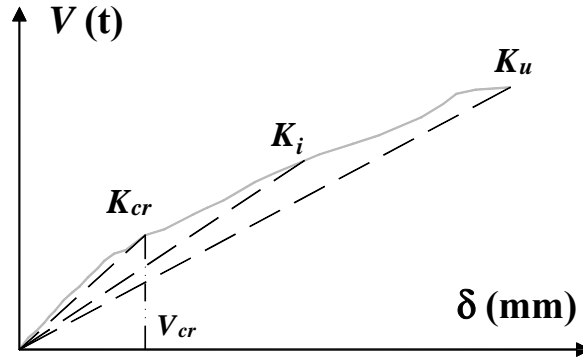


Figura 5.26 Rigidez secante al origen

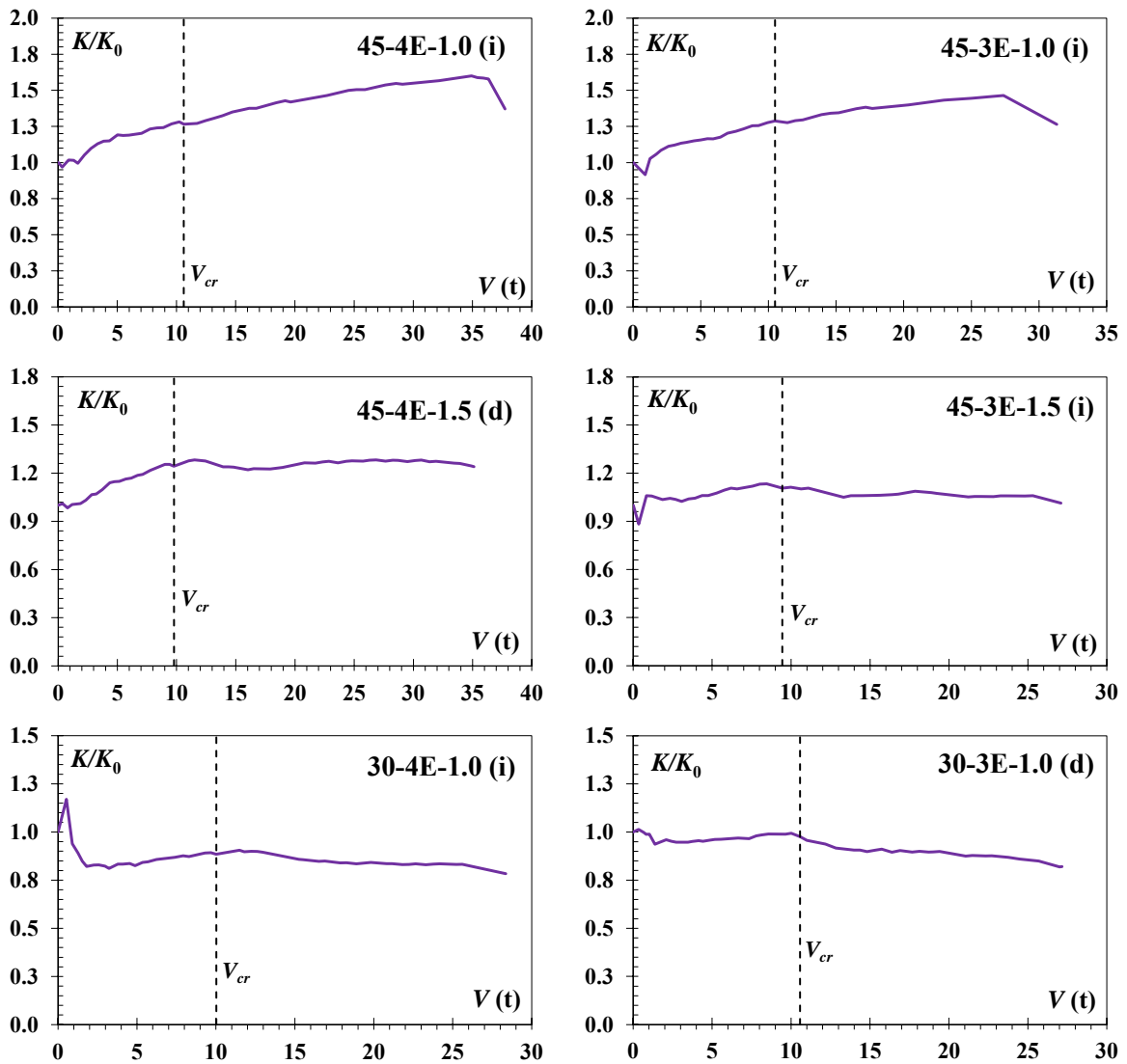


Figura 5.27 Rigidez secante experimental

Tabla 5.5 Rigidez secante

Trabe	Rigidez inicial	Primer agrietamiento diagonal	Falla	$\frac{K_{cr}}{K_0}$	$\frac{K_u}{K_0}$
	K_0 (t/mm)	K_{cr} (t/mm)	K_u (t/mm)		
45-4E-1.0	1.68	2.12	2.30	1.26	1.37
45-3E-1.0	1.57	2.02	1.98	1.29	1.26
45-4E-1.5	1.49	1.86	1.85	1.24	1.24
45-3E-1.5	1.49	1.65	1.51	1.11	1.01
30-4E-1.0	1.81	1.60	1.42	0.88	0.78
30-3E-1.0	1.44	1.40	1.18	0.98	0.82

Con los resultados mostrados en la tabla 5.4, se confirma que, en algunos elementos, marcadamente los que se diseñaron para desarrollar $\theta=45^\circ$, no se presentó una reducción abrupta de la rigidez después del primer agrietamiento diagonal.

5.6 DISIPACIÓN DE ENERGÍA

En la figura 5.28 se muestra la energía disipada (E_i) calculada en función del desplazamiento vertical en el centro del claro libre de las traveses. Por definición, las gráficas se construyeron cuantificando de manera discreta el área bajo la curva de la respuesta de cortante-desplazamiento, como se muestra en la ecuación 5.2. Los cálculos se hicieron hasta el cortante de falla (V_u).

$$E_i = \left[\frac{V_i + V_{i-1}}{2} \right] (\delta_i - \delta_{i-1}) \tag{5.2}$$

Como se esperaba, la mayor parte de la energía disipada se presentó después del primer agrietamiento diagonal (figura 5.28). Esto se asoció a la propagación del agrietamiento una vez que se presentó la falla por tensión diagonal. De esta forma, se puede decir que el mecanismo de armadura plástica fue el principal responsable de la disipación de energía. Los resultados muestran que, en general: i) los elementos diseñados para desarrollar un campo de compresión diagonal con inclinación $\theta=45^\circ$ tienden a disipar más energía y, ii) los elementos menos esbeltos tienden a disipar más energía.

Popov (1998) propuso el parámetro de densidad de energía acumulada (U_0) como una medida normalizada por volumen de la energía disipada. En este caso, U_0 se calculó dividiendo la energía disipada acumulada (ΣE_i) entre el volumen del claro de cortante. En la tabla 5.6 se presentan los valores asociados a los mecanismos de armadura elástica (primer agrietamiento diagonal) y plástica (falla). En la figura 5.29 se muestra la evolución de la energía acumulada relacionada con los desplazamientos al centro del claro asociados al primer agrietamiento diagonal y a la falla. Con los resultados mostrados en la figura 5.29 se confirma que las traveses con menor esbeltez ($\lambda_p=1.0$) tienden a disipar mayor cantidad de energía.

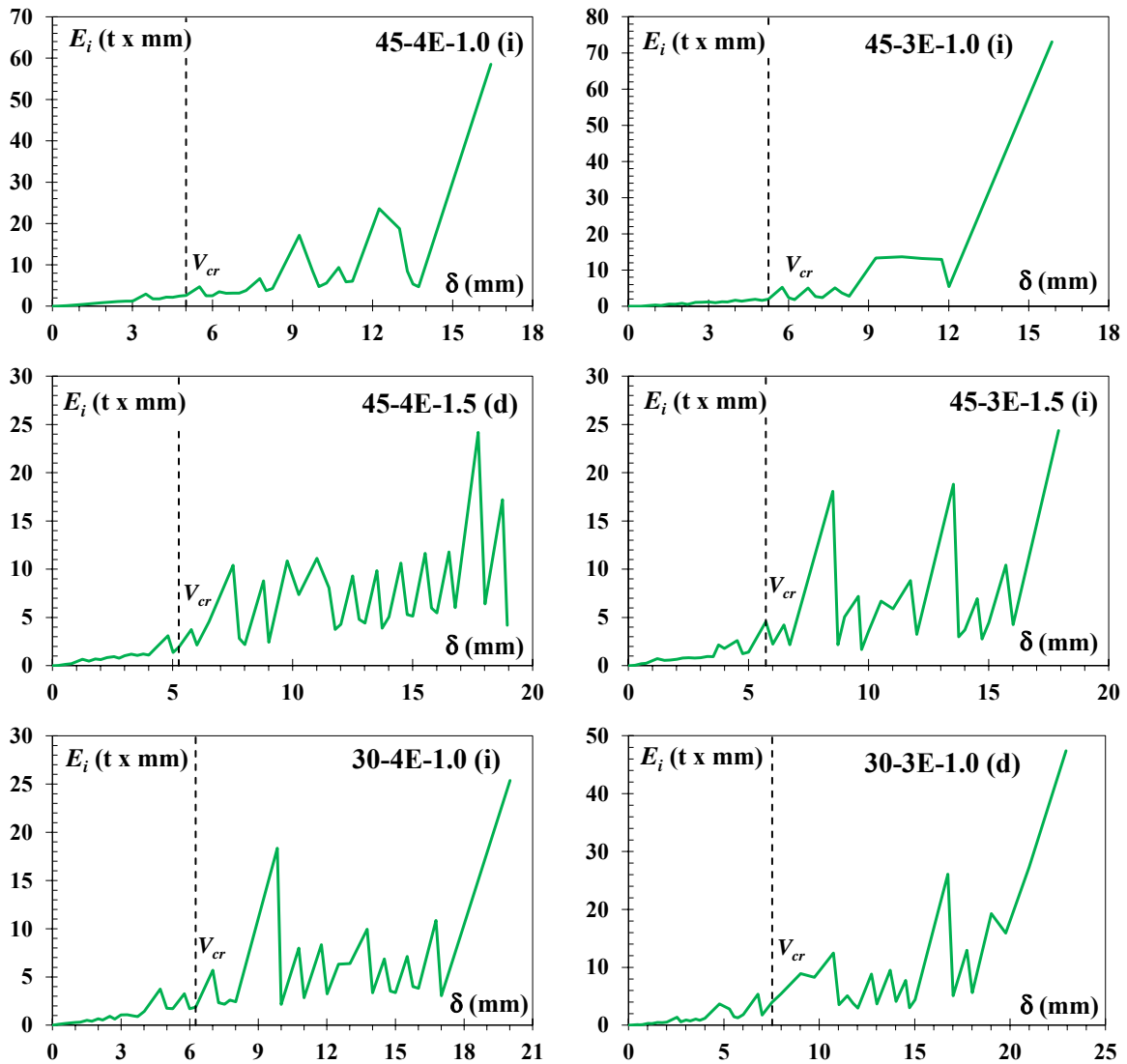


Figura 5.28 Disipación de energía

Tabla 5.6 Densidad de energía acumulada característica

Trabe	Volumen (m^3)	Primer agrietamiento diagonal		Falla	
		U_{0-cr} ($t \times mm/m^3$)	δ_{cr} (mm)	U_{0-u} ($t \times mm/m^3$)	δ_u (mm)
45-4E-1.0	0.072	334.46	5.0	3362.03	16.43
45-3E-1.0	0.072	281.11	5.25	2540.0	15.87
45-4E-1.5	0.108	177.77	5.26	2304.0	18.94
45-3E-1.5	0.108	202.58	5.72	1589.54	17.91
30-4E-1.0	0.124	195.28	6.26	1420.47	20.0
30-3E-1.0	0.124	251.15	7.52	2292.57	23.0

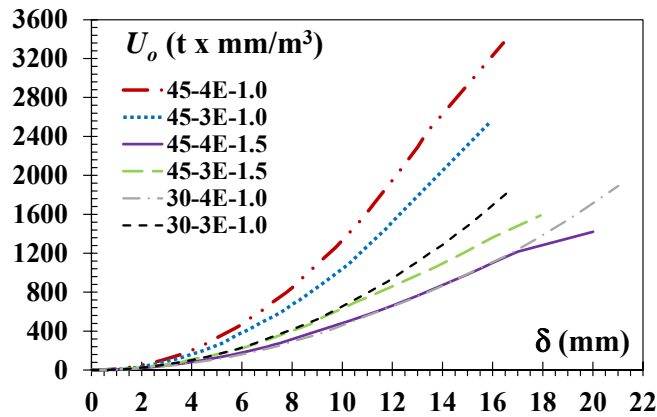


Figura 5.29 Densidad de energía acumulada

5.7 COMENTARIOS

En este capítulo se presentaron los resultados experimentales de las travesaños que se estudian en esta tesis. Para facilitar algunas comparaciones, en la tabla 5.7 se muestran algunos resultados relevantes que permiten identificar de manera más rápida algunos parámetros que gobernaron el comportamiento de las travesaños ensayadas.

Tabla 5.7 Algunos valores experimentales de la muestra

Trabe	Ancho de placa de carga (cm)	$\frac{\theta_{teo}}{\theta_{exp}}$	$\frac{V_{cr-teo}}{V_{cr}}$	$\frac{V_{u-teo}}{V_u}$	$\frac{K_{cr}}{K_0}$	$\frac{K_u}{K_0}$	U_{0-u} (t x mm/m ³)
45-4E-1.0	10.0	1.00	0.87	0.95	1.26	1.37	3362.03
45-3E-1.0	20.0	1.02	0.88	0.93	1.29	1.26	2540.0
45-4E-1.5	10.0	0.98	0.95	1.02	1.24	1.24	2304.0
45-3E-1.5	10.0	1.00	0.98	1.08	1.11	1.01	1589.54
30-4E-1.0	10.0	1.00	0.92	1.27	0.88	0.78	1420.47
30-3E-1.0	20.0	0.97	0.88	1.08	0.98	0.82	2292.57
Promedio		0.99	0.91	1.05			
C.V.		0.02	0.05	0.11			

Apoyándose en los resultados de la tabla 5.7 y de lo analizado en este capítulo se comenta que:

1. Los valores teóricos y experimentales del ángulo de inclinación de la falla por tensión diagonal fueron, en general, similares. Este grado de predicción se le atribuyó principalmente al detallado de las regiones D plásticas como sugirieron Archundia y Tena (2015).
2. La contribución del concreto observada en los experimentos, que corresponde a la armadura elástica, fue razonablemente conservadora al comparar con la que se esperaba según la recomendación del reglamento ACI-318 (2019).
3. Los especímenes construidos con una esbeltez plástica $\lambda_p=1.0$ y un ángulo $\theta=45^\circ$ desarrollaron la resistencia de falla teórica (travesaños 45-4E-1.0 y 45-3E-1.0). En el resto

se registró una resistencia inferior a la predicha. Es de interés especial la trabe 30-4E-1.0 que desarrolló una resistencia mucho menor de la esperada.

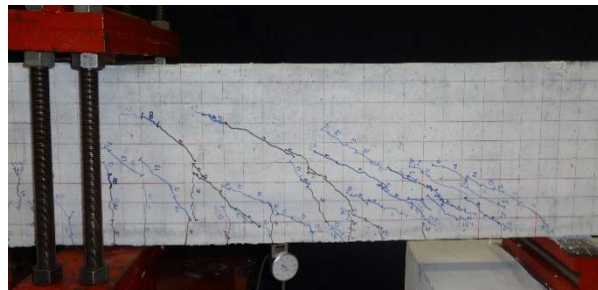
4. El aumento de rigidez después de la falla por tensión diagonal parece ser típico en elementos diseñados a fallar a $\theta=45^\circ$ y $\lambda_p=1.0$. Lo anterior pues en los diseñados con $\theta=30^\circ$ y con $\lambda_p=1.5$ no se presentó este fenómeno.
5. En el capítulo seis se estudia con mayor detalle el mecanismo resistente a cortante de las trabes a partir de los resultados experimentales presentados en este capítulo.

CAPÍTULO 6: ANÁLISIS DEL MECANISMO RESISTENTE

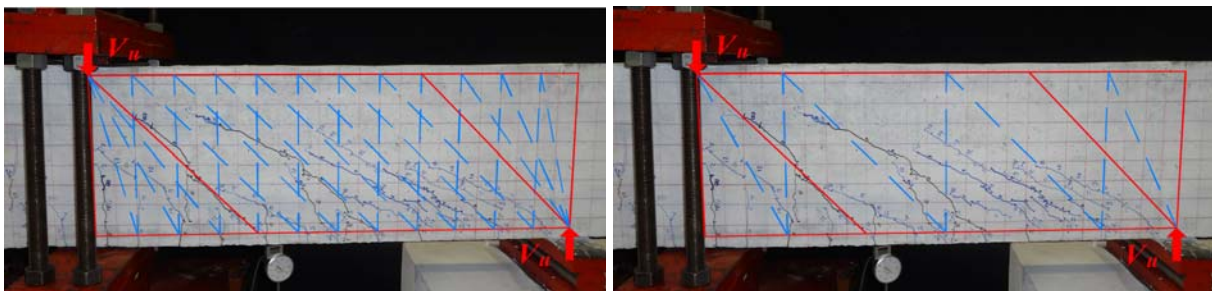
En este capítulo se estudian a detalle las características de los mecanismos resistentes a cortante de la muestra de este estudio. El punto de partida de este análisis son los resultados experimentales presentados en el capítulo cinco. Por simplicidad sólo se presentan resultados detallados en algunos especímenes, sin embargo, los resultados obtenidos con las técnicas de análisis presentadas son aplicados sobre la muestra completa (apéndice E).

6.1 CAMPOS DE ESFUERZOS EXPERIMENTALES

Los campos de esfuerzo asociados a la falla de las traveses ensayadas fueron identificados visualmente con los patrones de agrietamiento (figuras 6.1-a y 6.2-a). Para ello se usaron los patrones de agrietamiento como guías para dibujar los modelos de armadura plástica detallada (figuras 6.1-b y 6.2-b) y armadura plástica simplificada (figuras 6.1-c y 6.2-c). Esta técnica forense parte de la suposición de que hay una correlación directa entre los campos de esfuerzo plástico y los patrones de agrietamiento (Archundia 2013).



a) Agrietamiento de falla



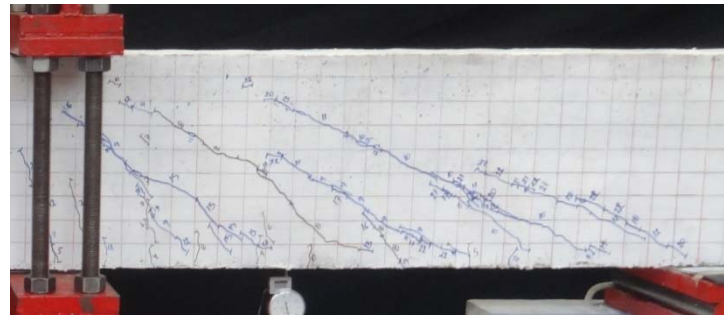
b) Modelo de armadura plástica detallada

c) Modelo de armadura plástica simplificada

Figura 6.1 Identificación de los campos de esfuerzos experimentales, trabe 45-4E-1.5

Al observar los campos de esfuerzo mostrados en las figuras 6.1 y 6.2, se puede decir que con el agrietamiento diagonal es posible explicar los campos de esfuerzo teóricos del modelo supuesto en el mecanismo resistente a cortante. Por ello, se considera que es correcta la relación

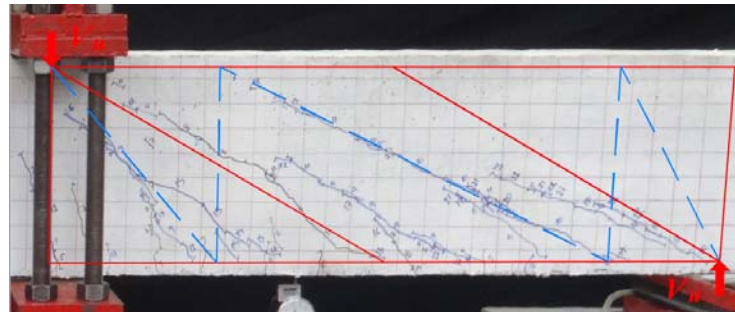
entre el agrietamiento y los modelos de armadura plástica sugeridos por Archundia y Tena (2015) para traveses esbeltos. Finalmente, este ejercicio permitió verificar que la falla de los especímenes se presentó en la región B plástica del claro de cortante.



a) Agrietamiento de falla



b) Modelo de armadura plástica detallada



c) Modelo de armadura plástica simplificado

Figura 6.2 Identificación de los campos de esfuerzos experimentales, trabe 30-3E-1.0

Kaufmann (1998) propuso una serie de ecuaciones para definir las dimensiones de los campos de esfuerzos radiales en traveses de concreto reforzado simplemente apoyadas (figura 6.3). Las variables involucradas en sus cálculos son: i) la altura de la viga (d), ii) peralte efectivo (d_v), iii) ancho de viga (b_w), iv) inclinación en los campos de compresión diagonal (θ_0), v) resistencia a compresión efectiva del concreto (f_w) y, vi) la fuerza de cortante (F_v). Para calcular las dimensiones de estos abanicos se consideró una resistencia a la compresión experimental del concreto $f'_c = 456 \text{ kg/cm}^2$ (apéndice A). Por su parte, Archundia y Tena (2015) sugirieron que las dimensiones de los campos de esfuerzos (figura 6.4-a) están relacionadas con los modelos de armadura plástica (figura 6.4-b) y con ello definieron la extensión de regiones B-D plásticas (figura 6.4-c). Las variables involucradas en el cálculo de la extensión de estos campos de

esfuerzos son: i) la ubicación de la sección crítica plástica x_{cr} medida desde el apoyo, ii) peralte efectivo d y; iii) ángulo de inclinación de la falla por cortante θ .

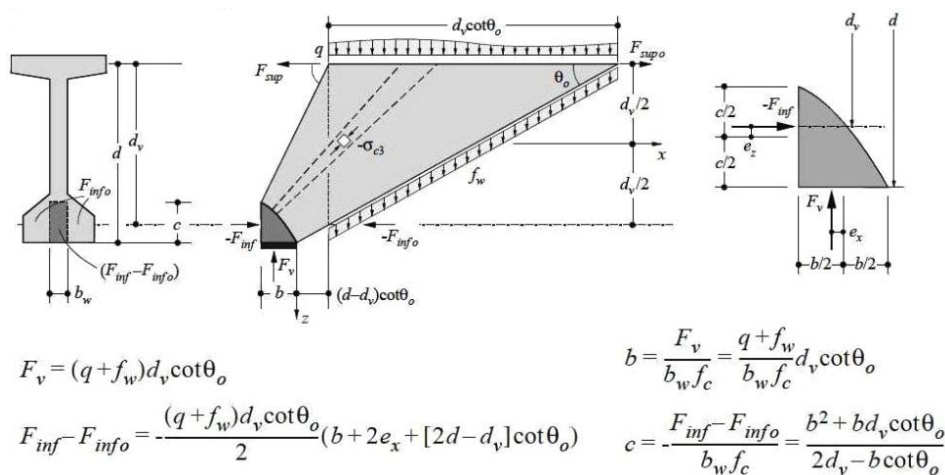


Figura 6.3 Solución de Kaufmann (1998) para calcular los campos de esfuerzo en abanico

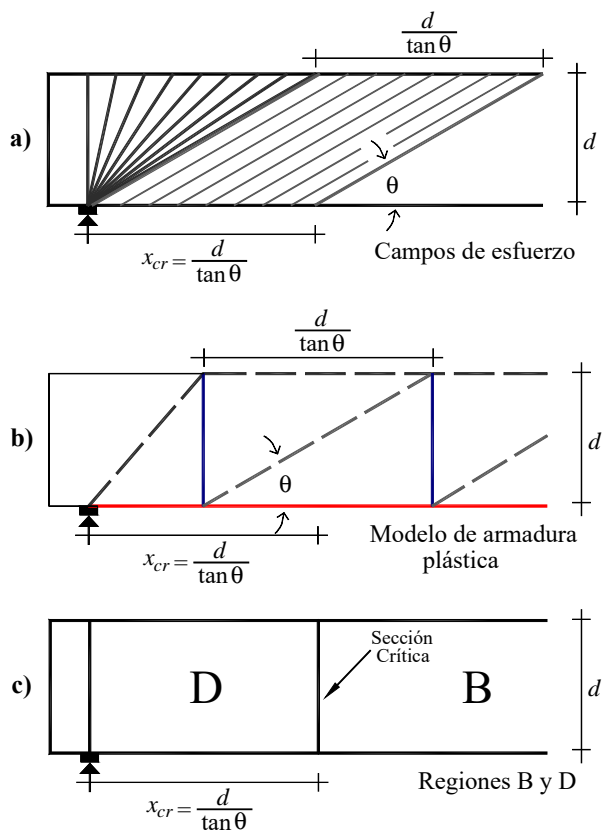


Figura 6.4 Propuesta de Archundia y Tena (2015) para definir los campos de esfuerzo

Considerando estas definiciones, se trazó en cada espécimen: i) los campos de esfuerzos definidos con los modelos de armadura sugeridos por Archundia y Tena (2015) y, ii) los abanicos radiales delimitados con la geometría propuesta por Kaufmann (1998). El trazo se hizo sobre los patrones de agrietamiento experimentales de falla como se muestra en las figuras 6.5 y 6.6 en las traveses 45-4E-1.5 y 30-3E-1.0, respectivamente. Las figuras 6.5-a y 6.6-a corresponden a los campos de esfuerzo sugeridos por Archundia y Tena (2015). Por otro lado, en las figuras 6.5-b y 6.6-b se muestran los abanicos radiales con la geometría propuesta por Kaufmann (1998).

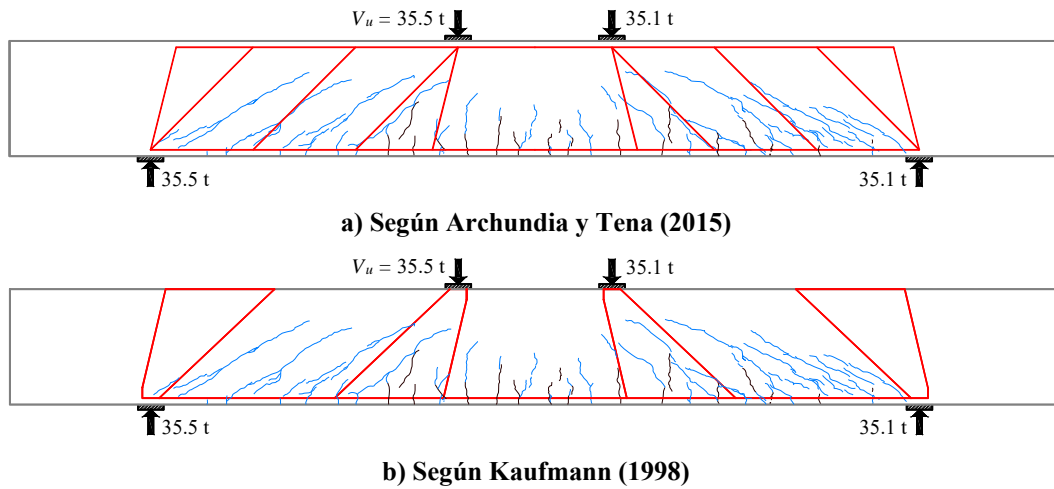


Figura 6.5 Campos de esfuerzos radiales, trabe 45-4E-1.5

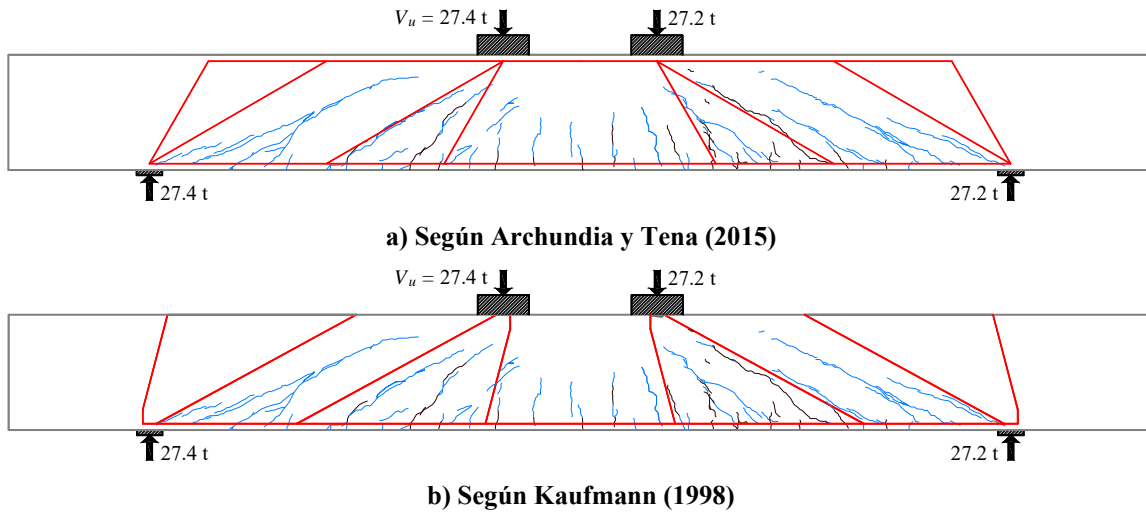


Figura 6.6 Campos de esfuerzos radiales, trabe 30-3E-1.0

De las figuras 6.5 y 6.6 es claro que, al identificar los campos de compresión radial (región D plástica), es fácil identificar el campo de compresión diagonal en medio de ellos (región B plástica). Al superponer estos campos de esfuerzo con los patrones de agrietamiento asociados a la falla, es fácil verificar que se desarrolló el mecanismo resistente a cortante teórico. Lo anterior es válido tanto para los abanicos de compresión detallados (Kaufmann, 1998) y simplificados (Archundia y Tena, 2015).

6.2 COMPORTAMIENTO DEL ACERO DE REFUERZO TRANSVERSAL

En las figuras 6.7 y 6.8 se muestran las curvas cortante - deformación del refuerzo transversal del claro de cortante izquierdo y derecho, respectivamente. Mientras que en la figura 6.9 se muestran las curvas cortante - deformación del refuerzo transversal la trabe 30-3E-1.0. Las curvas corresponden a la respuesta de los estribos hasta el cortante de falla (V_u), por lo que en las figuras se muestra el patrón de agrietamiento asociado a este estado. En las gráficas se indica el cortante experimental de la falla por tensión diagonal (V_{cr}) que indica el comienzo teórico del trabajo en tensión de los estribos. Los valores de V_u y V_{cr} son reportados en el capítulo cinco. También en las gráficas se indica la deformación unitaria asociada a la fluencia del acero de refuerzo transversal medida en laboratorio en probetas de control ($\epsilon_y=0.00215$). En el apéndice A se presentan los detalles de las pruebas del acero de refuerzo.

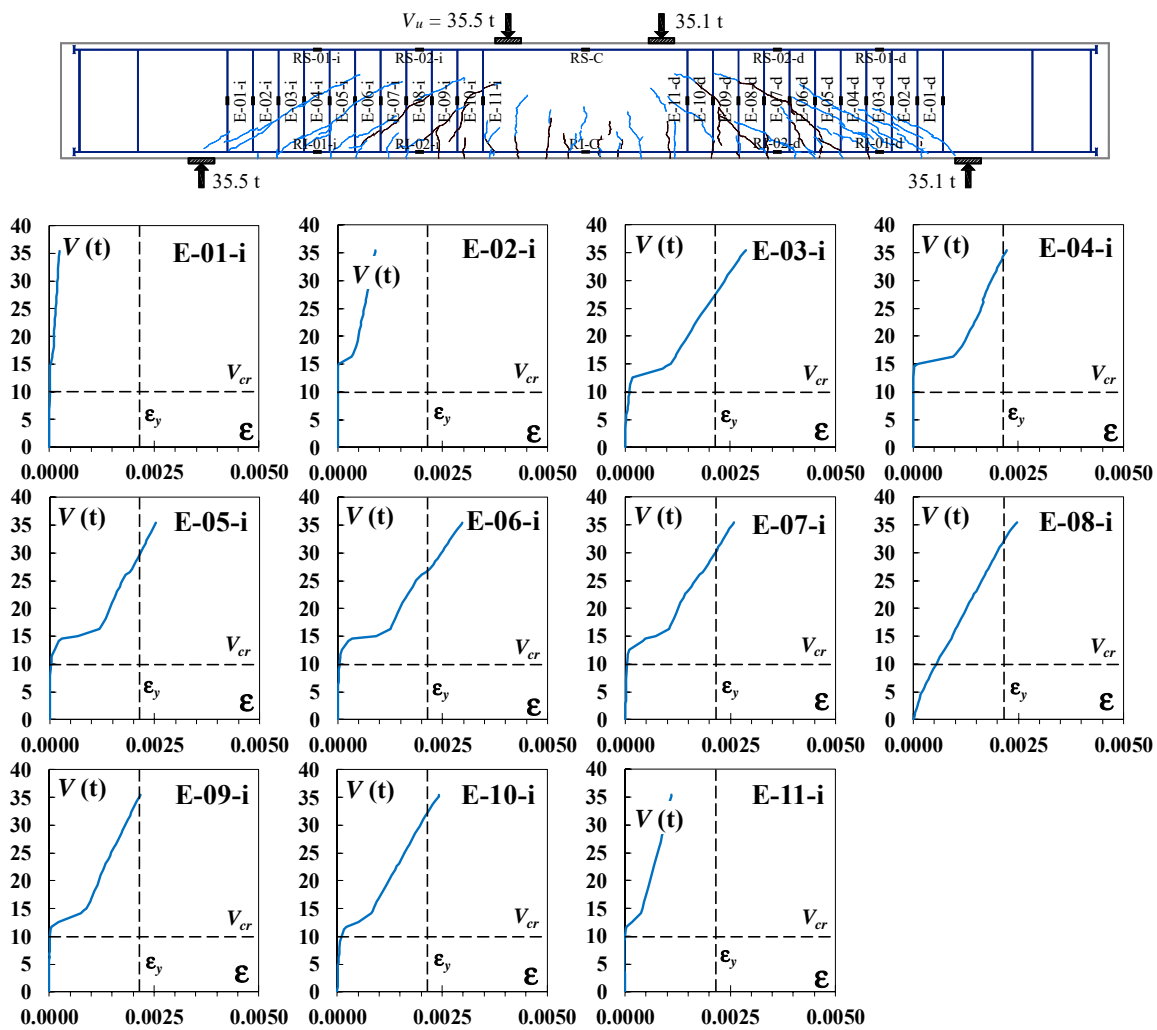


Figura 6.7 Respuesta cortante – deformación del refuerzo transversal, claro de cortante izquierdo de la trabe 45-4E-1.5

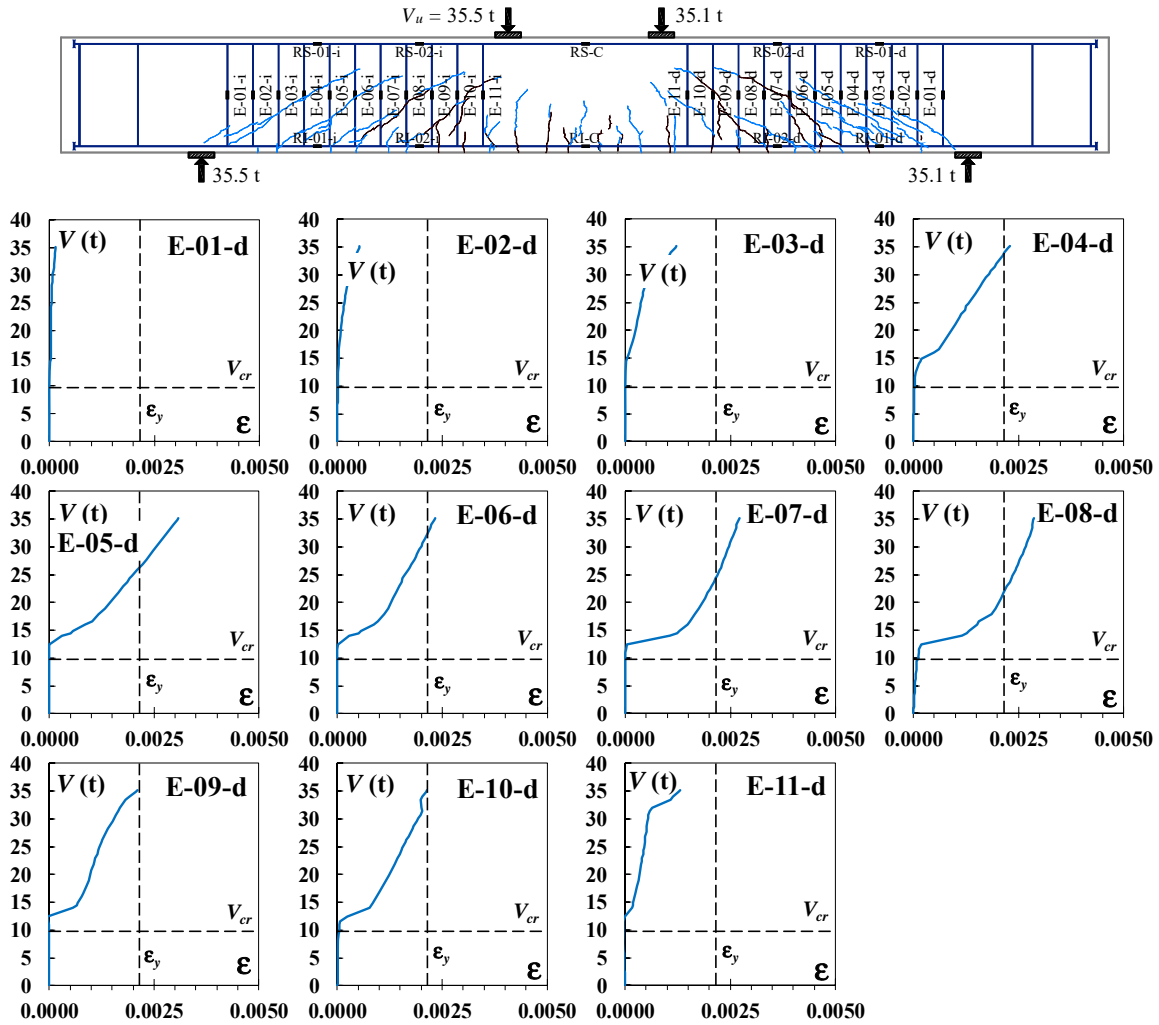


Figura 6.8 Respuesta cortante – deformación del refuerzo transversal, claro de cortante derecho de la trabe 45-4E-1.5

En las figuras 6.7 a 6.9 se observa que la mayoría de los estribos colocados en la región B plástica, comienzan a trabajar al presentarse la falla por tensión diagonal, lo que coincide con la teoría. De igual manera se observó que la mayoría de los estribos de las regiones B que fueron cruzados por el agrietamiento diagonal alcanzaron, como mínimo, la deformación de fluencia ϵ_y . Finalmente, también se observó que el primer estribo adyacente a las reacciones y puntos de carga no siempre desarrolló deformaciones importantes, lo que es más evidente en las zonas de reacciones.

(espacio intencionalmente en blanco)

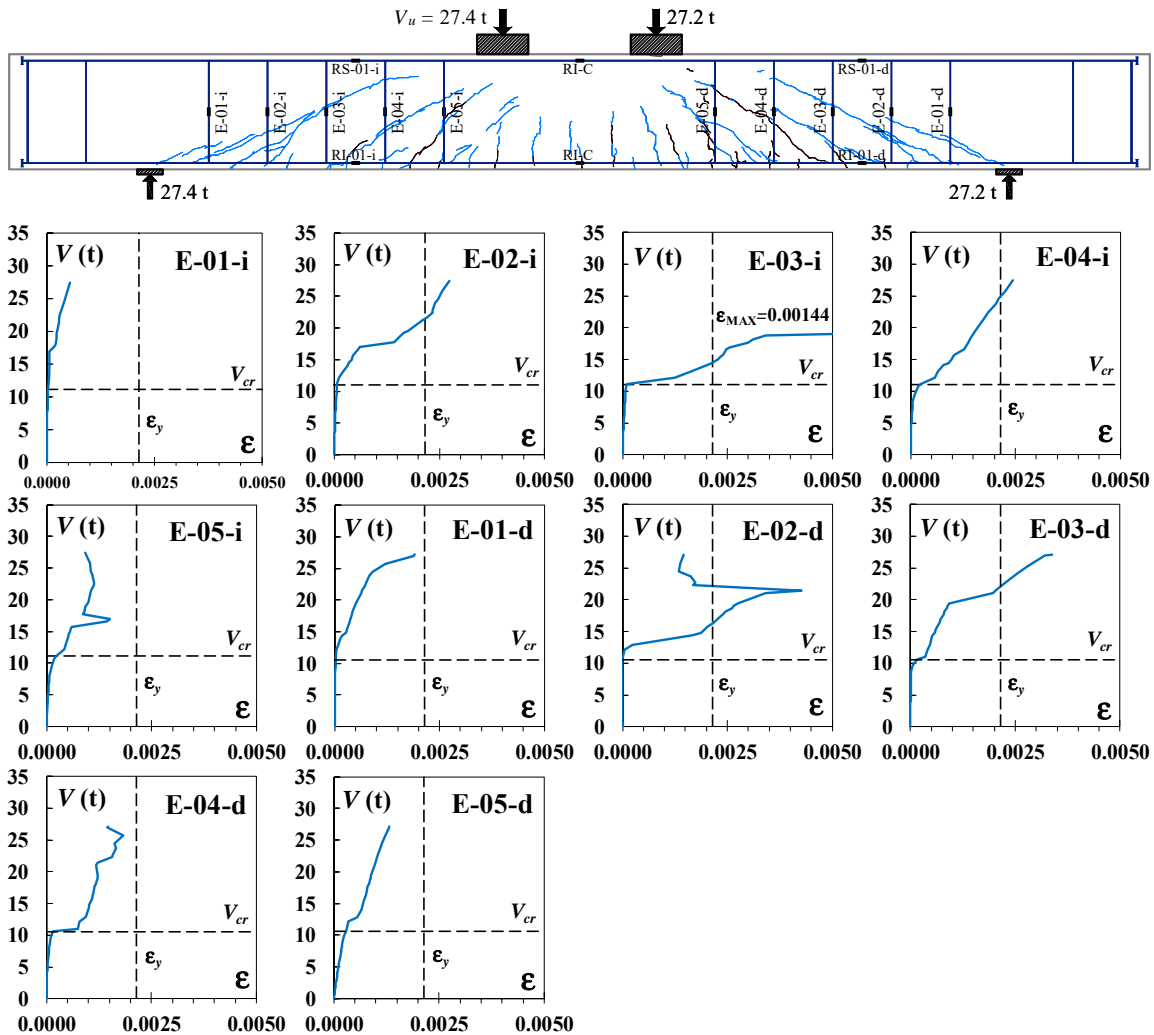


Figura 6.9 Respuesta cortante deformación del refuerzo transversal, trabe 30-3E-1.0

A partir de la curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo transversal (apéndice A) y las curvas cortante-deformación, es posible determinar el esfuerzo y la fuerza desarrollada por cada estribo cuando se presenta la falla por cortante. En este trabajo se optó usar el formato gráfico utilizado por Alcocer *et al.* (2008) para mostrar resultados globales en el claro de cortante. Bajo esta premisa, el valor de: i) la deformación unitaria (figuras 6.10-a y 6.11-a), ii) esfuerzo de tensión (figuras 6.10-b y 6.11-b) y; iii) fuerza de tensión (figuras 6.12-c y 6.12-c) de cada estribo, se muestran en conjunto para visualizar el trabajo de los estribos en las regiones B y D plásticas. Las figuras 6.10 y 6.11 corresponden a las trabes 45-4E-1.5 y 30-3E-1.0, respectivamente. En el análisis se consideró un esfuerzo de fluencia $f_y = 4656 \text{ kg/cm}^2$ (apéndice A) y el área nominal de la sección transversal de los estribos fabricados con varillas con diámetro de tres octavos de pulgada a dos ramas ($A_v = 1.42 \text{ cm}^2$).

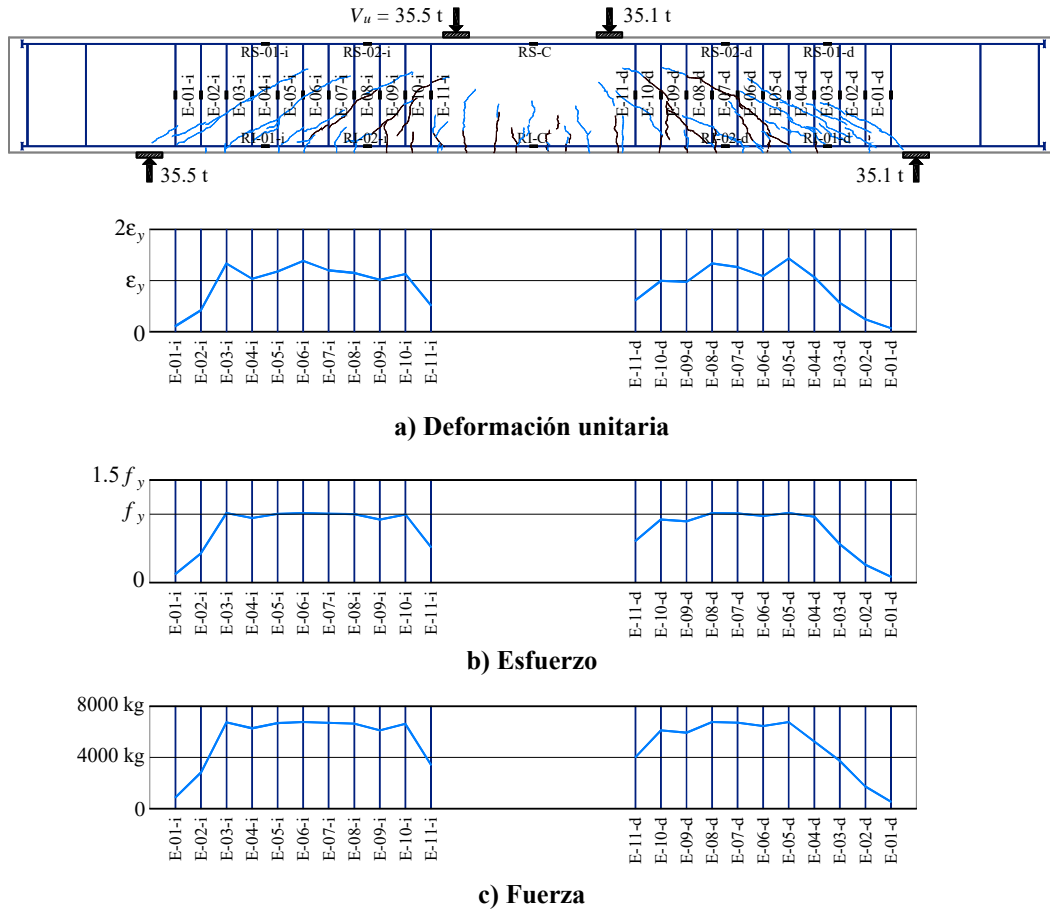


Figura 6.10 Demanda experimental a la falla en los estribos, trabe 45-4E-1.5

Con base en los resultados presentados en las figuras 6.10 y 6.11 es claro que las mayores demandas se concentraron en la zona central del claro de cortante que en estas traveses es una región dominada por un campo de compresión diagonal (región B plástica). Este resultado comprueba el predominio de la región B plástica en el mecanismo resistente a cortante de traveses esbeltos (Archundia y Tena 2015).

(espacio intencionalmente en blanco)

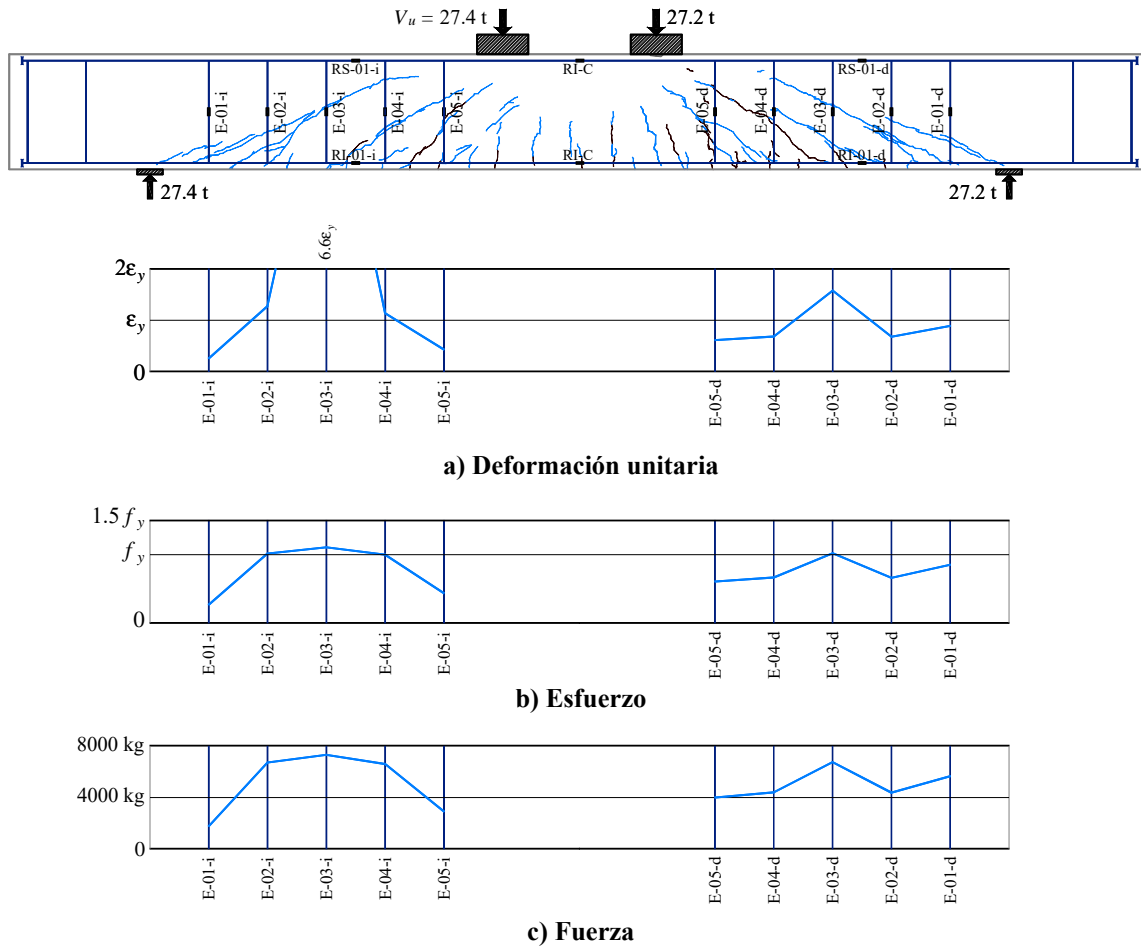


Figura 6.11 Demanda experimental a la falla en los estribos, trabe 30-3E-1.0

Para cuantificar la contribución de la resistencia de los estribos en el mecanismo resistente, se hizo el cálculo de la fuerza desarrollada en cada estribo cruzado por una franja diagonal de concreto definida con el modelo de armadura plástica detallada en una región B plástica. En el cálculo se consideró el claro donde se observó visualmente la falla por cortante. En la figura 6.12 se muestra cómo se debe hacer la cuantificación de estas fuerzas en una franja diagonal de concreto. Con esto es posible determinar la aportación del refuerzo en la región B plástica (V_{SRB}). El valor de V_{SRB} que se considera corresponde a las franjas más alejadas de las regiones D plásticas. En las trabes 45-4E-1.0, 45-4E-1.5, 45-3E-1.5 y 30-4E-1.0 se promedió la fuerza de dos franjas, pues su ubicación coincide con el centro de las regiones B plásticas. En las trabes 45-3E-1.0 y 30-3E-1.0, se calculó el valor de V_{SRB} con una sola franja. En las figuras 6.13 y 6.14 se muestran los valores calculados en cada franja del campo de compresión diagonal para las trabes 45-4E-1.5 y 30-3E-1.0, destacándose en negritas los valores utilizados en el cálculo de V_{SRB} .

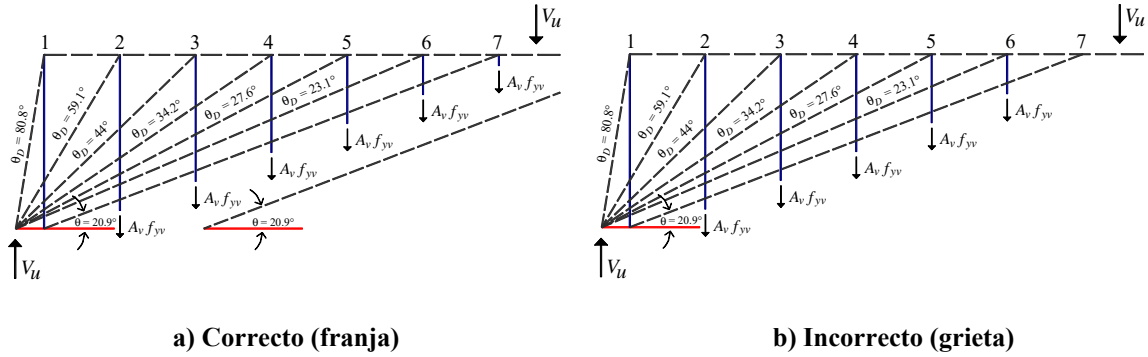


Figura 6.12 Identificación del trabajo de los estribos que participan en el mecanismo resistente a cortante (Archundia 2013)

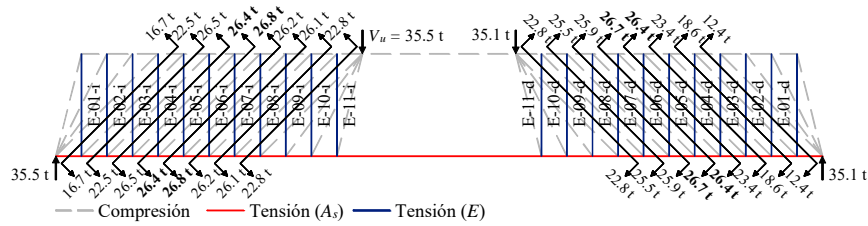


Figura 6.13 Resistencia experimental a cortante en regiones B plástica, trabe 45-4E-1.5

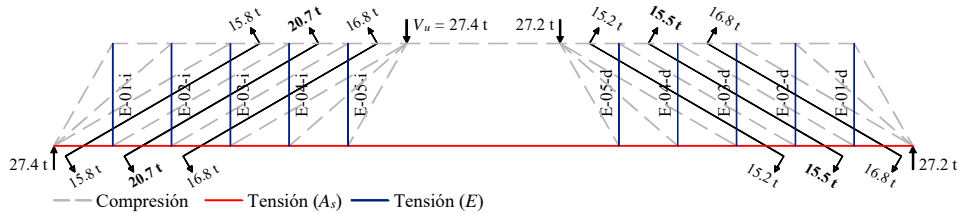


Figura 6.14 Resistencia experimental a cortante en regiones B plástica, trabe 30-3E-1.0

Tabla 6.1 Cortante experimental en franjas centrales de región B plásticas

Trabe	Claro de falla	V_{cr} (t)	V_{sRB} (t)	V_{u-RB} (t)	V_{u-teo} (t)	$\frac{V_{u-teo}}{V_{u-RB}}$
45-4E-1.0	Izquierdo	10.6	21.8	32.4	35.8	1.11
45-3E-1.0	Izquierdo	10.5	18.2	28.7	29.2	1.02
45-4E-1.5	Derecho	9.8	26.6	36.4	35.8	0.99
45-3E-1.5	Izquierdo	9.5	18.6	28.1	29.2	1.04
30-4E-1.0	Izquierdo	10.0	26.8	36.8	35.8	0.97
30-3E-1.0	Derecho	10.6	15.5	26.1	29.2	1.12
Promedio						1.04
C.V.						0.06

Al valor de V_{sRB} se le sumó la contribución del concreto determinada experimentalmente (V_{cr}) para definir el cortante de falla experimental (V_{u-RB}). En la tabla 6.1 se reportan los valores que resultan de estas operaciones. En la misma tabla se compara el valor del cortante experimental V_{u-RB} contra el cortante de falla teórico que considera la resistencia medida de los materiales (V_{u-teo}). Los valores de V_{u-teo} son reportados con detalle en el capítulo cinco. Con la comparación del

cortante experimental (V_{sRB}) contra el cortante teórico (V_{u-teo}) se indica que, en general, la predicción de la resistencia es buena en traveses en las que se tiene certeza de su esbeltez.

6.3 COMPORTAMIENTO DEL ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL

El comportamiento típico del refuerzo longitudinal se muestra en las figuras 6.15 y 6.16 con las curvas cortante–deformación del acero longitudinal de las traveses 45-4E-1.5 y 30-3E-1.0, respectivamente. Las curvas fueron construidas hasta la falla (V_u) y, en ellas, se marcó el cortante asociado a la contribución del concreto (V_{cr}), como se hizo en los estribos. Asimismo, se marcó la deformación unitaria de fluencia ($\epsilon_y = 0.00203$) de las varillas instrumentadas que tienen un diámetro de pulgada y cuarto (#10). La deformación de fluencia de las varillas fue obtenida en pruebas de caracterización hechas en laboratorio (apéndice A).

En general, se observó un comportamiento lineal del acero longitudinal hasta la deformación de fluencia (o cercana a ella) con deformaciones del mismo orden en cada sección medida de los claros de cortante y en algunos casos también se observó linealidad posterior a la fluencia. En el centro del claro el acero a tensión estuvo más demandado que el acero a compresión, con excepción en las traveses 45-4E-1.5 y 30-3E-1.0, lo que se puede relacionar con la formación de una articulación plástica en la zona central en momento flexionante puro. En algunas mediciones se observó un cambio de pendiente en la curva de respuesta que coincide con la resistencia de la contribución de concreto (V_{cr}) y el inicio del mecanismo de armadura plástica, por ejemplo, en el deformímetro RS-01-i de la trabe 30-3E-1.0 (figura 6.16). Este comportamiento puede estar asociado con la redistribución de las fuerzas internas en el mecanismo resistente.

(espacio intencionalmente en blanco)

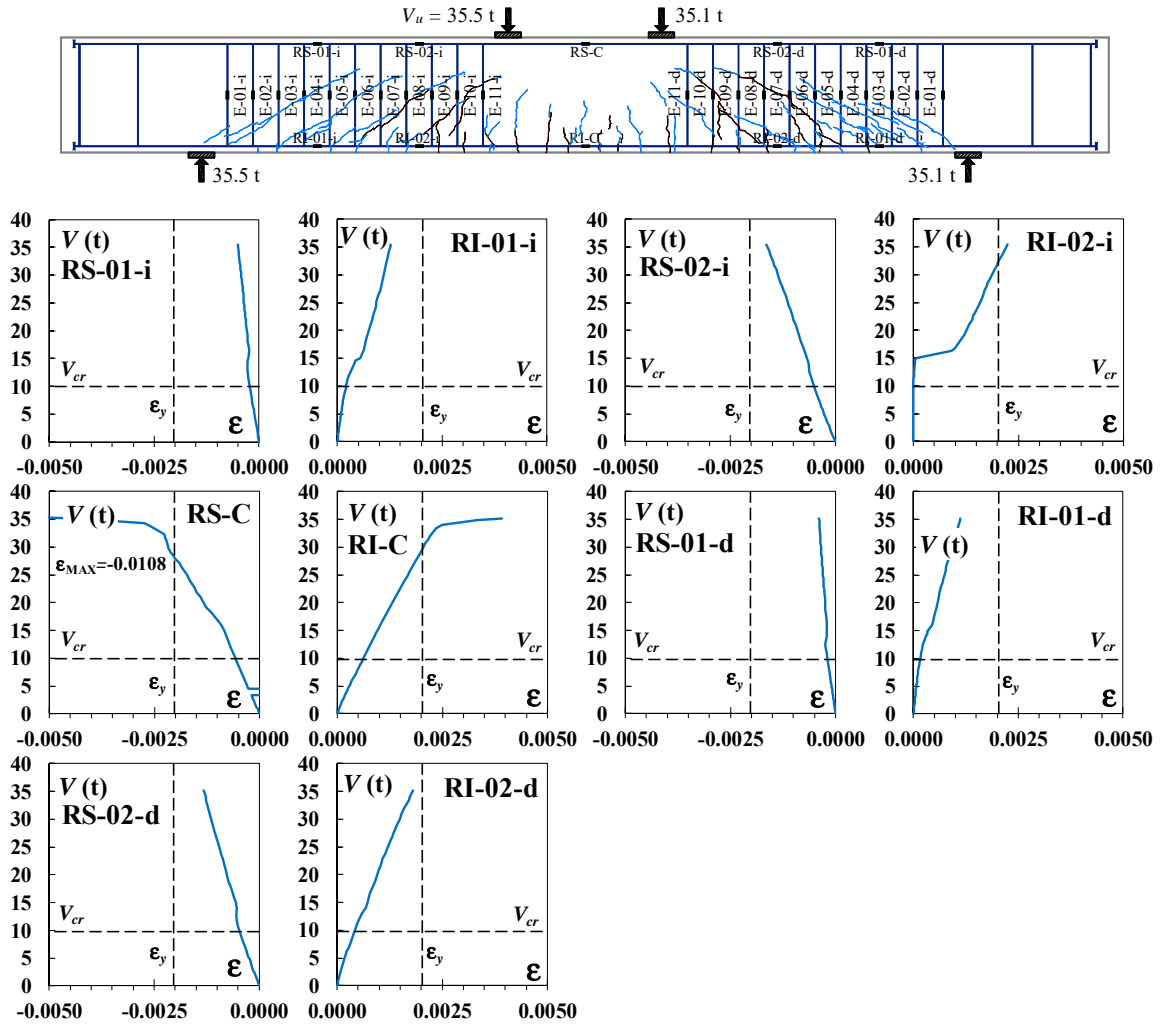


Figura 6.15 Respuesta cortante – deformación del refuerzo longitudinal, trabe 45-4E-1.5

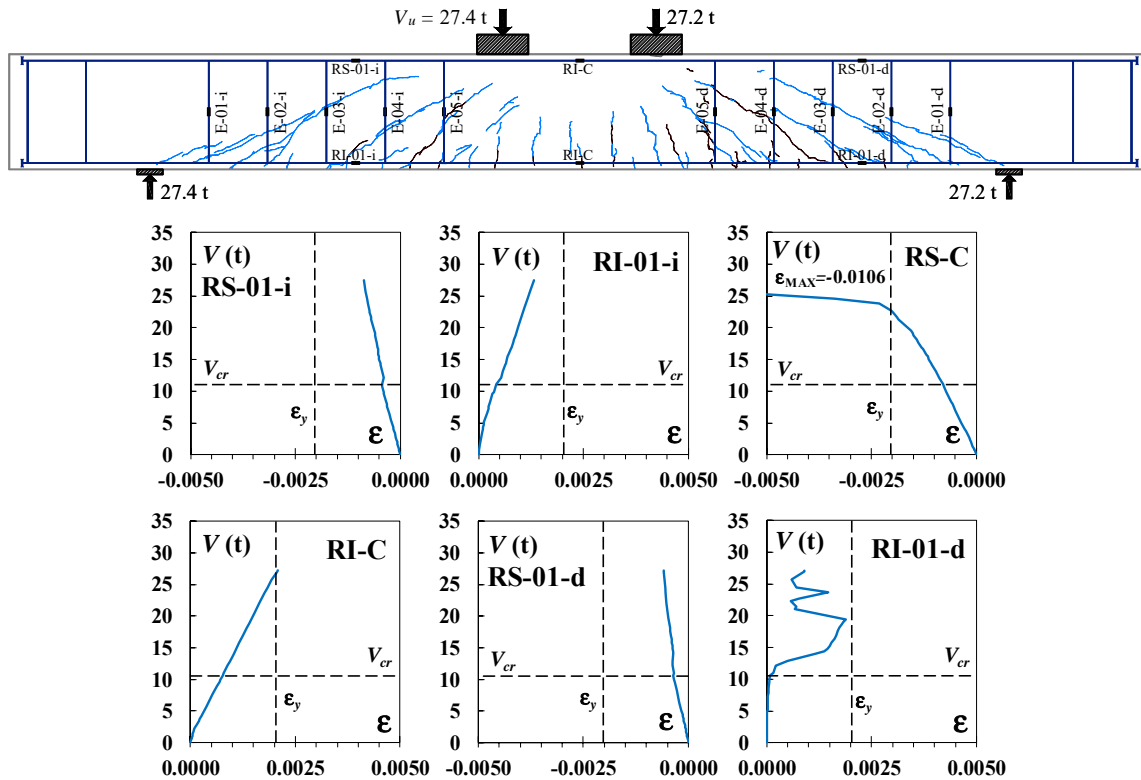


Figura 6.16 Respuesta cortante – deformación del refuerzo longitudinal, trabe 30-3E-1.0

6.4 BLOQUE DE COMPRESIÓN

La profundidad del bloque de compresión asociado, a los mecanismos de la armadura elástica y armadura plástica de las traveses, fue calculada con las deformaciones unitarias del refuerzo longitudinal del lecho superior (ϵ_{ss}) e inferior (ϵ_{si}) registradas en los deformímetros eléctricos colocados en los claros de cortante y al centro del claro. A lo anterior, se consideró la hipótesis usual de que las secciones permanecen planas hasta el colapso. Con esta suposición se obtuvieron triángulos semejantes a partir de las deformaciones medidas experimentalmente y por geometría se definieron las distancias de control X_1 y X_2 para definir la ubicación del eje neutro. En la figura 6.17 se ilustran estos cálculos y en el apéndice E se presenta el procedimiento detallado. El cálculo de la profundidad del bloque de compresión de los mecanismos resistentes (figura 6.18-a y 6.19-a) se realizó con los registros asociados al cortante que caracteriza la contribución de concreto (V_{cr}) y el asociado a la armadura plástica con el cortante que provocó la falla (V_u). Los valores resultantes de estos cálculos fueron comparados contra los patrones de agrietamiento asociados al primer agrietamiento diagonal (figuras 6.18-b y 6.19-b) y a la falla (figuras 6.18-c y 6.19-c).

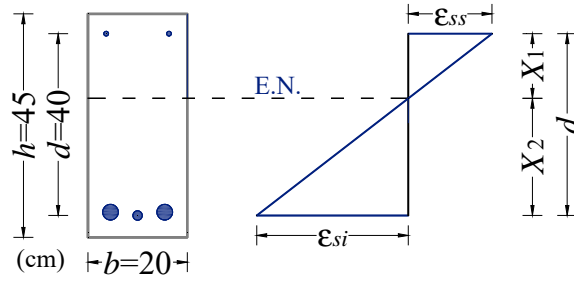
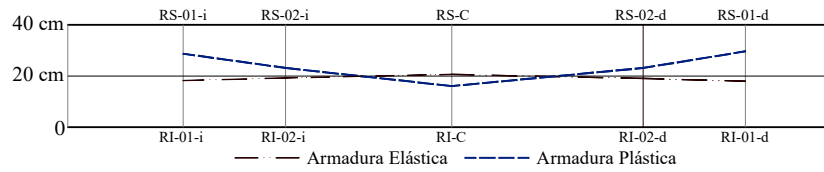
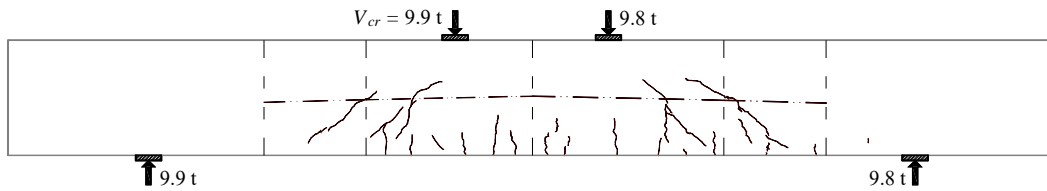


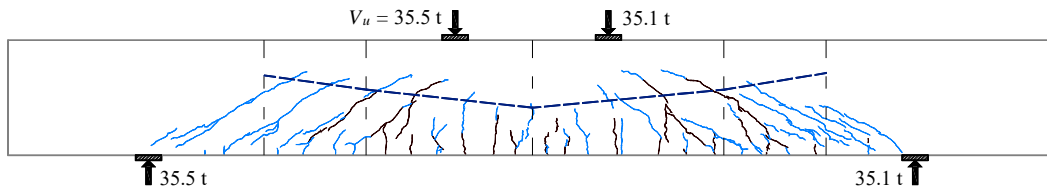
Figura 6.17 Cálculo del bloque de compresión



a) A partir de las deformaciones unitarias experimentales



b) Sobre el primer agrietamiento diagonal



c) Sobre el agrietamiento de falla

Figura 6.18 Bloque de compresión experimental, trabe 45-4E-1.5

(espacio intencionalmente en blanco)

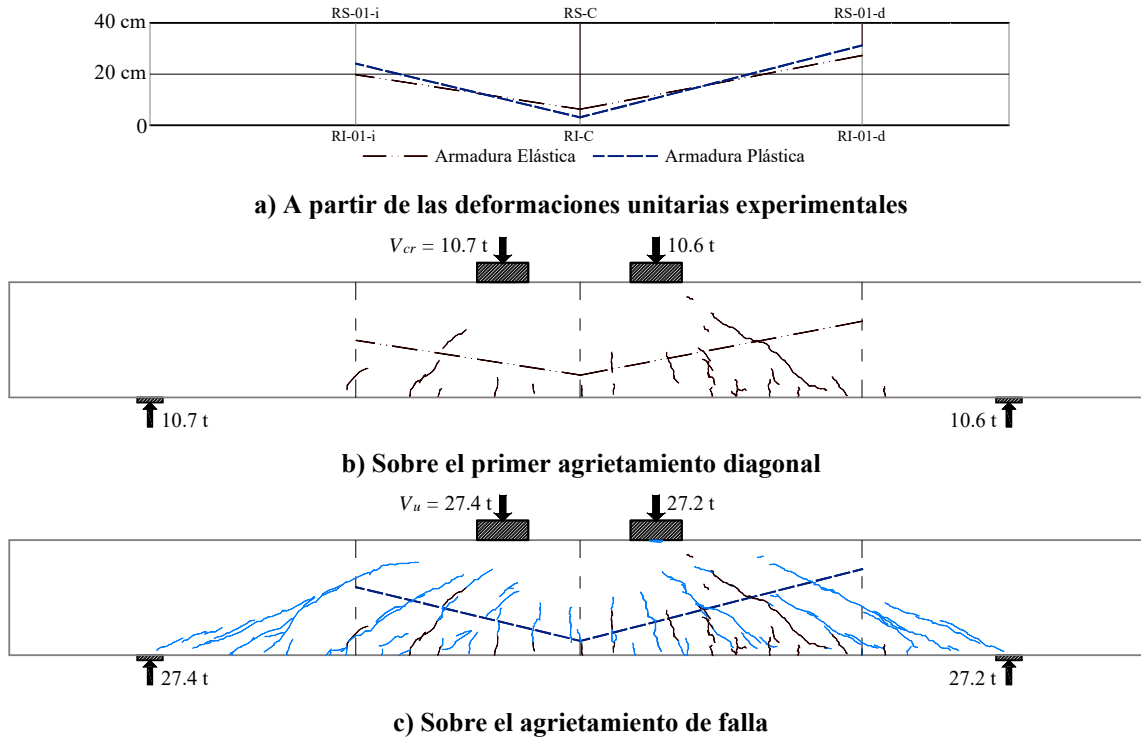


Figura 6.19 Bloque de compresión experimental, trabe 30-3E-1.0

En general, los patrones de agrietamiento y la profundidad del bloque de compresión presentaron mejor correlación en los elementos diseñados para presentar un campo de compresión diagonal con inclinación $\theta=45^\circ$ que para $\theta=30^\circ$.

6.5 COMENTARIOS

En este capítulo se presentó el comportamiento del acero de refuerzo de las traveses ensayadas. Este análisis se sustentó en las deformaciones unitarias medidas en los deformímetros eléctricos y su interpretación con base en el mecanismo de falla supuesto y las curvas-esfuerzo-deformación experimental de las varillas utilizadas. Con base en los resultados obtenidos se puede decir que:

1. La resistencia a cortante de traveses esbeltas de concreto reforzado se puede predecir con modelos de armadura.
2. El comportamiento a cortante de traveses esbeltas de concreto reforzado se puede predecir con modelos de armadura.

CAPÍTULO 7: VERIFICACIÓN DE LA FALLA POR CORTANTE

En este capítulo se presentan los cálculos típicos de la resistencia a flexión y aplastamiento del bloque de compresión para justificar una falla por cortante en los especímenes ensayados. Esto como medida de revisión y considerando que la resistencia experimental del concreto ($f'_c=456$ kg/cm²) fue superior en un 30% a la resistencia de diseño ($f'_c=350$ kg/cm²). Cabe mencionar que los cálculos fueron hechos con valores nominales, es decir, previo al programa experimental y posteriormente se ajustaron con valores tomados en laboratorio. Estos últimos cálculos con los reportados en este capítulo.

7.1 RESISTENCIA A FLEXIÓN CONSIDERANDO UN BRAZO DE PALANCA INTERNO IGUAL AL PERALTE EFECTIVO

Para estimar la fuerza cortante V_f asociada a la resistencia por flexión del tramo central de las trabes, se usó el cociente del momento plástico M_P en el centro del claro y el claro de cortante a , es decir, $V_f=M_P/a$. El valor de V_f fue comparado contra el cortante experimental de falla V_u . De esta manera, se consideró que no se presentó una falla evidente por flexión si esta resistencia era mayor al cortante de falla ($V_f>V_u$). Para calcular el valor de M_P se siguió el procedimiento sugerido por Nielsen (1999) en el diseño de trabes prismáticas doblemente reforzadas (figura 6.1). En el cálculo se consideró que en todos los elementos el brazo de palanca interno de la sección (jd) y el peralte efectivo (d) tienen el mismo valor ($jd=d=40$ cm). Esta consideración representa una simplificación usual en el cálculo del momento plástico.

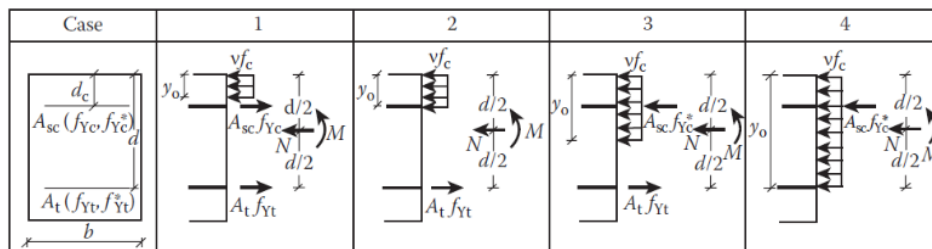


Figura 7.1 Momento plástico resistente en vigas (Nielsen 1999)

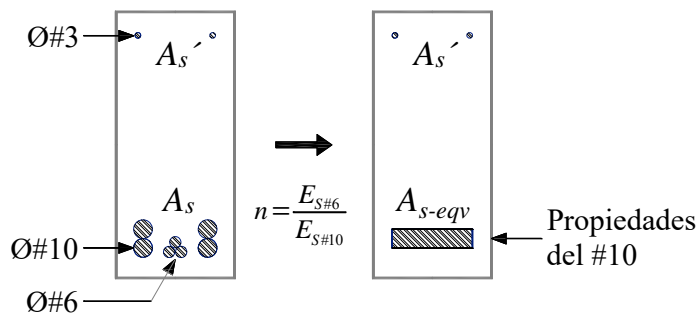


Figura 7.2 Área de refuerzo equivalente

En general, el refuerzo longitudinal a tensión de las trabes está formado por varillas del #6 y del #10 que presentaron diferente esfuerzo de fluencia experimental. Ya que el refuerzo longitudinal del #10 fue el que se instrumentó, se usó una sección transformada para establecer un área de refuerzo equivalente de acero con el esfuerzo de fluencia del #10. De otra forma no se puede utilizar la solución de Nielsen para el cálculo de M_P (figura 7.2). Se omitió esta operación en el refuerzo longitudinal superior y en el espécimen 45-3E-1.0 pues cada lecho fue reforzado con varillas de un mismo diámetro.

En primera instancia se calculó la tensión teórica T resistida por los armados sin transformar (ecuación 7.1). En esta operación $A_{s\#6}$ y $f_{y\#6}=4404$ kg/cm² son el área total de las varillas con diámetro de tres cuartos de pulgada (#6) y su esfuerzo de fluencia, respectivamente. De la misma forma, $A_{s\#10}$ y $f_{y\#10}=4293$ kg/cm² son los valores que corresponden a las varillas con diámetro de pulgada y cuarto (#10). Posteriormente se cuantificó el área transformada $A_{tr\#6}$ de las varillas con calibre #6 (ecuación 7.2). En esto último se definió la relación modular $n=E_{s\#6}/E_{s\#10}$ considerando los valores del módulo de elasticidad de las varillas de tres cuartos de pulgada $E_{s\#6}=2.10E+06$ kg/cm² y de pulgada y cuarto $E_{s\#10}=2.11E+06$ kg/cm². Por último, se estimó el valor de A_{st-eqv} que es el área de acero transformada y equivalente del lecho inferior (ecuación 7.3). Las propiedades del acero de refuerzo son mostradas en el apéndice A.

$$T = A_{s\#6}f_{y\#6} + A_{s\#10}f_{y\#10} \quad 7.1$$

$$A_{tr\#6} = \frac{T - A_{s\#10}f_{y\#10}}{nf_{y\#6}} \quad 7.2$$

$$A_{st-eqv} = A_{tr\#6} + A_{s\#10} \quad 7.3$$

Con el área de acero equivalente (A_{st-eqv}), se calculó la tensión resistida por el refuerzo longitudinal inferior (T_{eqv}). El valor de T_{eqv} se definió como el producto del área de refuerzo equivalente y el esfuerzo de fluencia de las varillas con diámetro de pulgada y media $f_{y\#10}$, es decir, $T_{eqv}=A_{st-eqv}/f_{y\#10}$. En la tabla 7.1 se presentan los valores obtenidos de este ejercicio. Se puede observar que este procedimiento no afectó sustancialmente la resistencia teórica considerando los diámetros reales y los respectivos esfuerzos de fluencia.

Tabla 7.1 Área y resistencia del acero longitudinal inferior equivalente

Trabe	n	Original		Convertido		$\frac{T}{T_{eqv}}$
		A_s (cm ²)	T (t)	A_{st-eqv} (cm ²)	T_{eqv} (t)	
45-4E-1.0	0.995	18.68	80.53	18.70	80.27	99.68
45-4E-1.5	0.995	34.52	148.51	34.53	148.25	99.83
45-3E-1.5	0.995	24.39	105.64	24.43	104.86	99.27
30-4E-1.0	0.995	40.22	173.61	40.23	172.84	99.55
30-3E-1.0	0.995	29.45	127.07	29.48	126.56	99.59

Nilsen (1999) estudió con la teoría de la plasticidad del concreto la resistencia a flexión en traveses doblemente reforzados. El autor hizo lo anterior al implementar un factor de eficiencia (v) que afecta el perfil del bloque de compresión de un concreto plastificado. El valor de v depende de la resistencia a la compresión del concreto (f'_c). Por conversión de unidades el valor de v se calculó con la ecuación 7.4 y se consideró un $f'_c=476 \text{ kg/cm}^2$ (apéndice A).

$$v = 0.98 - \frac{f'_c}{5100}; (\text{kg,cm}) \tag{7.4}$$

Según Nilsen (1999), la resistencia a flexión de una viga prismática doblemente reforzada depende del peralte del bloque de compresión (y_o). En función del valor de y_o , el autor definió cuatro casos de estudio para distinguir las fórmulas con las que se calcula el momento plástico (M_P). Estas soluciones se muestran en la figura 7.1. Se observó que todas las traveses de la muestra se resuelven con el caso tres (profundidad del bloque de compresión entre ambos lechos de refuerzo). Las variables necesarias para estimar el M_P son: i) el peralte efectivo d , ii) la distancia de la fibra superior al centroide de la cuerda a compresión d_c , iii) base de la trabe b , iv) fuerza axial N , v) el esfuerzo de fluencia a tensión y compresión del acero en el lecho superior f_{yc} y f_{ycc} , respectivamente, vi) el esfuerzo de fluencia a tensión y compresión del acero en el lecho inferior f_{yt} y f_{ytt} , respectivamente, vii) el área de refuerzo del lecho superior A_{sc} y; viii) el área transformada de refuerzo del lecho inferior A_{st-eqv} definida en párrafos anteriores. En la figura 7.3 se muestra el procedimiento para calcular el valor de M_P de la trabe 45-4E-1.5. En el apéndice A se reportan las propiedades de los materiales.

(espacio intencionalmente en blanco)

Trabe 45-4E-1.5

Propiedades geométricas

Propiedades de los materiales

$$\begin{array}{llll}
 d := 42.5 \text{ cm} & N := 0 & f_{yc} := 4656 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} & f_{yt} := 4293 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} & A_{sc} := 1.43 \text{ cm}^2 \\
 d_c := 2.5 \text{ cm} & n := 0 & f_{yc} := 4656 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} & f_{ytt} := 4293 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} & A_{st_eqv} := 34.53 \text{ cm}^2 \\
 b := 20 \text{ cm} & & f_c := 476 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} & &
 \end{array}$$

$$v := 0.98 - \left(\frac{f_c}{5100} \right) = 0.89 \quad f'_c := f_c \cdot v = 422.05$$

$$\Phi_t := \frac{(A_{st_eqv} \cdot f_{yt})}{b \cdot d \cdot f'_c} = 0.413 \quad \Phi_t' := \frac{(A_{st_eqv} \cdot f_{ytt})}{b \cdot d \cdot f'_c} = 0.413 \quad \Phi_c := \frac{(A_{sc} \cdot f_{yc})}{b \cdot d \cdot f'_c} = 0.019$$

$$\Phi_c' := \frac{(A_{sc} \cdot f_{yc})}{b \cdot d \cdot f'_c} = 0.019 \quad l_c := \frac{\Phi_c}{\Phi_t} = 0.045 \quad l_c' := \frac{\Phi_c'}{\Phi_t'} = 0.045 \quad \alpha := \frac{d_c}{d} = 0.059$$

$$Y_{o1} := \left(\frac{d}{v} \right) (\Phi_t + \Phi_c + n) \quad Y_{o2} := d_c \quad Y_{o3} := \left(\frac{d}{v} \right) (\Phi_t - \Phi_c' + n) \quad Y_{o4} := d$$

$$m_1 := (1 + (\alpha \cdot l_c) \cdot (\Phi_t)) + \left(\frac{n}{2} \right) - \frac{1}{2 \cdot v} \cdot ((1 + l_c) \cdot \Phi_t + n)^2$$

$$m_2 := \frac{(\alpha^2 \cdot v)}{2} + (1 - \alpha) \cdot \Phi_t + \left(\frac{1}{2} - \alpha \right) \cdot n \quad m_3 := (1 - \alpha \cdot l_c') \cdot \Phi_t + \frac{n}{2} - \left(\frac{1}{2 \cdot v} \cdot ((1 - l_c') \cdot \Phi_t + n)^2 \right)$$

$$m_4 := \frac{v}{2} + ((1 - \alpha) \cdot l_c' \cdot \Phi_t) - \frac{n}{2}$$

Figura 7.3 Cálculo del momento plástico en el elemento 45-4E-1.5

$$\begin{array}{llll}
 r_1 := Y_{o1} \leq d_c & r_2 := Y_{o2} & r_3 := d_c < Y_{o3} < d & r_4 := d \\
 Y_{o1} = 20.696 & Y_{o2} = 2.5 & d_c = 2.5 & d = 42.5 \\
 d_c = 2.5 & & Y_{o3} = 18.917 & \\
 & & d = 42.5 &
 \end{array}$$

$$\begin{array}{ll}
 R_1 := n < \alpha \cdot v - ((1 + l_c) \cdot \Phi_t) & R_2 := \alpha \cdot v - ((1 + l_c) \cdot \Phi_t) \leq n \leq \alpha \cdot v - ((1 - l_c') \cdot \Phi_t) \\
 a_{11} := \alpha \cdot v - ((1 + l_c) \cdot \Phi_t) & a_{21} := \alpha \cdot v - ((1 + l_c) \cdot \Phi_t) \\
 & a_{22} := \alpha \cdot v - ((1 - l_c') \cdot \Phi_t) = -0.342
 \end{array}$$

$$\begin{array}{ll}
 R_3 := \alpha \cdot v - ((1 - l_c') \cdot \Phi_t) < n \leq v - ((1 - l_c') \cdot \Phi_t) & M_1 := m_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot 0.00001 \cdot f'_c \\
 a_{31} := \alpha \cdot v - ((1 - l_c') \cdot \Phi_t) & M_2 := m_2 \cdot b \cdot d^2 \cdot 0.00001 \cdot f'_c \\
 a_{32} := v - ((1 - l_c') \cdot \Phi_t) & M_3 := m_3 \cdot b \cdot d^2 \cdot 0.00001 \cdot f'_c \\
 & M_4 := m_4 \cdot b \cdot d^2 \cdot 0.00001 \cdot f'_c
 \end{array}$$

Figura 7.3 Cálculo del momento plástico en el elemento 45-4E-1.5

$$\begin{aligned}
 R4 &:= v - ((1 - lc') \cdot \Phi t) < n \leq v + \Phi c' + \Phi t' \\
 a_{41} &:= v - ((1 - lc') \cdot \Phi t) \\
 a_{42} &:= v + \Phi c' + \Phi t' = 1.318
 \end{aligned}$$

Yo	Yo1 = 20.696	Yo2 = 2.5	Yo3 = 18.92	Yo4 = 42.5
m	m1 = 0.896	m2 = 0.39	m3 = 0.324	m4 = 0.461
r	r1 = 0 Yo1 ≤ dc Yo1 = 20.696 dc = 2.5	r2 = 2.5 Yo2 Yo2 = 2.5	r3 = 1 dc < Yo3 < d dc = 2.5 Yo3 = 18.917 d = 42.5	r4 = 42.5 r4 := d d = 42.5
R	R1 = 0 $n < \alpha \cdot v - ((1 + lc) \cdot \Phi t)$ n = 0 a ₁₁ = -0.38		R2 = 0 $\alpha \cdot v - ((1 + lc) \cdot \Phi t) \leq n \leq \alpha \cdot v - ((1 - lc') \cdot \Phi t)$ a ₂₁ = -0.38 n = 0 a ₂₂ = -0.342	
	R3 = 1 $\alpha \cdot v - ((1 - lc') \cdot \Phi t) < n \leq v - ((1 - lc') \cdot \Phi t)$ a ₃₁ = -0.342 n = 0 a ₃₂ = 0.492		R4 = 0 a ₄₁ = 0.492 n = 0 a ₄₂ = 1.318	
M	R1 = 0 M1 = 136.605	R2 = 0 M2 = 59.53	R3 = 1 M3 = 49.44	R4 = 0 M4 = 70.26
			M _p := M3 = 49.44 txm	

Figura 7.3 Cálculo del momento plástico en el elemento 45-4E-1.5 (continuación)

Tabla 7.2 Verificación de la falla por flexión considerando un brazo de palanca interno constante

Trabe	a (m)	Analítico		Experimental		$\frac{V_f}{V_u}$	$\frac{V_f}{V_{u-RB}}$
		M _P (t x m)	V _f (t)	V _u (t)	V _{u-RB} (t)		
45-4E-1.0	0.80	30.33	37.91	37.75	32.36	1.00	1.17
45-3E-1.0	0.80	26.21	32.76	31.31	28.73	1.05	1.14
45-4E-1.5	1.20	49.44	41.20	35.11	36.31	1.17	1.13
45-3E-1.5	1.20	37.96	31.63	27.09	28.03	1.17	1.13
30-4E-1.0	1.38	54.84	39.74	28.35	36.77	1.40	1.08
30-3E-1.0	1.38	44.01	31.89	27.15	26.11	1.17	1.22

Una vez definido el valor del momento plástico M_P , se calculó la resistencia a flexión teórica de las traveses definida previamente como $V_f = M_P/a$, donde a es el claro de cortante. El valor experimental de falla por cortante V_u fue el parámetro de control, por ello, se comparó contra la resistencia a flexión V_f . Este procedimiento también se hizo con la resistencia experimental del modelo de armadura plástica en región B V_{u-RB} . Los valores de V_u y V_{u-RB} son reportados en el capítulo cinco y seis, respectivamente. En la tabla 7.2 se muestra los valores involucrados en la

comparación y el resultado de ésta. Ya que todos los cocientes V_f/V_u y V_f/V_{u-RB} son superiores a la unidad, se considera que la flexión no gobernó en la falla de la muestra.

7.2 RESISTENCIA A FLEXIÓN CONSIDERANDO UN BRAZO DE PALANCA INTERNO DIFERENTE AL PERALTE EFECTIVO

El cálculo de la resistencia a flexión del apartado anterior se hizo considerando que el brazo de palanca interno de la sección (jd) y el peralte efectivo (d) tienen el mismo valor ($jd=d=40$ cm). Aunque los resultados obtenidos con esta simplificación son evidencia de que la falla por cortante no estuvo comprometida por una prematura falla a flexión, se siguió el procedimiento de Nilsen (1999) para estimar el momento plástico y la resistencia a flexión con un valor de jd calculado rigurosamente para cada espécimen.

Por geometría, el valor del brazo de palanca se define como $jd=d-y_0/2$, donde d es el peralte efectivo y y_0 es el peralte del bloque de compresión (figura 7.1). Sólo se calculó el momento plástico ($M_{P(jd)}$) con el tercer caso de estudio de Nilsen (figura 7.1) pues se verificó numéricamente que el eje neutro teórico de la muestra queda comprendido entre ambos lechos de refuerzo (figura 7.1). En la figura 7.4, se muestran los cálculos del momento plástico $M_{P(jd)}$ y de la resistencia a flexión ($V_{f(jd)}$) en función de jd para la trabe 45-4E-1.5.

En la tabla 7.3 se muestran los valores involucrados en la comparación y el resultado de ésta. Asimismo, se muestran los valores experimentales de falla V_u y de la resistencia del modelo de armadura plástica en región B V_{u-RB} . Se observa que los cocientes $V_{f(jd)}/V_u$ y $V_{f(jd)}/V_{u-RB}$ son inferiores a la unidad, con lo que se sugiere una falla por flexión. Teniendo en cuenta lo anterior, así como las características analizadas en el capítulo cinco y seis, donde se explicó el comportamiento experimental de las trabes en función de una falla gobernada por cortante, se consideró utilizar un valor de $jd=d$ para la revisión a flexión de este trabajo. Sin embargo, y considerando que en algunas trabes se observó aplastamiento del concreto en la zona de compresión al centro del claro después de la falla por cortante, y que están asociadas al colapso, se deben considerar los resultados obtenidos con brazo de palanca calculado como un indicio de la resistencia mínima a flexión de los especímenes.

Trabe 45-4E-1.5

Propiedades geométricas	Propiedades de los materiales
$d := 42.5 \text{ cm}$ $a := 1.2 \text{ m}$	$f_{yc} := 4656 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ $f_{yt} := 4293 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ $Asc := 1.43 \text{ cm}^2$
$dc := 2.5 \text{ cm}$	$f_{ycc} := 4656 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ $f_{ytt} := 4293 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ $Ast_{eqv} := 34.53 \text{ cm}^2$
$b := 20 \text{ cm}$	$f_c := 476 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
$v := 0.98 - \left(\frac{f_c}{5100} \right) = 0.89$	$f'_c := f_c \cdot v = 422.05$ $N := 0$ $n := 0$
$\Phi_t := \frac{(Ast_{eqv} \cdot f_{yt})}{b \cdot d \cdot f'_c} = 0.413$	$\Phi_t' := \frac{(Ast_{eqv} \cdot f_{ytt})}{b \cdot d \cdot f'_c} = 0.413$ $\Phi_c := \frac{(Asc \cdot f_{yc})}{b \cdot d \cdot f'_c} = 0.019$
$\Phi_c' := \frac{(Asc \cdot f_{ycc})}{b \cdot d \cdot f'_c} = 0.019$	$lc := \frac{\Phi_c}{\Phi_t} = 0.045$ $lc' := \frac{\Phi_c'}{\Phi_t'} = 0.045$ $\alpha := \frac{dc}{d} = 0.059$
$Y_o := \left(\frac{d}{v} \right) (\Phi_t - \Phi_c' + n) = 18.92 \text{ cm}$	$jd := d - \frac{Y_o}{2} = 33.04 \text{ cm}$
$m := (1 - \alpha \cdot lc') \cdot \Phi_t + \frac{n}{2} - \left(\frac{1}{2 \cdot v} \cdot ((1 - lc') \cdot \Phi_t + n)^2 \right) = 0.324$	
$M_{p\{jd\}} := m \cdot b \cdot jd^2 \cdot 0.00001 \cdot f'_c = 29.89 \text{ t xm}$	
$V_{f\{jd\}} := \frac{M_{p\{jd\}}}{a} = 24.9 \text{ t}$	

Figura 7.4 Cálculo del momento plástico en el elemento 45-4E-1.5

Tabla 7.3 Verificación de la falla por flexión considerando un brazo de palanca interno calculado

Trabe	a (m)	jd (m)	Analítico		Experimental		$\frac{V_{f(jd)}}{V_u}$	$\frac{V_{f(jd)}}{V_{u-RB}}$
			M_P (t x m)	$V_{f(jd)}$ (t)	V_u (t)	V_{u-RB} (t)		
45-4E-1.0	0.80	0.38	23.72	29.65	37.75	32.36	0.79	0.92
45-3E-1.0	0.80	0.38	21.40	26.75	31.31	28.73	0.85	0.93
45-4E-1.5	1.20	0.33	29.89	24.91	35.11	36.31	0.71	0.69
45-3E-1.5	1.20	0.36	27.14	22.62	27.09	28.03	0.83	0.81
30-4E-1.0	1.38	0.31	29.93	21.69	28.35	36.77	0.77	0.59
30-3E-1.0	1.38	0.34	28.99	21.01	27.15	26.11	0.77	0.80

7.3 FALLA POR COMPRESIÓN DIAGONAL EN EL CONCRETO

En el capítulo tres se mencionaron las fuerzas internas en un modelo de armadura plástica de ángulo variable (figura 7.5) como lo explicaron Archundia y Tena (2015). Al respecto, se comentó que la falla por compresión diagonal en el alma ocurre cuando el esfuerzo en el campo de compresión diagonal (f_d) supera la resistencia a compresión del concreto confinado. A lo anterior, se estimó el valor experimental de f_d (ecuación 7.5) en función del cortante de falla experimental (V_u), el ángulo de inclinación experimental de la falla por tensión diagonal (θ), el

ancho y peralte efectivo de la viga (b y d , respectivamente). El valor de f_D fue comparado contra la resistencia efectiva del concreto (f'_{cP}). De esta manera el criterio de la falla por aplastamiento es $f_D > f'_{cP}$.

$$f_D = \frac{V_u}{bd} (\tan \theta + \cot \theta) \quad 7.5$$

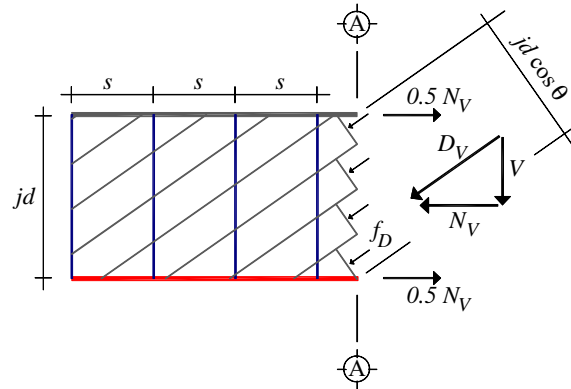


Figura 7.5 Fuerzas internas en un modelo de armadura plástica (Archundia y Tena 2015)

La resistencia efectiva del concreto se definió como $f'_{cP} = v f'_c$ donde, v es un factor de eficiencia a cortante que según Nilsen (1999) es calculado con la ecuación 7.6 y es función de la resistencia a compresión del concreto f'_c . Para los cálculos se consideró el valor medido experimentalmente de $f'_c = 476 \text{ kg/cm}^2$ (apéndice A).

$$v = 0.6 - \left(\frac{f'_c}{4250} \right); (\text{kg, cm}) \quad 7.6$$

En la tabla 7.4 se resumen los valores calculados del esfuerzo de compresión diagonal (f_D) y la resistencia efectiva del concreto (f'_{cP}). También se muestra el ancho de las traveses (b), su peralte efectivo (d), el ángulo de inclinación de la falla experimental y el cortante de falla experimental (θ y V_u , respectivamente) y el factor de eficiencia (v). Al calcular el cociente f'_{cP}/f_D , y tener resultados mayores a la unidad, se verifica que el alma de concreto de todas las traveses tuvo la capacidad suficiente para resistir la compresión diagonal producida en la falla ($f_D < f'_{cP}$).

Tabla 7.4 Revisión por compresión diagonal

Trabe	b (cm)	d (cm)	Experimental			Analítico		$\frac{f'_{cP}}{f_D}$
			θ	V_u (t)	f_D (kg/cm ²)	v	f'_{cP} (kg/cm ²)	
45-4E-1.0	20.0	40.0	45°	37.75	94.38	0.49	232.29	2.46
45-3E-1.0	20.0	40.0	44°	31.31	78.32	0.49	232.29	2.97
45-4E-1.5	20.0	40.0	46°	35.11	87.83	0.49	232.29	2.64
45-3E-1.5	20.0	40.0	45°	27.09	67.73	0.49	232.29	3.43
30-4E-1.0	20.0	40.0	30°	28.35	81.84	0.49	232.29	3.00
30-3E-1.0	20.0	40.0	31°	27.15	76.87	0.49	232.29	3.05

7.4 COMENTARIOS

En este capítulo se presentó evidencia para considerar que la falla por cortante de la muestra no estuvo comprometida por una falla a flexión o por aplastamiento del campo de compresión diagonal. De los análisis se obtuvo un respaldo analítico y numérico basado en la plasticidad del concreto. En conclusión, se considera que la flexión y el aplastamiento no gobernaron el comportamiento de las traveses.

CAPÍTULO 8: RELACIÓN MOMENTO CURVATURA

En este capítulo se muestran las gráficas de momento curvatura en la sección del centro del claro de las traveses que componen la serie experimental de esta tesis. Las curvas fueron obtenidas con tres métodos de cálculo tomando en cuenta las condiciones reales en el tramo central de las traveses, que son: i) el concreto no estaba confinado y, ii) la demanda sólo era de momento flexionante (cortante nulo). Asimismo, se comparan las gráficas calculadas analíticamente y las que se obtuvieron a partir de los datos experimentales.

8.1 CURVAS MOMENTO-CURVATURA SEGÚN PARK Y PAULAY (1975)

Park y Paulay (1975) definieron una metodología para construir diagramas de momento curvatura en traveses prismáticos doblemente reforzados (figura 8.1). Debido a que los autores consideraron que las secciones estarían reforzadas con las mismas propiedades en ambos lechos, se modificaron las ecuaciones originales para considerar: i) un área equivalente de refuerzo en el lecho inferior calculada en el capítulo siete (A_{st-eqv}), ii) la profundidad del centroide de la sección (y), iii) inercia de la sección (I) y, iv) un factor de profundidad (k) para vigas con diferentes propiedades en el acero de refuerzo longitudinal. En el cálculo de la profundidad del centroide (y) y de momento de inercia (I) se definió una relación modular para el refuerzo del lecho superior (n') e inferior (n). Para estimar el valor del factor de profundidad (k) se consideraron las variables previas y, de una manera similar, se definió una cuantía para el refuerzo a compresión (ρ') y a tensión (ρ). Al hacer lo anterior se integraron las diferentes propiedades y áreas del refuerzo en los cálculos.

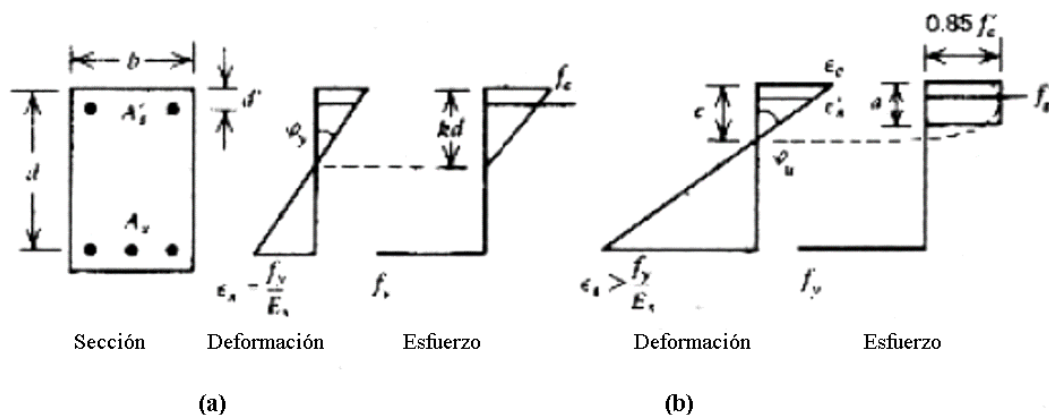


Figura 8.1 Determinación del diagrama momento curvatura según Park y Paulay (1975). Modificada

Una vez definidos los ajustes pertinentes en la metodología de Park y Paulay (1975) se calcularon los tres puntos que, según los autores, definen el comportamiento a flexión de una trabe prismática doblemente reforzada hasta el colapso. Estos tres últimos puntos de relevancia

son: i) el primer agrietamiento, ii) fluencia del acero del refuerzo y, iii) colapso. Los cálculos se hicieron en la sección del centro del claro de las travesas, que estaba sometida a momento flexionante puro y, por ello, en ese tramo no se colocó acero de refuerzo transversal. Las variables involucradas en estas operaciones son: i) el módulo de elasticidad del concreto y del acero del lecho superior e inferior (E_c , E_s' y E_s , respectivamente), ii) resistencia a compresión del concreto (f'_c), iii) módulo de ruptura del concreto (f_r), iv) deformación unitaria experimental de la sección transversal medida en la falla (ϵ_u), v) el esfuerzo de fluencia del acero del lecho superior (f_y') e inferior (f_y), vi) el área de refuerzo en el lecho superior (A_s') así como el área de refuerzo equivalente en el lecho inferior (A_{st-eqv} , variable calculada en el capítulo siete), vii) el ancho y el peralte de la trabe (d y h , respectivamente) y, viii) el recubrimiento libre en el refuerzo (d_r). La mayoría de estos valores corresponden a las medidas realizadas en el laboratorio (Apéndice A). En la figura 8.2 se muestran las operaciones típicas para la trabe 45-4E-1.5 y en la figura 8.3 su diagrama de momento curvatura respectivo.

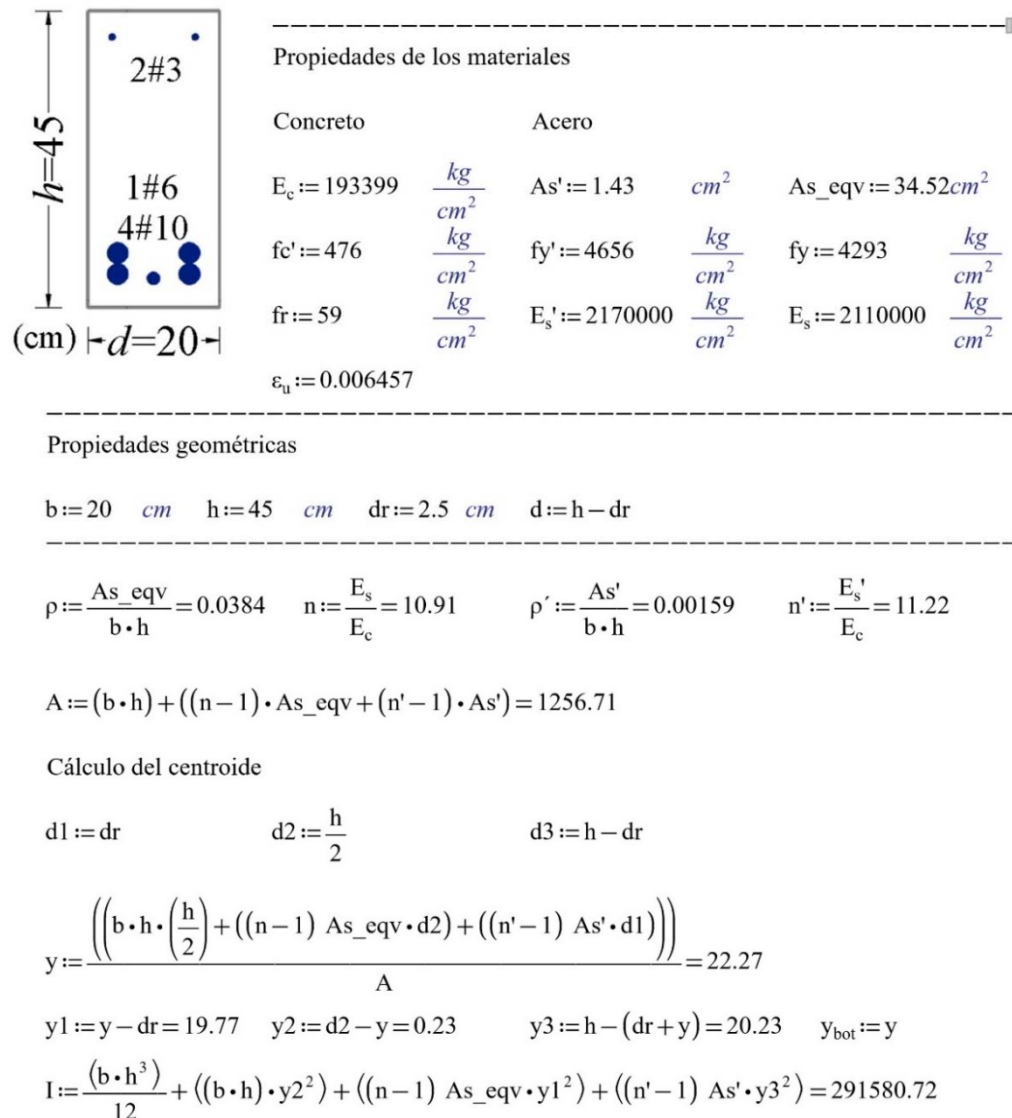


Figura 8.2 Cálculo del momento curvatura según Park y Paulay (1975), trabe 45-4E-1.5

Primer Agrietamiento

$$M_{agr} := \frac{f_r \cdot I}{y_{bot}} = 7.73 \cdot 10^5 \quad \varphi_{agr} := \frac{\left(\frac{f_r}{E_c}\right)}{y_{bot}} = 1.37 \cdot 10^{-5} \quad M1 := M_{agr} \quad \varphi_1 := \varphi_{agr}$$

Después del Agrietamiento

$$k := \sqrt{\left((n \cdot n') \cdot (\rho + \rho')^2\right) + \left(\left(n \cdot \left(\rho + \frac{\rho \cdot dr}{d}\right)\right) + \left(n' \cdot \left(\rho + \frac{\rho' \cdot dr}{d}\right)\right)\right) - ((n \cdot \rho) + (n' \cdot \rho'))} = 0.6$$

$$kd := k \cdot d = 25.42$$

$$\varepsilon_s := \frac{f_y}{E_s} = 0.00203$$

$$\varepsilon_c := \frac{kd \cdot \varepsilon_s}{d - kd} = 0.003027$$

$$f_c := \varepsilon_c \cdot E_c = 585.4$$

$$\varepsilon_{s'} := \frac{\varepsilon_c \cdot (kd - dr)}{kd} = 0.002729$$

$$f_{s'} := \varepsilon_{s'} \cdot E_s = 5758.55$$

$$C_c := \frac{f_c \cdot b \cdot kd}{2} = 148785.8$$

$$C_s := A_s' \cdot f_{s'} = 8234.73$$

$$y_f := \frac{(dr \cdot C_s) + \left(\frac{C_c \cdot kd}{3}\right)}{(C_s + C_c)} = 8.16$$

$$jd := d - y_f = 34.34$$

$$M_y := A_{s_eqv} \cdot f_y \cdot jd = 5.09 \cdot 10^6 \quad \varphi_y := \frac{\left(\frac{f_y}{E_s}\right)}{(d - kd)} = 1.19 \cdot 10^{-4} \quad M2 := M_y \quad \varphi_2 := \varphi_y$$

Carga última de colapso

$$a := \frac{(A_{s_eqv} \cdot f_y - A_s' \cdot f_{y'})}{0.85 \cdot f_c' \cdot b} = 17.49 \quad c := \frac{a}{0.85} = 20.58$$

$$\varepsilon_{s'} := \frac{\varepsilon_u \cdot (c - dr)}{c} = 0.00567$$

$$FLUENCIA := \varepsilon_{s'} > \frac{f_y}{E_s} \quad FLUENCIA = 1$$

$$M_u := 0.85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) + A_s' \cdot f_{s'} \cdot (d - dr) = 5.11 \cdot 10^6 \quad \varphi_u := \frac{\varepsilon_u}{c} = 3.14 \cdot 10^{-4}$$

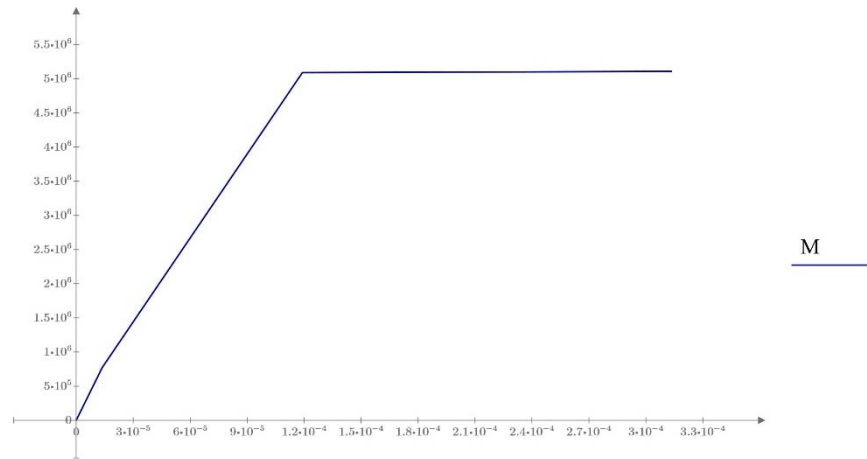
$$M3 := M_u$$

$$\varphi_3 := \varphi_u$$

$$M0 := 0$$

$$\varphi_0 := 0$$

Figura 8.2 Cálculo del momento curvatura según Park y Paulay (1975), trabe 45-4E-1.5 (continuación)



M	φ			
M_0	φ_0	$\frac{M_1}{100000} = 7.73$	$t \cdot m$	$\varphi_1 = 1.37 \cdot 10^{-5} \text{ rad}$
M_1	φ_1	$\frac{M_2}{100000} = 50.89$	$t \cdot m$	$\varphi_2 = 1.19 \cdot 10^{-4} \text{ rad}$
M_2	φ_2	$\frac{M_3}{100000} = 51.07$	$t \cdot m$	$\varphi_3 = 3.14 \cdot 10^{-4} \text{ rad}$
M_3	φ_3			

Figura 8.3 Diagrama momento curvatura según Park y Paulay (1975), trabe 45-4E-1.5

8.2 CURVAS OBTENIDAS CON EL PROGRAMA RESPONSE 2000 (BENTZ 2000)

En la figura 8.4 se muestran los datos de entrada para construir un diagrama de momento curvatura con el programa RESPONSE 2000 (Bentz 2000) para la trabe 45-4E-1.5 y en la figura 8.5 se muestran algunos de los parámetros considerados en los modelos. Los resultados obtenidos de este ejercicio se muestran en la figura 8.6. El modelado corresponde a la sección en el centro del claro libre entre apoyos y a una trabe simplemente apoyada. Las propiedades de los materiales del modelo son detalladas en el apéndice A. Vale la pena mencionar que con el programa RESPONSE 2000 se hace el cálculo del diagrama momento curvatura mediante un análisis de fibras considerando la Teoría Modificada de los Campos de Compresión.

(espacio intencionalmente en blanco)

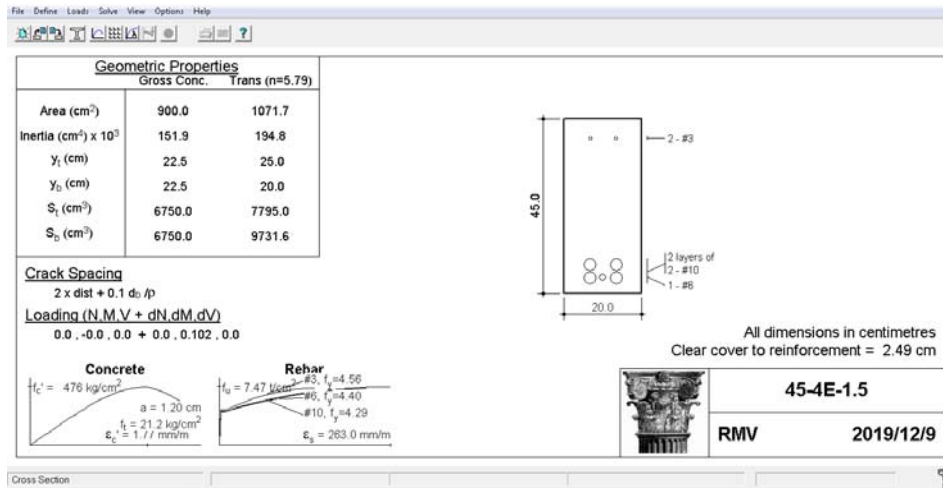


Figura 8.4 Interfaz de datos de entrada del programa Response 2000 (Bentz 2000), trabe 45-4E-1.5

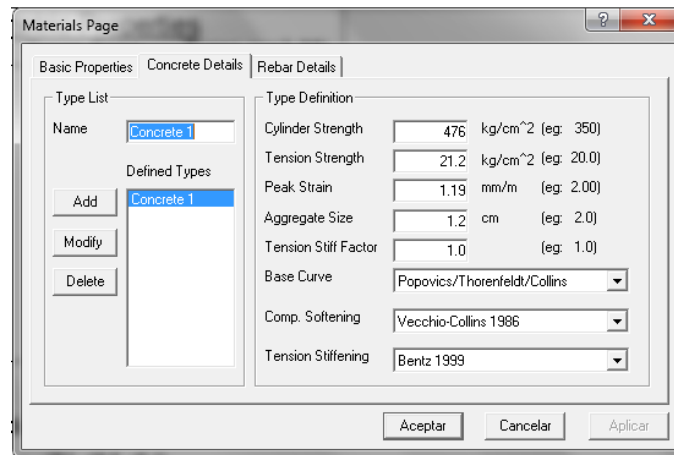


Figura 8.5 Propiedades ingresadas en el programa Response 2000 (Bentz 2000), trabe 45-4E-1.5

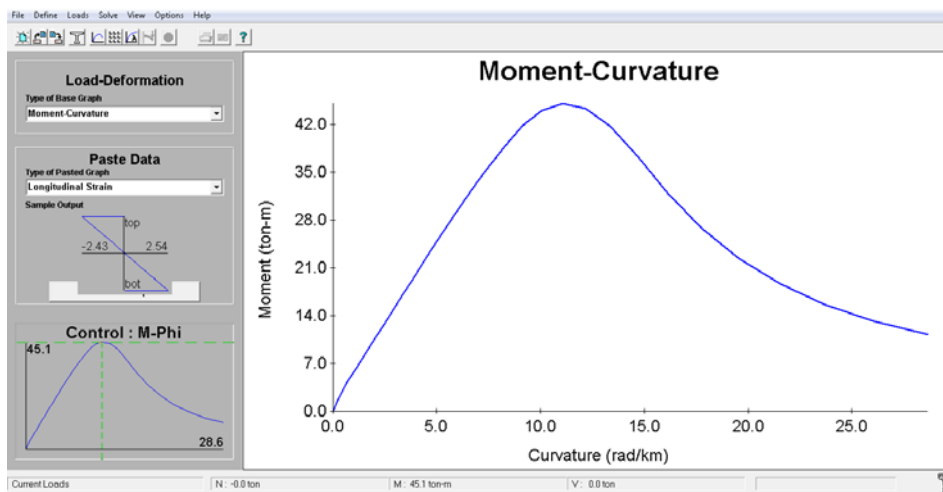


Figura 8.6 Diagrama momento curvatura en RESPONSE 2000 (Bentz 2000), trabe 45-4E-1.5

8.3 CURVAS EXPERIMENTALES

Para construir las gráficas momento curvatura con las lecturas de las deformaciones unitarias, medidas en el acero de refuerzo en los experimentos, se consideró la hipótesis usual de que las secciones permanecen invariablemente planas hasta el colapso (figura 8.7). Bajo la suposición anterior se puede determinar: i) la deformación unitaria del concreto en el extremo más comprimido (ϵ_c), ii) profundidad del eje neutro (c) y, iii) la curvatura (ϕ). Los valores de ϵ_c y c fueron calculados con triángulos semejantes definidos a partir de las deformaciones medidas en el acero de refuerzo longitudinal superior (ϵ_{ss}) e inferior (ϵ_{si}). Por geometría se definieron dos distancias (X_1 y X_2). A la distancia X_1 se le agregó el recubrimiento ($d_r = 2.5$ cm) y con ello se obtuvo el valor de c . Por consiguiente, se calculó el valor de ϵ_c . Posteriormente, se estimó la curvatura como $\phi = \epsilon_c / c$ y, por último, se definió el momento (M) como el producto del cortante (V) y el claro de cortante (a), es decir, $M = Va$.

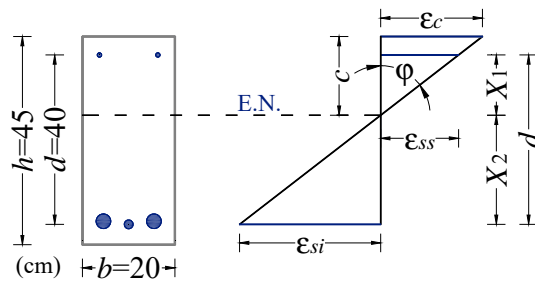


Figura 8.7 Cálculo de la curvatura experimental

En las figuras 8.8 a 8.13 se muestran las gráficas experimentales de momento curvatura calculado en el centro del claro libre (sección de momento flexionante puro). Se graficó hasta la curvatura máxima experimental. En estas curvas se usaron líneas sólidas hasta la falla por cortante (V_u) y el resto con líneas discontinuas. Las gráficas de momento curvatura obtenidas de los datos experimentales se compararon contra las que se obtuvieron con la metodología de Park y Paulay (1975) y con el programa RESPONSE 2000 (Bentz 2000), ambas calculadas hasta el colapso teórico y descritas en párrafos anteriores.

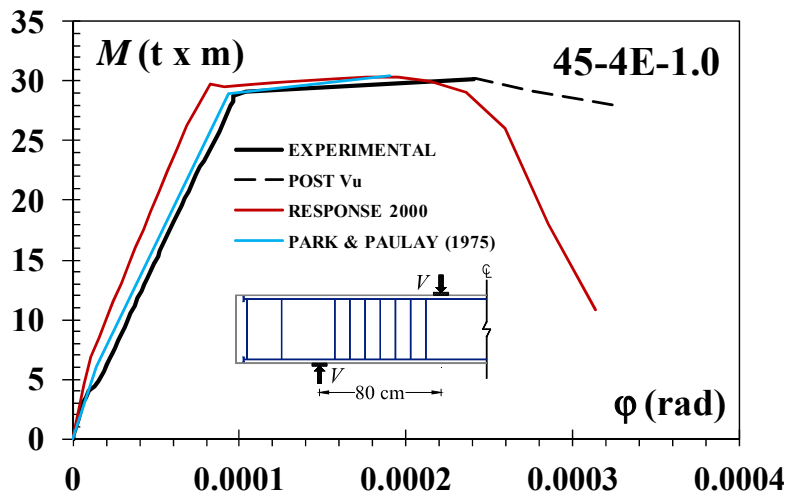


Figura 8.8 Momento curvatura obtenido con diferentes metodologías, trabe 45-4E-1.0

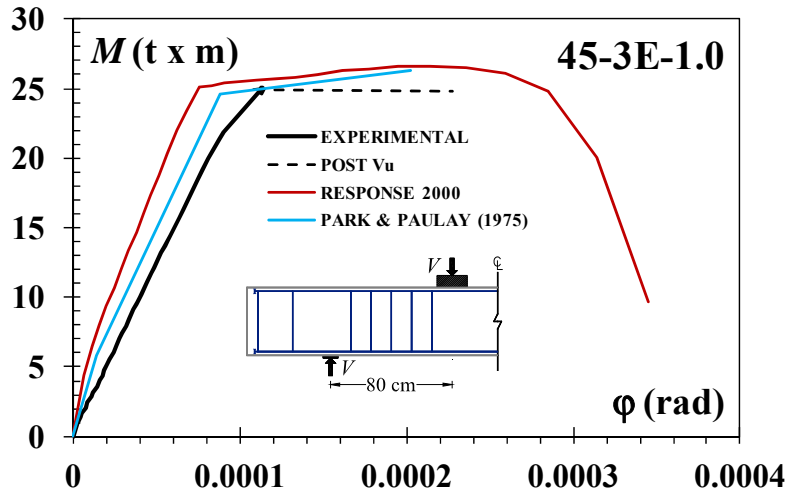


Figura 8.9 Momento curvatura obtenido con diferentes metodologías, trabe 45-43-1.0

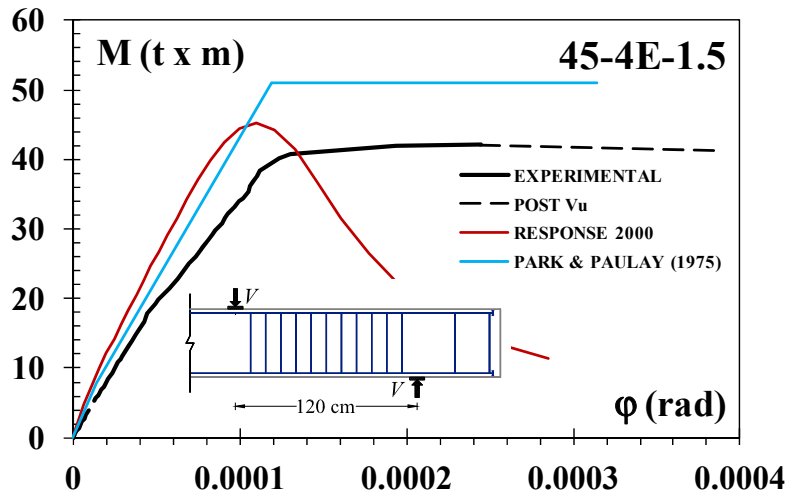


Figura 8.10 Momento curvatura obtenido con diferentes metodologías, trabe 45-4E-1.5

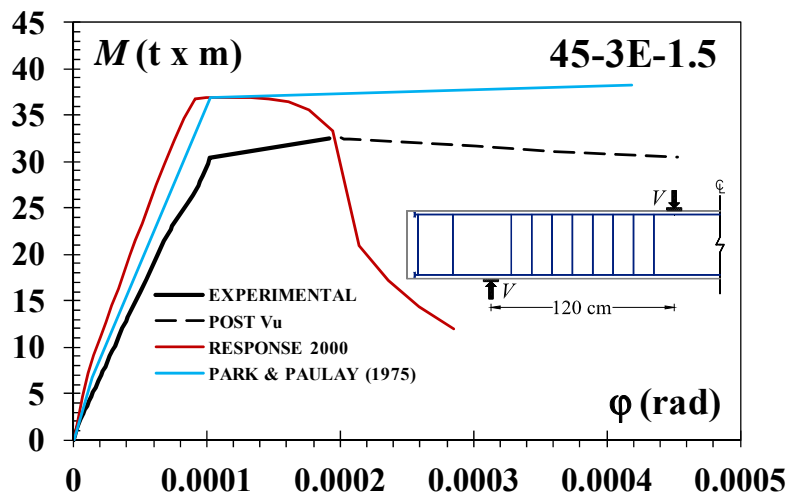


Figura 8.11 Momento curvatura obtenido con diferentes metodologías, trabe 45-3E-1.5

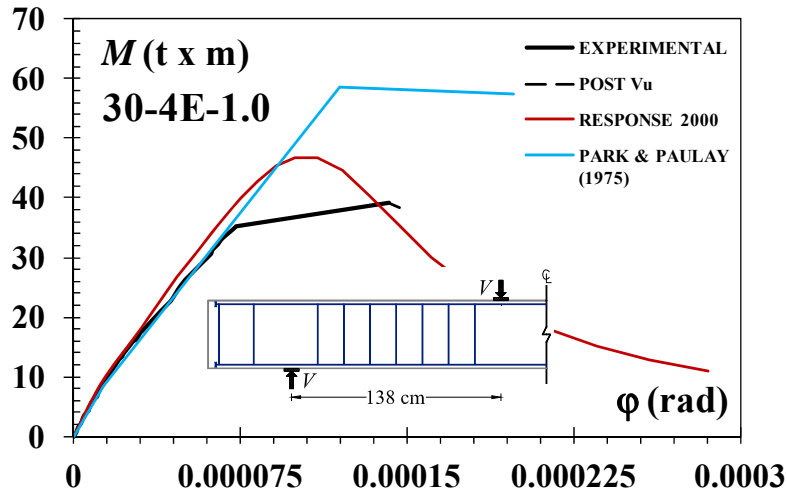


Figura 8.12 Momento curvatura obtenido con diferentes metodologías, trabe 30-4E-1.0

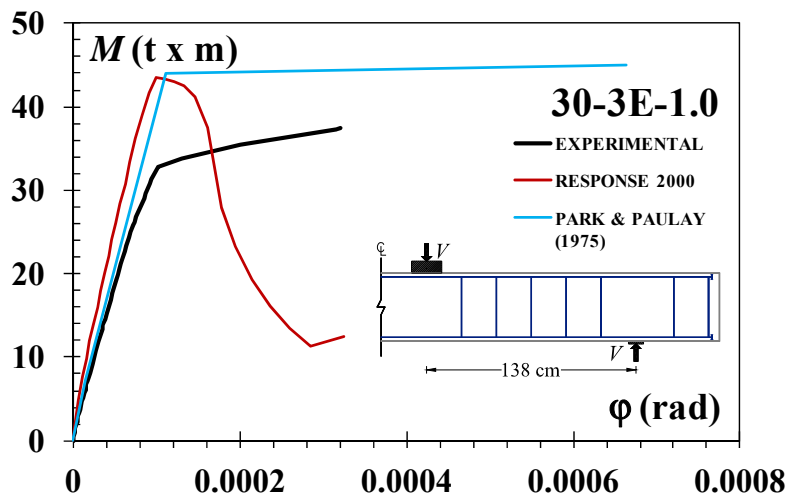


Figura 8.13 Momento curvatura obtenido con diferentes metodologías, trabe 30-3E-1.0

Al presentar los resultados en conjunto, se observa que:

- Las trabes diseñadas para desarrollar un campo de compresión diagonal en el claro de cortante con inclinación $\theta=45^\circ$ y con una esbeltez plástica $\lambda_p=1.0$ desarrollaron la capacidad resistente y de deformación a momento flexionante en el centro del claro (figuras 8.7 y 8.8). Lo anterior siendo más notorio en la trabe con cuatro estribos en el mecanismo resistente a cortante (elemento 45-4E-1.0) y con la curva analítica obtenida según Park y Paulay (1975). Estos dos elementos fueron construidos con el claro menor en la muestra ($a=80$ cm).
- Las trabes diseñadas para desarrollar un campo de compresión diagonal en el claro de cortante con inclinación $\theta=45^\circ$ y con una esbeltez plástica $\lambda_p=1.5$ sólo desarrollaron la capacidad de deformación teórica, pero no la resistencia a momento esperada (figuras 8.9 y 8.10).

- En las traveses diseñadas para presentar un campo de compresión diagonal con inclinación $\theta=30^\circ$, se observa que la rigidez teórica sólo es parecida a la experimental al inicio de la curva (figuras 8.11 y 8.12). Lo anterior siendo más notable en la trabe con cuatro estribos en el mecanismo resistente a cortante (elemento 30-4E-1.0). Esta diferencia se atribuye principalmente a las cuantías de refuerzo colocadas en los respectivos especímenes.
- En general, el método recomendado por Park y Paulay (1975) proporcionó mejores estimaciones de la respuesta momento curvatura en la muestra analizada (capacidad resistente, capacidad de deformación y rigidez pre-fluencia).

8.4 CORRELACIÓN CON EL DAÑO EXPERIMENTAL

Las gráficas momento curvatura pueden ser usadas como herramientas para estudiar el comportamiento de elementos de concreto reforzado. A lo anterior, se compararon paralelamente las gráficas experimentales de cortante distorsión y de momento curvatura para analizar el comportamiento global de la muestra. En las figuras 8.14 a 8.19 se presentan las curvas de cortante distorsión angular (lado izquierdo) y las de momento curvatura (lado derecho) del claro de cortante donde se presentó la falla y construidas hasta el cortante asociado al colapso (V_{col}). En cada gráfica se han marcado los cortantes asociados a la falla por tensión diagonal (V_{cr}) y de falla (V_u), identificados en el capítulo cinco. Se usaron líneas sólidas para la respuesta previa al V_u y en el resto líneas discontinuas. También se han señalado los valores que corresponden a observaciones hechas durante los ensayos (grietas horizontales) y a fenómenos deducidos después de interpretar los resultados experimentales (fluencia del refuerzo longitudinal y aplastamiento del bloque de compresión).

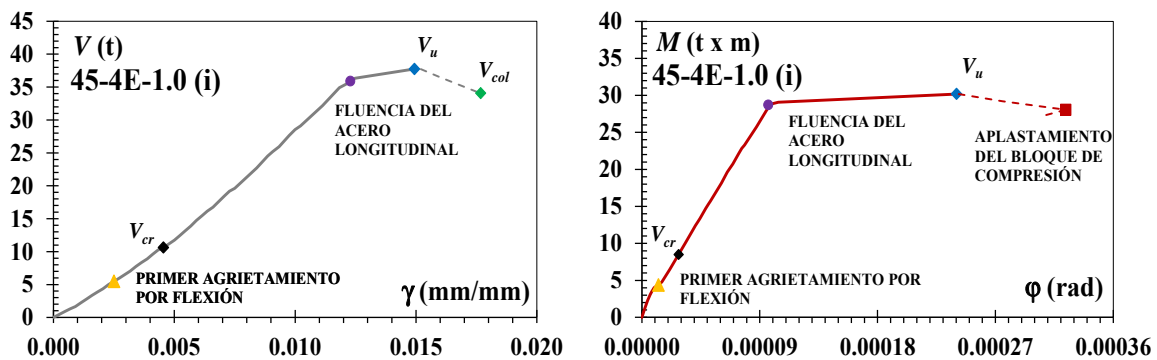


Figura 8.14 Comportamiento experimental global, trabe 45-4E-1.0

(espacio intencionalmente en blanco)

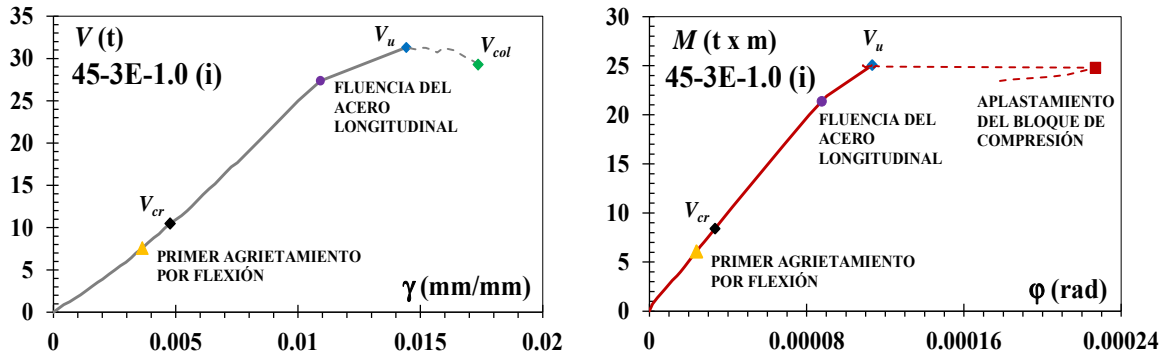


Figura 8.15 Comportamiento experimental global, trabe 45-3E-1.0

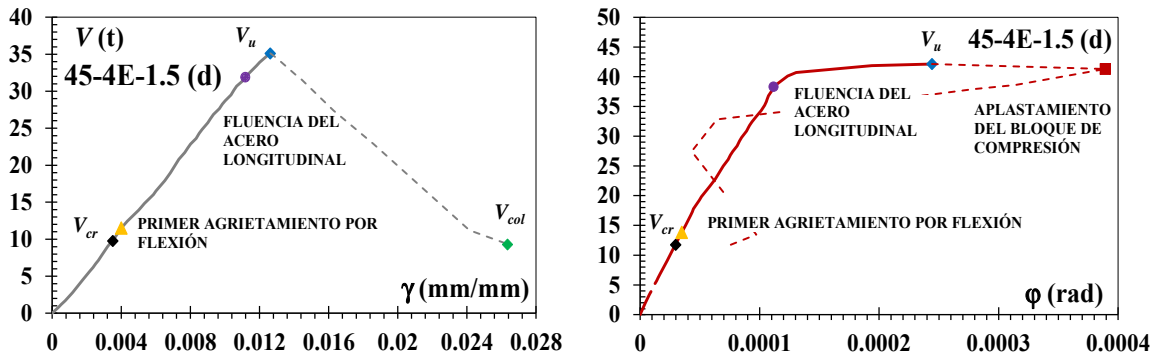


Figura 8.16 Comportamiento experimental global, trabe 45-4E-1.5

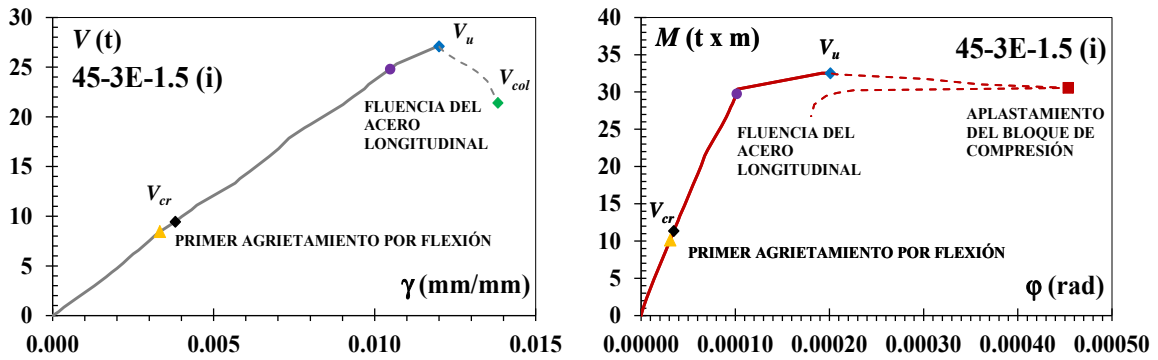


Figura 8.17 Comportamiento experimental global, trabe 45-3E-1.5

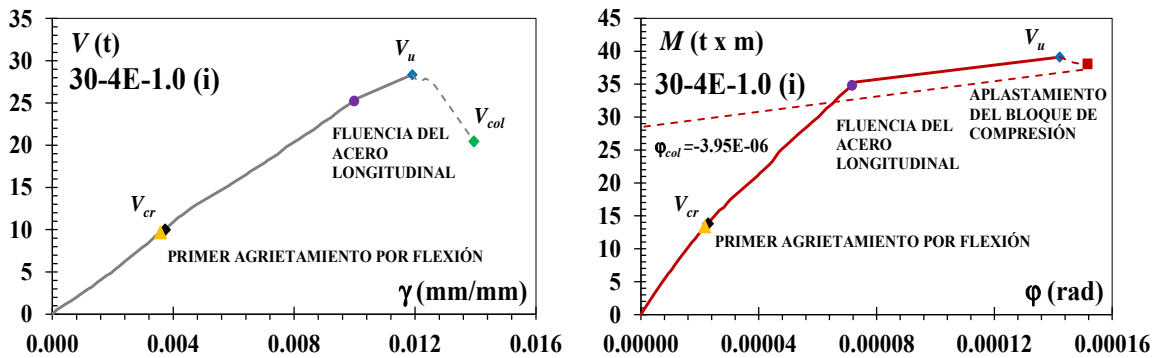


Figura 8.18 Comportamiento experimental global, trabe 30-4E-1.0

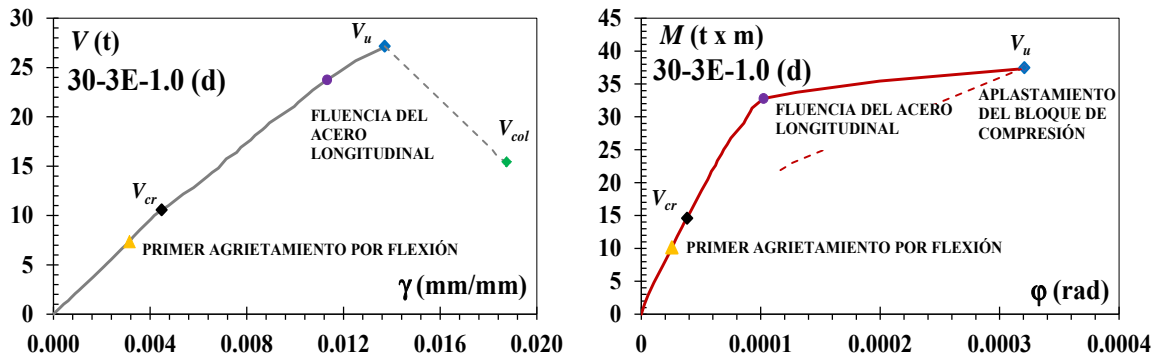


Figura 8.19 Comportamiento experimental global, trabe 30-3E-1.0

Del ejercicio se puede observar que en la mayoría de los especímenes se presentaron grietas típicas por flexión (verticales) antes que las grietas por tensión diagonal V_{cr} (inclinadas). Esto último no ocurrió en la trabe 45-4E-1.5 pues en ella los primeros patrones de agrietamiento se correlacionan con los de falla por tensión diagonal. Por último, la pérdida de capacidad de deformación a momento flexionante (curvatura) al centro del claro, es explicada como el aplastamiento o desgajamiento del bloque de compresión. Se observa que en la mayoría de los especímenes mantuvieron un remanente de capacidad posterior a la falla (V_u). Esto último no es observable en el elemento 30-3E-1.0 pues el aplastamiento del bloque de compresión ocurrió al instante o muy próximo a la falla por cortante. Una explicación de esto último es la cantidad de refuerzo provisto en la trabe.

8.5 COMENTARIOS

En este capítulo se presentaron las gráficas de momento curvatura de la serie experimental obtenidas con tres métodos de cálculo. Los resultados experimentales fueron los parámetros de control. Bajo esta consideración se evidenció que el mejor ajuste analítico se dio en las trabes diseñadas a desarrollar un campo de compresión diagonal de $\theta=45^\circ$ y una esbeltez plástica de $\lambda_P=1.0$. Aunque se encontraron algunos parecidos en los valores numéricos en los otros especímenes, el grado de similitud entre lo experimental y teórico no fue el mismo. Finalmente, al analizar los resultados experimentales y las gráficas de momento curvatura obtenidas se encontraron indicios de que el acero de refuerzo longitudinal de los especímenes superó su esfuerzo de fluencia antes de la falla por cortante.

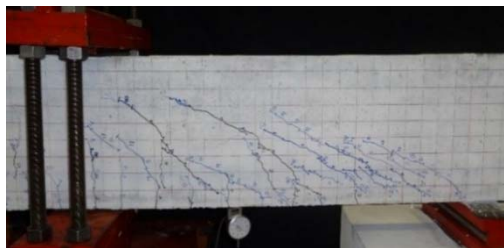
CAPÍTULO 9: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES FINALES

Una vez presentado el marco teórico y el análisis de los resultados experimentales de este trabajo se muestran las conclusiones generales. Se mencionan también algunas propuestas de investigación a futuro.

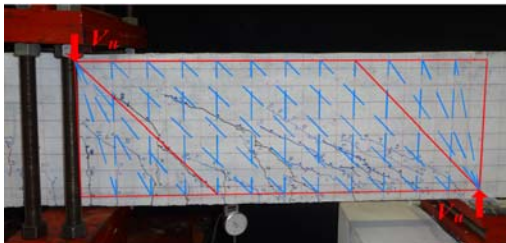
9.1 CONCLUSIONES

Esta tesis tuvo como objetivo principal proporcionar soporte experimental al marco teórico propuesto por Archundia y Tena (2015) para analizar y diseñar por fuerza cortante las traveses esbeltas de concreto reforzado a partir de campos de esfuerzo plástico y modelos de armadura plástica. A lo anterior se ensayaron especímenes diseñados en función del parámetro de esbeltez plástica λ_P propuesto por los autores. Los resultados de la muestra fueron estudiados con técnicas de ingeniería forense y con análisis típicos para elementos de concreto reforzado. Del trabajo se concluye que:

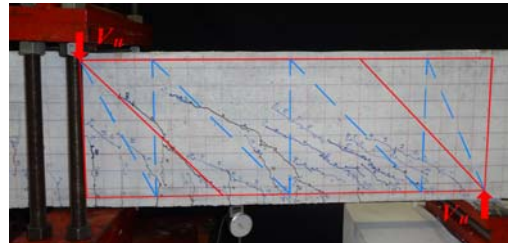
1. Se desarrollaron los campos de esfuerzo plástico teóricos en los especímenes de prueba. Una de las principales consideraciones para identificar estos campos de esfuerzo partió de suponer que la distribución de fuerzas internas y los patrones de agrietamiento están correlacionados con la posición discreta de los estribos. Bajo esta premisa se dibujó en los especímenes el agrietamiento de falla (figura 9.1-a) considerando: i) el modelo de armadura plástica detallada (figura 9.1-b) y, ii) el modelo de armadura plástica simplificada (figura 9.1-c) respectivas de cada trabe. De esta manera se visualizaron los campos de esfuerzos experimentales que tuvieron buena correspondencia con lo esperado teóricamente.



a) Agrietamiento de falla



b) Modelo de armadura plástica detallada



c) Modelo de armadura plástica simplificada

Figura 9.1 Identificación de los campos de esfuerzos experimentales, trabe 45-4E-1.5

2. Los campos de esfuerzo radiales teóricos (abanicos de compresión) se propusieron a partir de las recomendaciones de Archundia y Tena (2015) y Kaufman (1998). Estos campos de esfuerzo son adyacentes a las reacciones y zonas de carga, como se muestra en las figuras 9.2-a y 9.2-b, respectivamente. Del ejercicio, se observó con claridad las fronteras de los campos de compresión radial (regiones D plásticas) y los campos de compresión diagonal entre ellos (regiones B plásticas). Al hacer esto último se facilitó el análisis y explicación del mecanismo resistente a cortante.

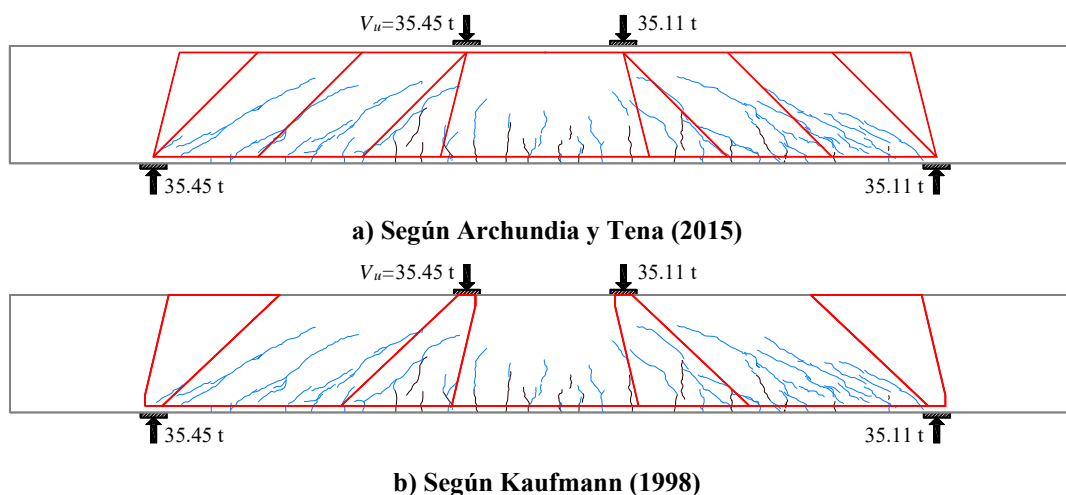


Figura 9.2 Campos de esfuerzos radiales, trabe 45-4E-1.5

3. El comportamiento a cortante de una trabe plásticamente esbelta de concreto reforzado puede ser explicado mediante modelos de armadura. Evidencia de lo anterior se presenta a forma de resumen en la tabla 9.1, donde se observa el grado de aproximación entre los valores teóricos y los correspondientes experimentales observados. Los valores mostrados corresponden a: i) el ángulo de inclinación del campo de compresión diagonal teórico y experimental (θ_{teo} y θ_{exp}), ii) cortante asociado al primer agrietamiento diagonal según el reglamento ACI -318 y el experimental (V_{cr-teo} y V_{cr}), iii) cortante de falla estimado con un modelo de armadura plástica de ángulo variable y el experimental (V_{u-teo} y V_u), iv) rigidez secante normalizada al primer agrietamiento diagonal y a la falla (K_0 , K_{cr} y K_u) y; v) densidad de energía disipada en la falla (U_{0-u}).

Tabla 9.1 Resumen de resultados

Trabe	Ancho de placa de carga (cm)	Claro de falla	$\frac{\theta_{teo}}{\theta_{exp}}$	$\frac{V_{cr-teo}}{V_{cr}}$	$\frac{V_{u-teo}}{V_u}$	$\frac{K_{cr}}{K_0}$	$\frac{K_u}{K_0}$	U_{0-u} (t x mm/m ³)
45-4E-1.0	10.0	Izquierdo	1.00	0.87	0.95	1.26	1.37	3362.03
45-3E-1.0	20.0	Izquierdo	1.02	0.88	0.93	1.29	1.26	2540.0
45-4E-1.5	10.0	Derecho	0.98	0.95	1.02	1.24	1.24	2304.0
45-3E-1.5	10.0	Izquierdo	1.00	0.98	1.08	1.11	1.01	1589.54
30-4E-1.0	10.0	Izquierdo	1.00	0.92	1.27	0.88	0.78	1420.47
30-3E-1.0	20.0	Derecho	0.97	0.88	1.08	0.98	0.82	2292.57
		Promedio	0.99	0.91	1.05	1.13	1.08	
		C.V.	0.02	0.05	0.11	0.14	0.21	

4. Es posible predecir el ángulo de falla por tensión diagonal en traveses de concreto reforzado plásticamente esbeltas diseñadas y construidas con modelos de armadura plástica. Para ello se puede considerar la recomendación de Archundia y Tena (2015). En este trabajo se hizo la comprobación con elementos diseñados y construidos para desarrollar un ángulo de inclinación $\theta=45^\circ$ y $\theta=30^\circ$. Como lo anticiparon Archundia y Tena, el detallado de las regiones D plásticas y la esbeltez depende de la extensión de los abanicos de compresión y por ello deben estar bien diseñados y detallados para acomodar la demanda de cortante en la extensión del elemento que se ha considerado (figura 9.3).

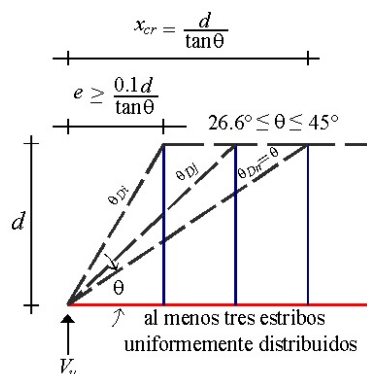


Figura 9.3 Sugerencia de Archundia y Tena (2015) para detallar el refuerzo transversal

5. En términos de resistencia, la contribución del concreto experimental V_{cr-exp} (armadura elástica) fue razonablemente conservadora con respecto al valor esperado de V_{cr} (ecuación 9.1) calculado con la recomendación del ACI-318 (2019).

$$V_{cr} = 0.53\sqrt{f'_c}bd; \quad (\text{kg/cm}^2) \quad 9.1$$

6. Se comprobó que existe una relación entre la inclinación de los campos de esfuerzos θ con el comportamiento a cortante de las traveses de concreto reforzado plásticamente esbeltas. Esto al considerar que la respuesta a cortante de la muestra dependía, entre otros factores, principalmente del valor teórico de θ y que los patrones de agrietamiento, usados como evidencia para explicar los mecanismos resistentes, coincidieron con la inclinación y las características de los campos de esfuerzos experimentales.
7. Es posible determinar la fuerza que se desarrolla en los estribos de la región B plástica mediante franjas con inclinación θ definidas entre las regiones D plásticas (figura 9.4). Con este análisis se cuantificó la contribución del acero de refuerzo transversal, considerando los registros de la instrumentación interna y, con ello, se determinó el cortante resistente en cada franja V_{sRB} definida con un modelo de armadura plástica detallada. Al valor de V_{sRB} se le sumó la aportación del concreto V_{cr} y con ello se definió un cortante de falla V_{u-RB} en región B plástica. Los resultados de este análisis se resumen en la tabla 9.2. De esta manera se analizó el equilibrio interno al idealizar las fuerzas internas en puntales y tensores en la totalidad de la geometría reforzada de los especímenes de prueba. Con esto último se buscó unificar criterios de análisis en traveses

esbeltas de concreto reforzado. En las ecuaciones 9.2 y 9.3 se muestra la cuantificación básica de la contribución del acero de refuerzo y el cortante de falla, respectivamente. Con los resultados mostrados en la tabla 9.2 se observa que las ecuaciones bien conocidas para calcular el cortante en traveses de concreto resistente, proporcionan buenos resultados en traveses que realmente son esbeltas plásticamente.

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s \tan \theta} \tag{9.2}$$

$$V_u = V_{cr} + V_s \tag{9.3}$$

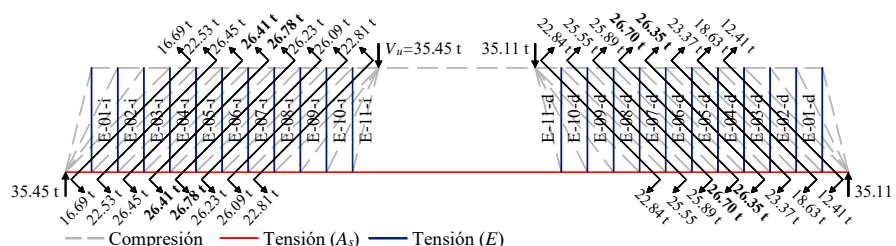


Figura 9.4 Resistencia experimental a cortante en regiones B plástica, trabe 45-4E-1.5

Tabla 9.2 Cortante experimental en franjas centrales de región B plásticas

Trabe	V_{cr} (t)	V_{sRB} (t)	V_{u-RB} (t)	V_{u-teo} (t)	$\frac{V_{u-teo}}{V_{u-RB}}$
45-4E-1.0	10.62	21.74	32.36	35.80	1.11
45-3E-1.0	10.49	18.24	28.73	29.20	1.02
45-4E-1.5	9.78	26.53	36.31	35.80	0.99
45-3E-1.5	9.45	18.58	28.03	29.20	1.04
30-4E-1.0	10.02	26.75	36.77	35.80	0.97
30-3E-1.0	10.57	15.54	26.11	29.20	1.12
				Promedio	1.04
				C.V.	0.06

8. Aunque diseñar modelos de armadura exige cierto grado de experiencia, se ha mostrado que el procedimiento y análisis de resultados aplicado en traveses de concreto reforzado plásticamente esbeltas es una herramienta intuitiva con la que se puede visualizar de manera clara la distribución de fuerzas internas y a su vez el comportamiento del elemento. Asimismo, el grado de predicción en algunos parámetros resulta ser en su mayoría adecuado.
9. Como conclusión final de este trabajo, se puede decir que: i) determinar la esbeltez de las traveses de concreto reforzado con criterios sustentados exclusivamente en la geometría de la trabe, por ejemplo, el cociente a/d , no es adecuado y, ii) justificar el diseño a cortante en traveses esbeltas de concreto reforzado considerando un ángulo invariante del campo de compresión diagonal $\theta=45^\circ$, aunque seguro, no es racional si no se tienen los cuidados necesarios para ello. De esta forma, se recomienda promover el diseño y detallado de estos elementos conforme a la definición de esbeltez plástica y el detallado

de las regiones D propuestos por Archundia y Tena (2015) y calcular la resistencia a cortante considerando la contribución del concreto conforme a la recomendación del reglamento ACI-318 y la contribución del acero de refuerzo transversal según el modelo de armadura plástica.

9.2 TRABAJOS FUTUROS

A partir del contexto obtenido de las conclusiones mencionadas con anterioridad, fue posible identificar algunas variables que quedaron fuera del alcance de esta tesis. Algunos de los trabajos sugeridos para atender lo anterior son:

1. Ampliar el estado de conocimiento con respecto a los modelos de armadura elástica en traveses esbeltos. A lo anterior, se buscaría diseñar y construir traveses de concreto sin refuerzo en función del parámetro de esbeltez elástica λ_E , propuesto por Archundia y Tena (2015), que cumplan con un modelo con inclinación de la falla por tensión diagonal diferente a $\theta_E=45^\circ$. En este contexto resultaría conveniente construir algunos especímenes con características previamente reportadas como, por ejemplo, la serie experimental de Kani (1964).
2. Aplicar la filosofía de diseño y herramientas de análisis de esta tesis en especímenes contruados con las características reportadas por Bresler y Scordelis (1963) y Frosch (2000). Esto con la intención de obtener sustento experimental del fenómeno de pseudoesbeltez comentado por Archundia y Tena (2015). Asimismo, construir especímenes con los que se pueda corregir el fenómeno anterior.
3. Construir traveses esbeltos diseñados para desarrollar campos de esfuerzos plásticos con inclinaciones diferentes a $\theta=45^\circ$ y a $\theta=30^\circ$ que cumplan con el parámetro de esbeltez plástica λ_P de Archundia y Tena (2015). Por ejemplo, Grob y Thürlimann (1976) explicaron que los motivos por los cuales algunos elementos de concreto reforzado deben de ser diseñados con valores comprendidos entre $26.6^\circ \leq \theta \leq 63.4^\circ$, por lo que, éstas son las inclinaciones de interés. A pesar de lo anterior, se debe evaluar la posibilidad de diseñar elementos con valores diferentes a los especificados por los autores.
4. Estudiar los campos de esfuerzos y modelos de armadura en elementos provistos con diferentes cuantías en las zonas de confinamiento y en las secciones intermedias entre ellas. En este sentido, resultaría conveniente integrar los diferentes valores del factor de ductilidad sísmica (NTC-C) en los análisis.

REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA

ACI 318-02 (2002), "Building code requirements for structural concrete (ACI-318-02) and commentary (ACI-318R-02)", ACI Committee 318, *American Concrete Institute*, E.U.A.

ACI 318-19 (2019), "Building code requirements for structural concrete (ACI-318-19) and commentary (ACI-318R-19)", ACI Committee 318, *American Concrete Institute*, E.U.A.

Alcocer, S M y C M Uribe (2008), "Monolithic and cyclic behavior of deep beams designed using strut and tie models", *ACI Structural Journal*, Vol. 105, No. 3, pp 327-337.

Al-Nahlawi, K A y J K Wight (1992), "Beams analysis using concrete tensile strength in truss models", *ACI Structural Journal*, Vol. 89, No. 3, pp. 284-289.

Archundia, H I (2004), "Comportamiento a cortante de travesaños acartelados de concreto reforzado", *Tesis de Maestría*, Universidad Nacional Autónoma de México, México, mayo.

Archundia, H I, A Tena y O M González (2005), "Estudio experimental del cortante estático de travesaños acartelados de concreto reforzado", *Reporte de Investigación 453*, Dirección de Ciencias Básicas e Ingeniería, Universidad Autónoma Metropolitana – Azcapotzalco, pp. 204, junio. ISBN 970-31-0491-6.

Archundia Aranda, H I (2013), "Recomendaciones de diseño a cortante para travesaños acartelados de concreto reforzado", *Tesis Doctoral*, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, noviembre. <http://132.248.9.195/ptd2013/noviembre/0705159/Index.html>.

Archundia, H I y A Tena (2015), "Sección crítica, esbeltez y regiones B-D para diseño a cortante de travesaños de concreto reforzado", *Concreto y Cemento, Investigación y Desarrollo*, Vol. 7, No. 1, pp. 2-29.

Bentz, E C (2000) "Sectional Analysis of Reinforced Concrete Members", Tesis Doctoral, University of Toronto.

Boresi, A P (2003), *Advanced Mechanics of Materials*, sixth edition, John Wiley and Sons, E.U.A.

Bresler, B y A C Scordelis (1963), "Shear strength of reinforced concrete beams", *ACI Journal Proceedings*, Vol. 60, No. 1, pp. 51-74.

Chen, W F y R L Yuan (1980), "Tensile Strength of Concrete: Double-Punch Test", *ASCE*, Vol. 106, No.8, pp. 1673-1693.

Collins, M P, E C Bentz, E G Sherwood y L Xie (2007), "An adequate theory for the shear strength of reinforced concrete structures", *Morley Symposium on Concrete Plasticity and its Application*, University of Cambridge, Inglaterra.

Committee 326 (1962/a), "Shear and diagonal tension. Part 1: General principles", Report of ACI-ASCE Committee 326, *ACI Journal Proceedings*, Vol. 59, No. 1, pp. 1-30.

Committee 326 (1962/b), "Shear and diagonal tension. Part 2: Beams and frames", Report of ACI-ASCE, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 124, No. 12, pp. 1375-1417.

Committee 445 (1998), "Recent approaches to shear design of structural concrete", ASCE-ACI Committee 445, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 124, No. 12, pp. 1375-1417.

Drucker, D C (1961), "On structural concrete and the theorems of limit analysis", *IABSE Publications*, Vol. 21, pp. 49-59, International Association of Bridge and Structural Engineering.

- Fernández-Ruiz, M y A Muttoni (2007), “On development of suitable stress fields for structural concrete”, *ACI Structural Journal*, Vol. 104, No. 4, pp. 495-502.
- Frosch, R J (2000), “Behavior of large scale reinforced concrete beams with minimum shear reinforcement”, *ACI Structural Journal*, Vol. 97, No. 6, pp. 814 -820.
- Gere, J M y S P Timoshenko (1998), *Mecánica de materiales*, cuarta edición, International Thomson Editores, México.
- Gómez, N y J L Hernández (2015) “Diseño y construcción de trabes esbeltas de concreto reforzado diseñadas con modelos de armadura”, *Proyecto de Integración*, División de Ciencias Básicas e Ingeniería, Universidad Autónoma Metropolitana, Unidad Azcapotzalco, diciembre.
- Grob, J y B Thürlimann (1976), “Ultimate strength and design of reinforced concrete beams under bending and shear”, *IABSE Publication*, Vol. 36, pp. 105-120, International Association of Bridge and Structural Engineering.
- Hsu, T T C (1993), *Unified theory of reinforced concrete*, second, CRC Press, E.U.A.
- Kani, G N J (1964), “The riddle of shear failure and its solution”, *ACI Journal Proceedings*, Vol. 61, No. 4, pp 441-468.
- Kaufmann, W (1998), “Strength and deformation of structural concrete subjected to in-plane shear and normal forces”, *Tesis Doctoral*, Institute of Structural Engineering, ETH Zurich.
- Kotsovos, M D (1990), “Strength and behavior of deep beams”, *Reinforced concrete deep beams*, Editor F K Kong, Blakie, Gran Bretaña.
- Kotsovos, M D (2007), “Concepts underlying reinforced concrete design: Time for reappraisal”, *ACI Structural Journal*, Vol. 104, No. 6, pp. 675-684.
- MacGregor, J G (1997), *Reinforced concrete - mechanics and design*, third edition, Pearson-Prentice Hall, USA.
- Marti, P (1985/a), “Basic tools of reinforced concrete beam design”, *ACI Journal*, Vol. 82, No. 1, pp. 46-56.
- Marti, P (1985/b), “Truss models in detailing”, *Concrete International*, Vol. 7, No. 12, pp. 66-73.
- Marti, P (1989). “Size Effect in Double-Punch Tests on Concrete Cylinders”, *ACI Materials Journal*, Vol. 86, No. 6, pp. 597-601.
- Marti, P (1991), “Dimensioning and detailing”, *IABSE Reports*, Vol. 62, pp. 411-443, International Association of Bridge and Structural Engineering.
- Mörsch, E (1909), *Concrete-steel construction (Der Eisenbetonbau)*, traducción autorizada de la tercera edición en Alemán de 1908, The Engineering Publishing News Company, Londres.
- Muttoni, A, J Schwartz y B Thürlimann (1997), *Design of concrete structures with stress fields*, Birkhäuser, Suiza.
- NTCA-20 (2020), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero”, *Gaceta Oficial de la Ciudad de México*, julio, México.
- NTCC-04 (2004), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto”, *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Gaceta Oficial del Distrito Federal*, octubre, México.
- NTCC-17 (2017), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto”, *Gaceta Oficial de la Ciudad de México*, No. 220-Bis, diciembre, México.

- Nielsen, M (1999), *Limit analysis and concrete plasticity*, second edition, CRC Press, USA.
- NMX-C-083-ONNCCE (2014), Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación (ONNCCE), Industria de la Construcción-Concreto. “*Determinación de la resistencia a la compresión de especímenes-método de ensayo*”, NMX-C-083-ONNCCE-2014.
- NMX-C-128-ONNCCE (2013), Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación (ONNCCE), Industria de la Construcción-Concreto sometido a compresión. “*Determinación del módulo de elasticidad estático y relación de Poisson*”, NMX-C-128-2013.
- NMX-C-159-ONNCCE (2016), Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación (ONNCCE), Industria de la Construcción-Concreto. “*Elaboración y curado de especímenes de ensayo*”, NMX-C-159-2016.
- NMX-C-161-ONNCCE (2013), Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación (ONNCCE), Industria de la Construcción. “*Concreto fresco-muestreo*”, NMX-C-161-2013.
- NMX-C-163-ONNCCE (2019), Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación (ONNCCE), Industria de la Construcción-Concreto. “*Determinación de la resistencia a la tensión por compresión diametral de cilindros de concreto*”, NMX-C-163-2019.
- NMX-C-191-ONNCCE (2015), Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación (ONNCCE), Industria de la Construcción-Concreto. “*Determinación de la resistencia a la flexión del concreto usando una viga simple con carga en los tercios del claro*”, NMX-C-191-2015.
- NMX-C-407-ONNCCE (2001), Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación (ONNCCE), Industria de la Construcción. “*Varillas corrugadas de acero provenientes de lingote o palanquilla para refuerzo de concreto-especificaciones y métodos de prueba*”, NMX-C-407-ONNCCE-2001.
- NMX-C-160-ONNCCE (2004), Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación (ONNCCE), Industria de la Construcción-Concreto. “*Elaboración y curado en obra de especímenes de concreto*”, NMX-C-160-2004.
- Park, R y T Paulay (1997), *Estructuras de concreto reforzado*, Limusa, México.
- Popov, E P (1998), *Engineering Mechanics of Solids*, second edition, Pearson, E.U.A.
- Rangel, G T (2019) Comunicación personal.
- Rodríguez, M y J C Botero (1996), “Aspectos del comportamiento sísmico de estructuras de concreto reforzado considerando las propiedades mecánicas de acero de refuerzo producidos en México”, *Series del Instituto de Ingeniería. No. 575. Serie Azul*. UNAM.
- Rogowsky, D M y J G MacGregor (1983), “Shear strength of deep reinforced concrete continuous beams”, *Structural Engineering Report No. 110*, Department of Civil Engineering, University of Alberta, pp. 178.
- Schlaich, J, K Schäfer y M Jennewein (1987), “Toward a consistent design of structural concrete”, *PCI Journal*, Vol. 32, No. 3, pp. 74-150.
- Suárez, C. S. (2005) “Costo y tiempo en edificación”, tercera edición, Editorial Limusa, México.
- Talbot, A N (1909), “Test of reinforced concrete beams: resistance to web stress – series of 1907 and 1908”, *Bulletin No. 29*, Engineering Experimental Station, University of Illinois, pp. 85, enero.

Tavera, P (2016), “Instrumentación y habilitado de seis traveses esbeltos de concreto reforzado diseñados para fallar por cortante”, *Proyecto de Integración*, División de Ciencias Básicas e Ingeniería, Universidad Autónoma Metropolitana. Unidad Azcapotzalco, diciembre.

Tena-Colunga, A, H I Archundia-Aranda y O M González Cuevas (2008), “Behavior of reinforced concrete haunched beams subjected to static shear loading”, *Engineering Structures*, Vol. 30, No. 2, pp. 478-492.

Tena, A, L A Urbina, y H I Archundia (2017a), “Traveses acartelados de concreto reforzado continuos diseñados para fallar por cortante parte 1: Descripción de los experimentos y del comportamiento cíclico”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 97, pp. 1-34.

Tena, A, L A Urbina, y H I Archundia (2017b), “Traveses acartelados de concreto reforzado continuos diseñados para fallar por cortante parte 2: Mecanismo de resistencia a cortante”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 97, pp. 35-63.

Tena-Colunga, A (2019) Comunicación personal.

Thürlimann, B (1979), “Plastic analysis of reinforced concrete beams”, *IABSE Reports*, Vol. 28, pp. 71-90, International Association of Bridge and Structural Engineering.

APÉNDICE A: PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

En este apéndice se describe la caracterización de los materiales usados para construir la muestra experimental. Las pruebas fueron hechas en el Laboratorio de Estructuras de la Universidad Autónoma Metropolitana – Azcapotzalco. Para realizar estas pruebas se contó con el apoyo del personal de laboratorio y alumnos de la licenciatura en Ingeniería Civil.

A.1 CONCRETO

Para estimar la resistencia a compresión del concreto (f'_c) de las trabes, se ensayaron ocho cilindros de concreto (figura A.1). Las pruebas se dividieron en dos etapas: i) ensayos rigurosos a los 28 días de edad y, ii) ensayos a la mitad estimada del programa experimental. El primer valor medido se usó para los cálculos predictivos de comportamiento (capítulo cuatro) y el segundo en los cálculos de ingeniería forense (capítulo cinco). A los dos primeros cilindros se les aplicó carga a una velocidad de 37.0 t/min y para el resto la velocidad de carga fue de 31.5 t/m. La muestra fue sometida a compresión monotónica (figura A.2-a) hasta alcanzar la falla (figura A.2-b). En la tabla A.1 se muestra la información obtenida para calcular el valor promedio de f'_c .



Figura A.1 Muestra ensayada a compresión simple



a) Prueba en proceso



b) Prueba finalizada

Figura A.2 Ensayo de compresión

Tabla A.1 Resistencia a compresión del concreto

Edad de la muestra: 28 días									
Etiqueta	Peso (kg)	Diámetro (cm)		Altura (cm)		Área (cm ²)	P _{MAX} (t)	Volumen (cm ³)	f' _c (kg/cm ²)
		Registro	Promedio	Registro	Promedio				
01	11.84	14.9		29.6		176.71	76.7	5283.63	451.0
		15.1	15.0	30.0	29.9				
		15.0		30.1					
02	11.71	15.1		29.8		177.24	81.7	5278.25	461.0
		15.05	15.03	29.75	29.75				
		14.95		29.7					
								Promedio	456.0
								C.V.	0.0109
Edad de la muestra: 694 días									
03	11.71	14.9		30.16		176.32	80.1	5319.64	454.0
		15.0	14.98	30.15	30.17				
		15.05		30.2					
04	11.57	15.2		30.0		179.87	90.3	5396.1	502.0
		15.1	15.13	30.0	30.0				
		15.1		30.0					
05	11.74	15.0		30.1		178.29	86.0	5345.69	482.0
		15.1	15.07	29.95	29.98				
		15.1		29.9					
Edad de la muestra: 703 días									
06	11.57	15.0		30.0		177.11	80.0	5320.31	452.0
		15.0	15.02	30.12	30.04				
		15.05		30.0					
07	11.72	15.1		30.1		175.77	85.1	5290.78	484.0
		14.98	14.96	30.1	30.1				
		14.8		30.1					
08	11.69	15.1		30.1		178.68	86.0	5385.52	482.0
		15.05	15.08	30.15	30.14				
		15.1		30.17					
								Promedio	476.0
								C.V.	0.0407

La resistencia a tensión se definió a partir de una valoración de los resultados obtenidos con diferentes técnicas. Uno de los ensayos hechos para esta tarea fue la prueba brasileña (figura A.3-a), que produce una falla transversal en el sentido perpendicular al eje axial (figura A.3-b). La resistencia a tensión (f_{tb}) se cuantificó con la ecuación A.1 donde, P_{MAX} es la carga máxima, L y D son la altura y diámetro promedio, respectivamente. En la tabla A.2 se reportan las mediciones obtenidas en esta prueba.

$$f_{tb} = \frac{2P_{MAX}}{\pi LD} \text{ (kg; cm)}$$

A.1



a) Prueba en proceso



b) Inspección del cilindro

Figura A.3 Prueba Brasileña

Tabla A.2 Resistencia a tensión del concreto, prueba brasileña

Edad de la muestra: 694 días								
Etiqueta	Peso (kg)	Diámetro (cm)		Altura (cm)		Área (cm ²)	P_{MAX} (kg)	f_{tb} (kg/cm ²)
		Registro	Promedio	Registro	Promedio			
10	11.51	14.9	14.95	30.2	30.07	175.54	22005	31.1
		14.95		30.0				
		15.0		30.0				
11	11.61	14.9	14.92	30.0	30.1	174.76	23943	34.0
		14.85		30.1				
		15.0		30.05				
12	11.54	14.97	15.05	30.0	30.02	177.82	22544	31.8
		15.07		30.0				
		15.1		30.05				
							Promedio	32.3
							C.V.	0.0378

Otra forma de determinar la resistencia a tensión del concreto fue con la prueba de doble penetración propuesta por Chen *et al.* (1980). En esta prueba se ensayan cilindros con relación 1:1, es decir, el peralte (h) y el diámetro de las probetas (d) tienen el mismo valor. La compresión se distribuye sobre cuñas de cortante, con dimensiones en el orden de $0.25d$, sobre la superficie transversal.

En la figura A.4-a se ilustra el esquema experimental para la prueba de doble penetración. La muestra para este ensaye fue fabricada en moldes estándar para probetas de concreto. En el interior de los cilindros se colocó una base hecha con dos placas de acero de $\frac{1}{4}$ in de espesor soldadas a un *cold rolled* de 1.5 in de diámetro, como se ilustra en la figura A.4-b. De esta forma se fabricaron probetas con relación 1:1, como se muestra en la figura A.4-c.

La prueba se hizo en la maquina universal del laboratorio (figura A.5-a). Para este ensaye se cortaron punzones con una altura y diámetro de $d=h=1.5$ in fabricadas de *cold rolled*. Además, se maquinaron placas tipo media luna de $\frac{1}{4}$ in para centrar los actuadores de carga. Durante la prueba se aplicó compresión a una velocidad aproximada de 10.6 t/min hasta provocar la falla (figura A.5-b). Al terminar la prueba se hizo una inspección de la formación de los conos radiales (figura A.5-c).

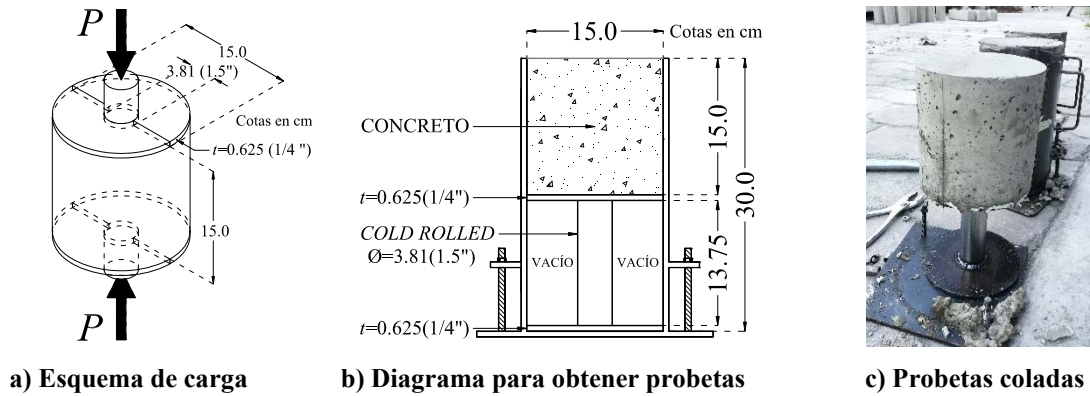


Figura A.4 Adecuaciones para la prueba de doble perforación de Chen *et al.* (1980)



Figura A.5 Ensaye de doble perforación

Se usaron dos criterios para cuantificar la resistencia a tensión del concreto (f_t) en la prueba de doble perforación. Uno fue la propuesta original de Chen y colaboradores (1980), ecuación A.2, que está en función de la carga máxima (P_{MAX}), el radio de la probeta (b), el peralte de la probeta (h) y del radio de la cuña de cortante (a). Otro de los criterios usados fue el de Marti (1989), ecuación A.3, donde se involucra la carga máxima y el diámetro de la probeta (d). En este último cálculo, Marti (1989) integró un factor de proporcionalidad a su propuesta. En la tabla A.3 se muestran los resultados de estos cálculos.

$$f_t = \frac{P_{MAX}}{\pi(1.3bh - a^2)}; \text{ (Ecuación de Chen y colaboradores) (kg, cm)} \quad \text{A.2}$$

$$f_t = \frac{0.4P_{MAX}}{d^2}; \text{ (Ecuación de Marti) (kg, cm)} \quad \text{A.3}$$

(espacio intencionalmente en blanco)

Tabla A.3 Resistencia a tensión del concreto, prueba de doble perforación

Etiqueta	Observaciones	Edad de la muestra: 703 días				P_{MAX} (kg)	f_{CHEN} (kg/cm ²)	f_{MARTI} (kg/cm ²)
		Diámetro (cm)		Altura (cm)				
		Registro	Promedio	Registro	Promedio			
D01	Sin cono radial	15.05	15.1	15.05	14.97	10996.0	12.6	19.6
D02	Cono en superficie superior	15.05	14.97	14.8	14.88	11658.0	12.8	20.8
		14.95		14.85				
		14.95		14.9				
D03	Cono en superficie inferior	15.0	15.00	14.9	15.11	12947.0	14.0	23.0
		15.0		15.1				
		14.96		15.12				
		15.05		15.1				
Promedio						13.1	21.2	
C.V.						0.0454	0.0660	

No se tiene conocimiento de algún registro sobre la prueba de doble penetración en la bibliografía técnica de México, por lo que se valoró cualitativamente los resultados de las pruebas a tensión. A lo anterior, se comparó la gráfica momento curvatura modelada en el programa Response 2000 con los valores de la prueba brasileña y de doble penetración contra las gráficas experimentales de las trabes. Del ejercicio se observó que la respuesta con mejor ajuste es aquella modelada con los valores de Marti (1989). Por lo tanto, se consideró que la resistencia a tensión es de $f_t=21.2$ kg/cm² (tabla A.3). Los cálculos de las gráficas momento curvatura se presentan en el capítulo siete.

El módulo de ruptura del concreto (f_r) se obtuvo a partir de ensayos a flexión en vigas estandarizadas (figura A.6-a). En toda la muestra se observó una falla en el tercio central definido entre los apoyos (figura A.6-b). Por ello, el valor de f_r se calculó con la ecuación A.4 donde, P_{MAX} es la carga de falla, L es la longitud entre el punto de aplicación de carga y del apoyo, B el ancho de la base y D el peralte de la sección. En la tabla A.4 se reportan los valores medidos en esta prueba.

$$f_r = \frac{P_{MAX} L}{BD^2} \text{ (kg, cm)} \tag{A.4}$$

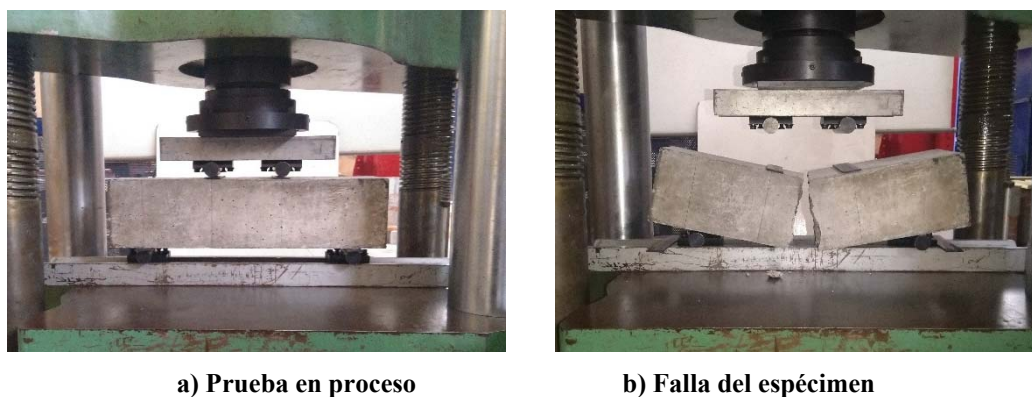


Figura A.6 Módulo de ruptura

Tabla A.4 Módulo de ruptura

Etiqueta	L (cm)	Edad de la muestra: 694 días				P_{MAX} (kg)	f_r (kg/cm ²)
		Base (cm)		Peralte (cm)			
		Registro	Promedio	Registro	Promedio		
V01	45.2	15.05	14.97	15.05	15.07	4344.0	58.0
		15.1		15.05			
		15.05		14.8			
V02	45.2	14.95	14.97	14.85	14.88	4424.0	60.0
		14.95		14.9			
		15.0		14.9			
V03	45.7	15.0	15.00	15.1	15.11	4382.0	58.0
		14.96		15.12			
		15.05		15.1			
Promedio						59.0	
C.V.						0.0181	

Por último, se estimó el módulo de elasticidad secante (E_c) y el módulo de Poisson (ν). La medición de las deformaciones transversales y longitudinales fue simultánea (figura A.7-a). Se aplicó carga a una velocidad aproximada de 4.9 t/min y se tomaron registros a cada incremento de media tonelada antes de superar las cinco unidades. Posteriormente la muestra fue ensayada a una velocidad aproximada de 11.6 t/min donde se hicieron lecturas a cada aumento de cinco toneladas hasta alcanzar las cincuenta y cinco unidades. Una vez superado este valor los cilindros fueron ensayados hasta la falla (figura A.7-b).



a) Prueba en proceso



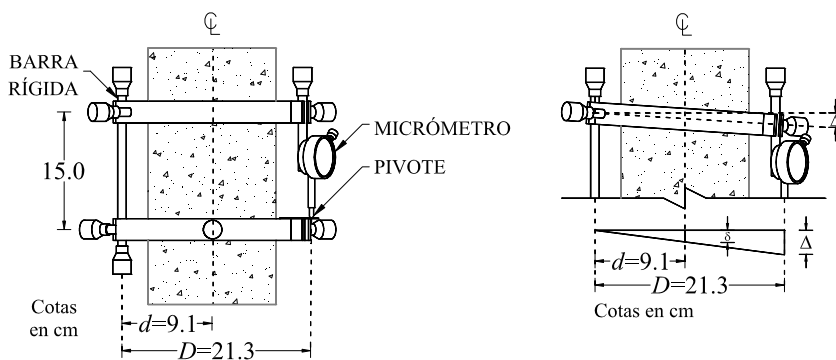
b) Prueba finalizada

Figura A.7 Módulo de elasticidad y módulo de Poisson

Se hizo una corrección en las lecturas de los deformímetros para definir las deformaciones unitarias del concreto (δ) pues los valores leídos durante las pruebas corresponden a deformaciones en los extremos de los anillos (Δ). Para este cálculo se consideró la restricción horizontal en los anillos provista por una barra rígida y una longitud de instrumentación de $l=15.0$ cm (figura A.8-a). De esta forma, las deformaciones centrales en los cilindros fueron calculadas con triángulos semejantes (figura A.8-b) al definir la relación entre la distancia del centro de la barra rígida al centro del cilindro (d) con la extensión de los anillos (D), como se muestra en la ecuación A.5.

$$\delta = \frac{\Delta d}{lD}$$

A.5



a) Anillo sin desplazamiento b) Anillo con desplazamiento

Figura A.8 Corrección de lecturas de micrómetros en pruebas de concreto

Parte de la información necesaria para definir el módulo de elasticidad (E_c) y el módulo de Poisson (ν) fue interpolada linealmente. El valor de E_c se calculó con la ecuación A.6 donde, S_1 es el esfuerzo a las cincuenta millonésimas de deformación unitaria, S_2 el 40% del esfuerzo máximo y e_2 la deformación unitaria asociada al esfuerzo S_2 . Por su parte, el valor de ν se estimó con la ecuación A.7 donde et_1 y et_2 son las deformaciones unitarias transversales asociadas a los esfuerzos S_1 y S_2 respectivamente. Por último, se calculó el factor K con la ecuación A.7 que involucra la resistencia del concreto f'_c obtenida exclusivamente en estas pruebas. Con esta operación se concluyó que el concreto de las trabes cumple con lineamientos estructurales de un concreto tipo 2. Los resultados de este ejercicio son mostrados en la tabla A.5.

$$E_c = \frac{S_2 - S_1}{e_2 - 0.00005} \tag{A.6}$$

$$\nu = \frac{et_2 - et_1}{e_2 - 0.00005} \tag{A.7}$$

$$K = \frac{E_c}{\sqrt{f'_c}} \tag{A.8}$$

Tabla A.5 Módulo elasticidad estático secante y relación de Poisson

Edad de la muestra: 703 días										
Etiqueta	Área (cm ²)	f'_c (kg/cm ²)	S_1 (kg/cm ²)	S_2 (kg/cm ²)	e_2 (mm/mm)	et_1 (mm/mm)	et_2 (mm/mm)	E_c (kg/cm ²)	ν	K
09	175.93	479.0	10.65	191.69	1.02E-03	0.00E+00	1.72E-04	186524.0	0.18	8520.0
13	176.79	495.0	16.73	197.88	8.66E-04	2.90E-06	1.66E-04	221875.0	0.20	9976.0
14	177.11	452.0	11.43	180.98	1.04E-03	0.00E+00	1.49E-04	170589.0	0.15	8020.0
15	179.40	509.0	12.25	203.53	1.03E-03	9.00E-06	1.82E-04	194605.0	0.18	8627.0
Promedio								193399.0	0.18	8786.0
C.V.								0.0960	0.0992	0.082

A.2 ACERO

La muestra para caracterizar las propiedades del acero fue de seis probetas. Esta muestra corresponde a dos probetas por cada diámetro de varillas utilizado en la construcción de las trabes. Las probetas tenían una longitud de 80 cm y en el centro de ellas se instrumentaron con un deformímetro eléctrico (figura A.9-a). Las fallas observadas en los ensayos fueron típicas (figuras A.9-b, A.9-c y A.9-d).

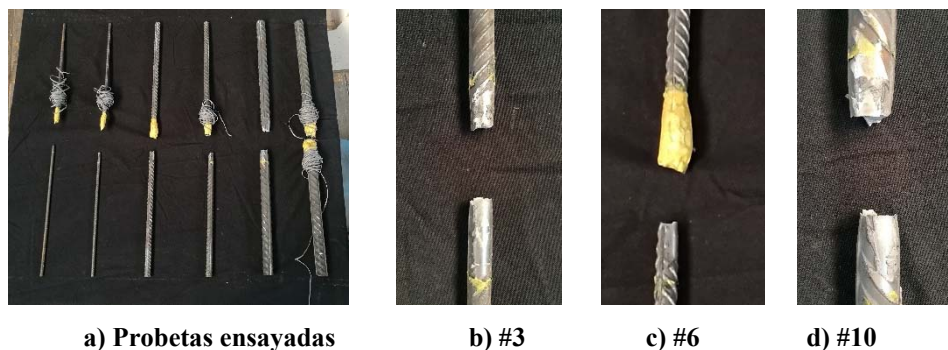


Figura A.9 Muestra del acero

El módulo de elasticidad (E_s) se definió como el promedio de registros donde la relación módulo de elasticidad y deformación unitaria fuera lineal. Se consideró como esfuerzo de fluencia (f_y) el último valor, en tendencia lineal, del ejercicio anterior. El esfuerzo máximo (f_{su}) se determinó directamente con los registros experimentales. La deformación de fluencia (ϵ_y) fue calculada como la relación entre los valores de f_y/E_s . Por su parte, la deformación de endurecimiento (ϵ_{sh}) se obtuvo de un análisis similar para definir el valor de E_s . La deformación última (ϵ_{su}) corresponde al valor asociado al esfuerzo máximo. Todos estos valores fueron promediados. En la tabla A.6 se muestran las resistencias características del acero y en la tabla A.7 sus deformaciones.

Tabla A.6 Resistencia del refuerzo

Elemento	No.	E_s (kg/cm ²)		f_y (kg/cm ²)		f_{su} (kg/cm ²)	
		Medido	Promedio	Medido	Promedio	Medido	Promedio
Probeta 1	#3	2.13E+06	2.17E+06	4710.0	4656.0	7131.0	7252.0
Probeta 2		2.21E+06		4602.0		7372.0	
Probeta 3	#6	2.01E+06	2.10E+06	4302.0	4404.0	7282.0	7281.0
Probeta 4		2.18E+06		4505.0		7280.0	
Probeta 5	#10	2.03E+06	2.11E+06	4300.0	4293.0	7503.0	7471.0
Probeta 6		2.19E+06		4285.0		7438.0	

Tabla A.7 Deformación en el refuerzo

Elemento	No.	ϵ_y (mm/mm)		ϵ_{sh} (mm/mm)		ϵ_{su} (mm/mm)	
		Calculado	Promedio	Calculado	Promedio	Calculado	Promedio
Probeta 1	#3	2.21E-03	2.15E-03	1.01E-02	1.06E-02	0.177	0.147
Probeta 2		2.08E-03		1.11E-02		0.116	
Probeta 3	#6	2.14E-03	2.10E-03	1.08E-02	1.05E-02	0.226	0.227
Probeta 4		2.07E-03		1.01E-02		0.229	
Probeta 5	#10	2.12E-03	2.03E-03	8.39E-03	7.50E-03	0.277	0.263
Probeta 6		1.96E-03		6.61E-03		0.248	

En la figura A-10, A-11 y A-12 se muestran las curvas esfuerzo deformación de las varillas con diámetro de tres octavos de pulgada (#3), tres cuartos de pulgada (#6) y de pulgada y cuarto (#10) respectivamente. Las curvas obtenidas en los cálculos siguen las tendencias mencionadas en Rodríguez y Botero (1996) para aceros fabricados en México.

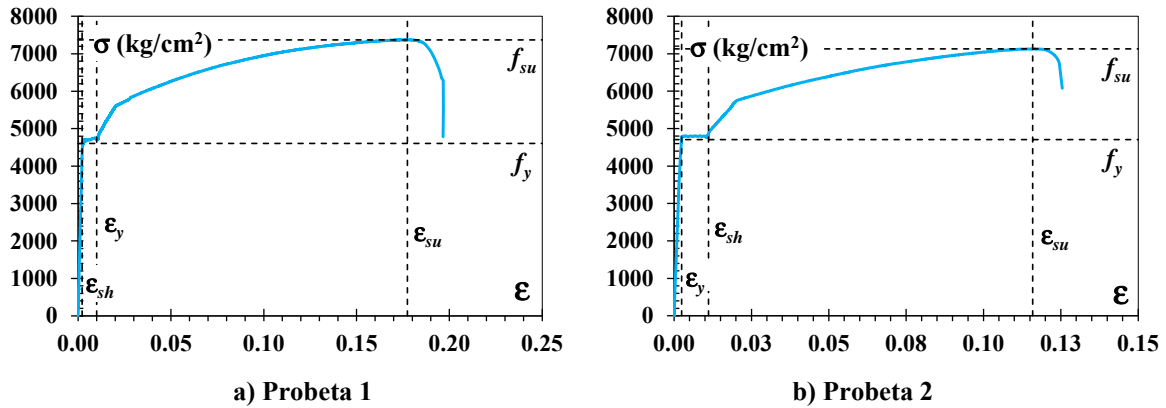


Figura A.10 Curvas esfuerzo deformación del acero #3

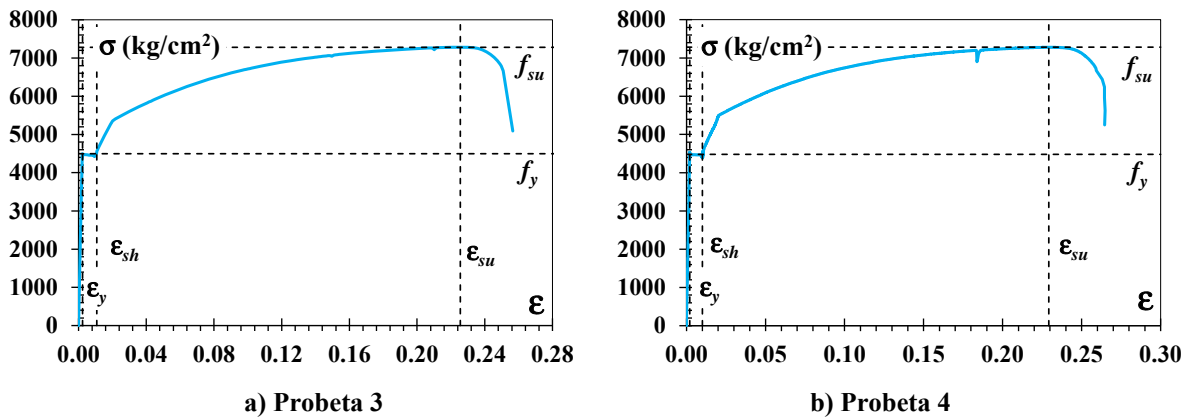


Figura A.11 Curvas esfuerzo deformación del acero #6

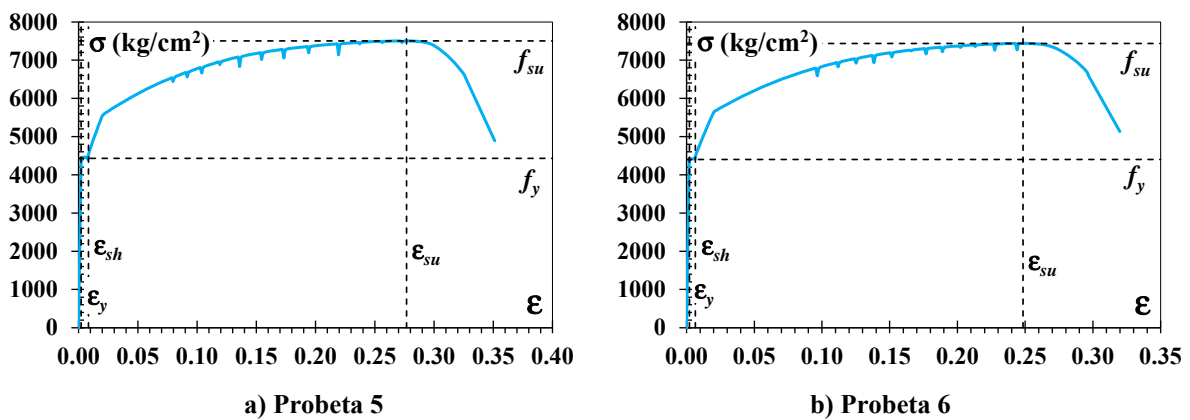


Figura A.12 Curvas esfuerzo deformación del acero #10

APÉNDICE B: DISEÑO DE LA MUESTRA EXPERIMENTAL

En este apéndice se reportan las resistencias de diseño (tabla B.1), el detallado y los modelos de armadura plástica de la muestra experimental. El procedimiento de diseño es mostrado en el capítulo tres. Se consideró una resistencia a compresión del concreto de $f'_c=350 \text{ kg/cm}^2$ y un esfuerzo de fluencia para el acero de $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.

Tabla B.1 Resistencia de diseño

Trabe	a (cm)	b (cm)	h (cm)	d (cm)	V_c (t)	V_s (t)	V_u (t)
45-4E-1.0	80	20	45	40	7.93	24.0	31.93
45-3E-1.0	80	20	45	40	7.93	18.0	25.93
45-4E-1.5	120	20	45	40	7.93	24.0	31.93
45-3E-1.5	120	20	45	40	7.93	18.0	25.93
30-4E-1.0	138	20	45	40	7.93	24.0	31.93
30-3E-1.0	138	20	45	40	7.93	18.0	25.93

B.1 TRABE 45-4E-1.0

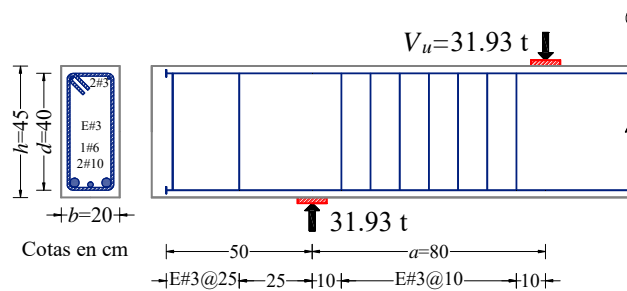
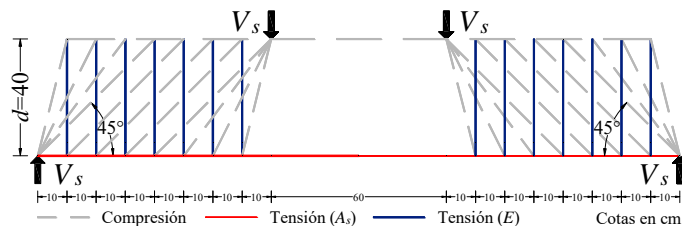
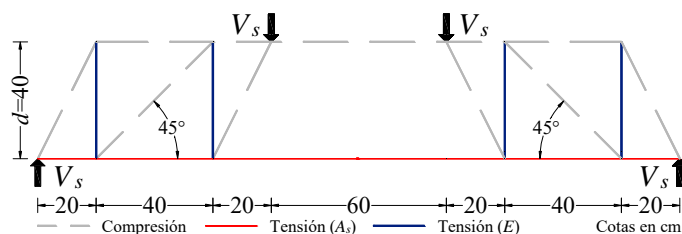


Figura B.1 Armado de la trabe 45-4E-1.0



a) Modelo detallado



b) Modelo simplificado

Figura B.2 Armadura plástica sugerida de la trabe 45-4E-1.0

B.2 TRABE 45-3E-1.0

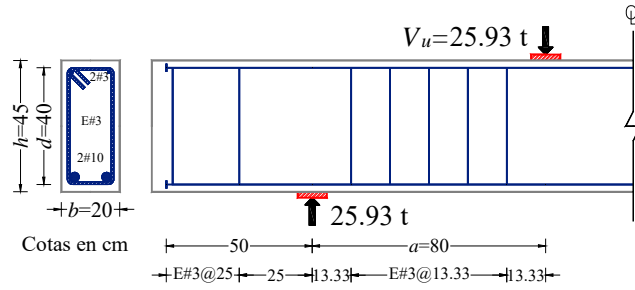
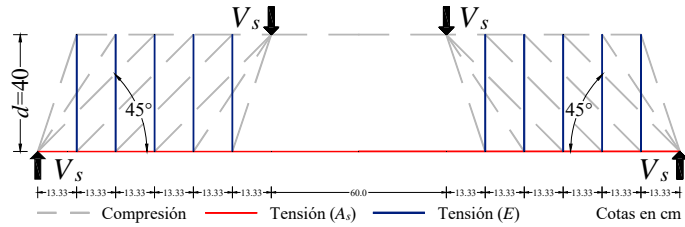
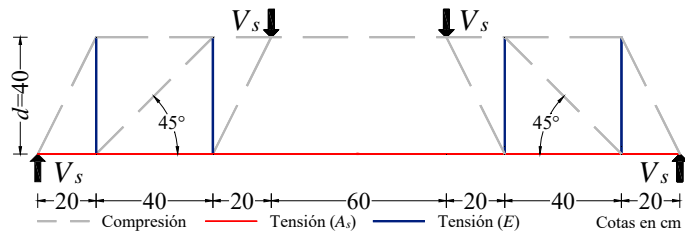


Figura B.3 Armado de la trabe 45-3E-1.0



a) Modelo detallado



b) Modelo simplificado

Figura B.4 Armadura plástica sugerida de la trabe 45-3E-1.0

B.3 TRABE 45-4E-1.5

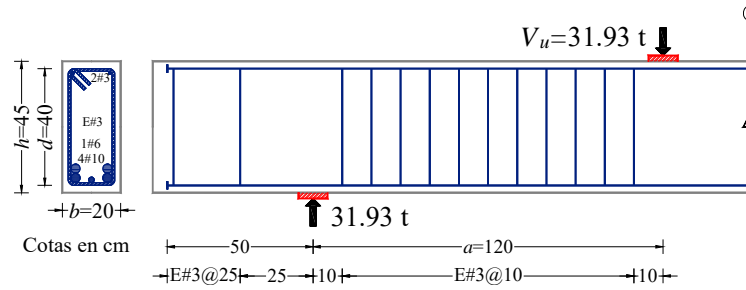
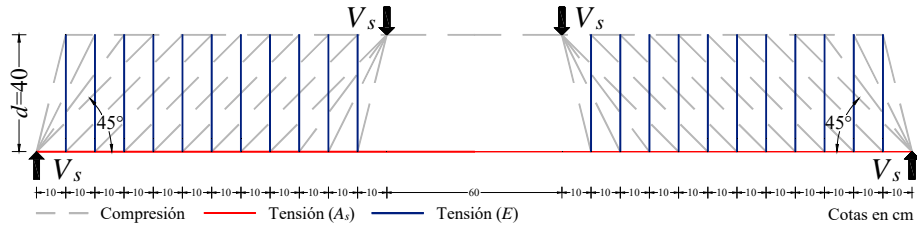
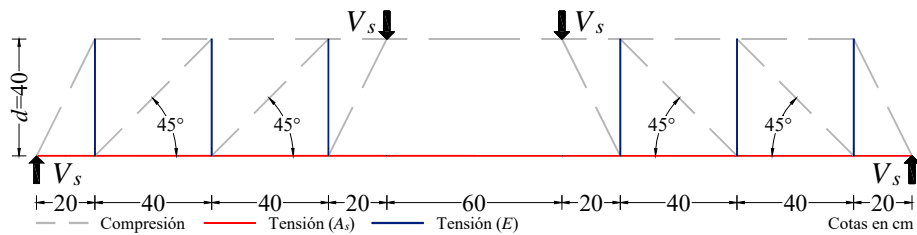


Figura B.5 Armado de la trabe 45-4E-1.5



a) Modelo detallado



b) Modelo simplificado

Figura B.6 Armadura plástica sugerida de la trabe 45-4E-1.5

B.4 TRABE 45-3E-1.5

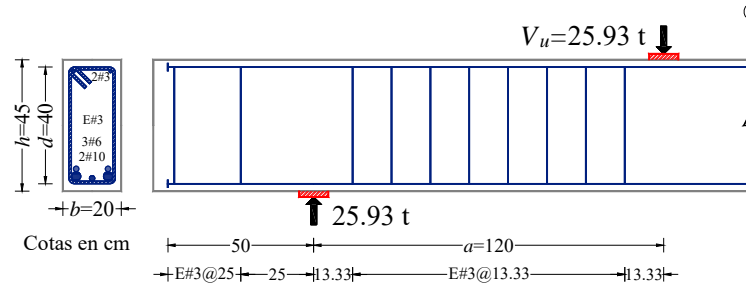
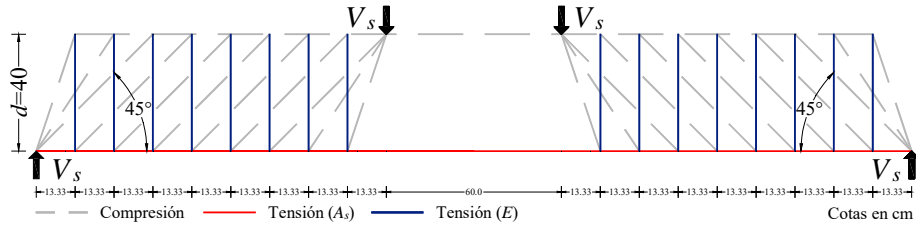
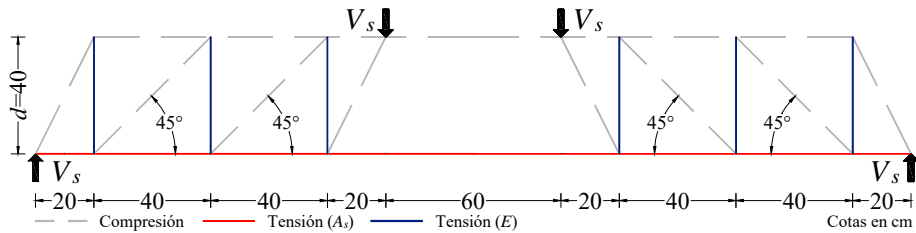


Figura B.7 Armado de la trabe 45-3E-1.5



a) Modelo detallado



b) Modelo simplificado

Figura B.8 Armadura plástica sugerida de la trabe 45-3E-1.5

B.5 TRABE 30-4E-1.0

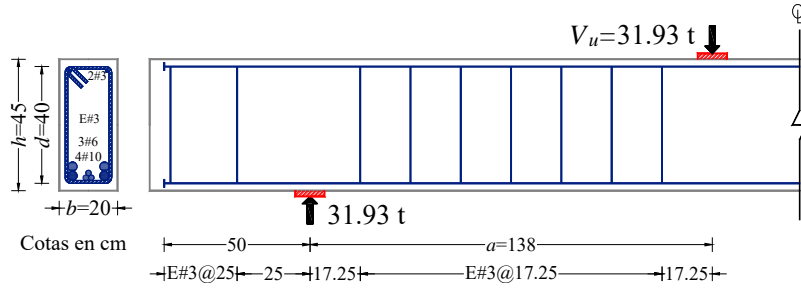
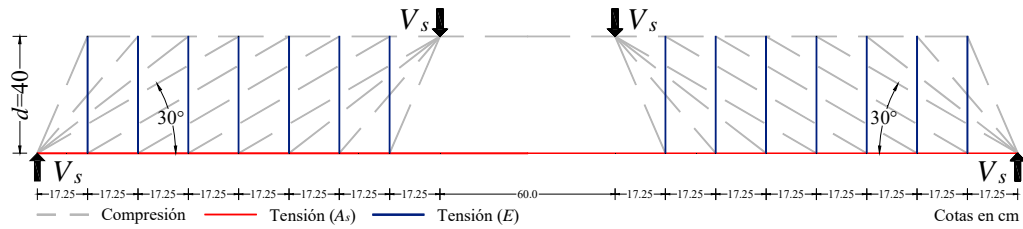
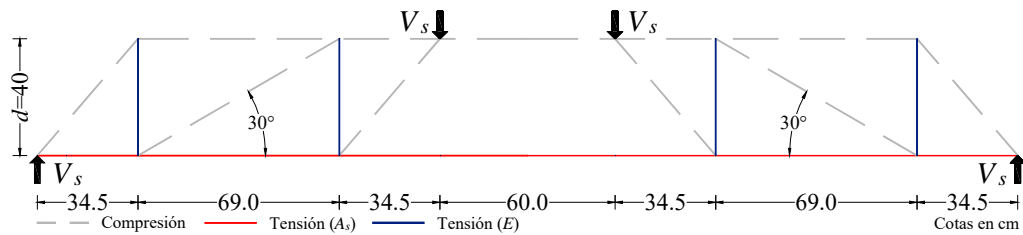


Figura B.9 Armado de la trabe 30-4E-1.0



a) Modelo detallado



b) Modelo simplificado

Figura B.10 Armadura plástica sugerida de la trabe 30-4E-1.0

B.6 TRABE 30-3E-1.0

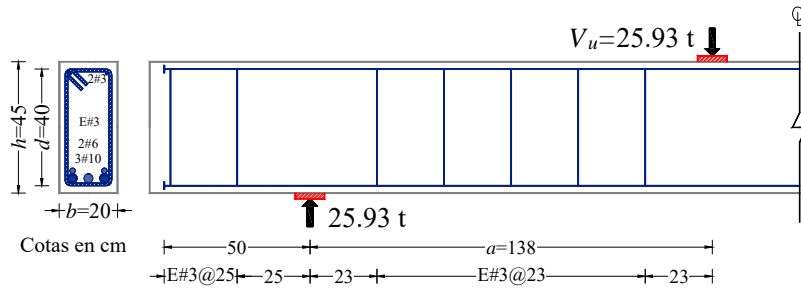
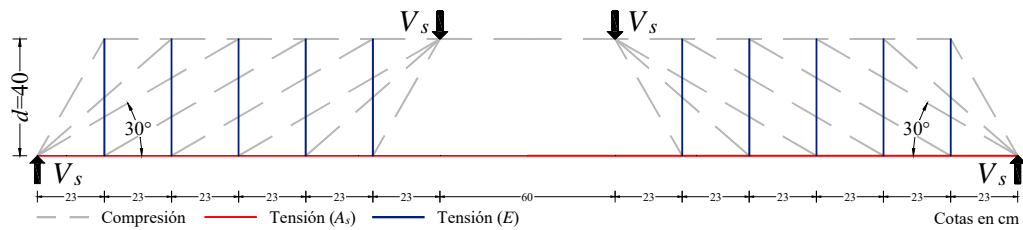
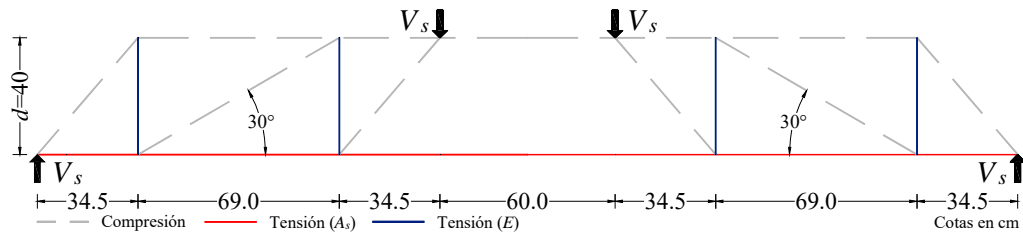


Figura B.11 Armado de la trabe 30-3E-1.0



a) Modelo detallado



b) Modelo simplificado

Figura B.12 Armadura plástica sugerida de la trabe 30-3E-1.0

APÉNDICE C: EVOLUCIÓN DEL DAÑO

En este apéndice se muestra la evolución del daño experimental en las traveses. El agrietamiento fue caracterizado con los criterios comentados en el capítulo cinco. Asimismo, se dispone de tablas con información experimental asociada.

C.1 TRABE 45-4E-1.0

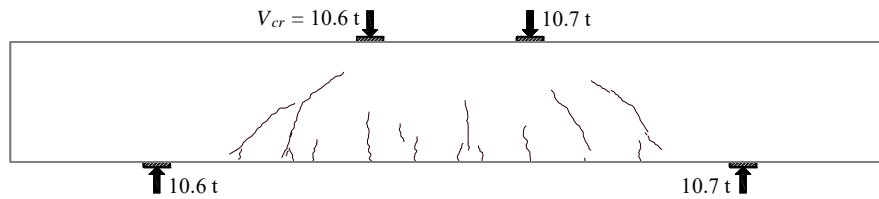


Figura C.1 Primer agrietamiento diagonal ($\delta_{cr} = 5.0$ mm), trabe 45-4E-1.0

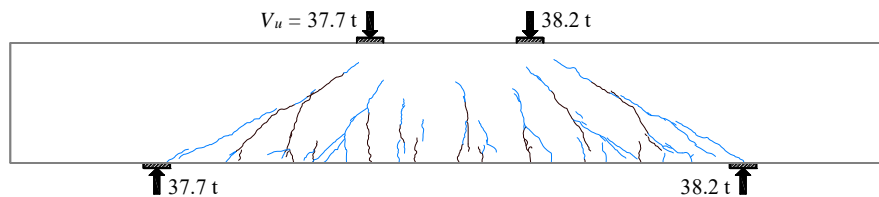


Figura C.2 Agrietamiento de falla ($\delta_u = 16.43$ mm), trabe 45-4E-1.0

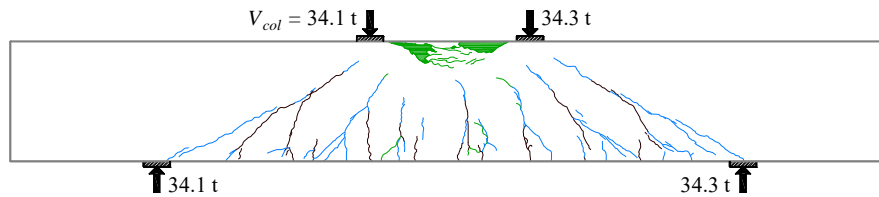


Figura C.3 Agrietamiento de colapso ($\delta_{col} = 19.44$ mm), trabe 45-4E-1.0

Tabla C.1 Valores característicos, trabe 45-4E-1.0

Rigidez inicial	Primer agrietamiento diagonal					Falla				Colapso	
K_0 (t/mm)	V_{cr} (t)	δ_{cr} (mm)	Ancho de grieta (mm)	$\frac{K_{cr}}{K_0}$	V_u (t)	δ_u (mm)	Ancho de grieta (mm)	$\frac{K_u}{K_0}$	V_{col} (t)	δ_{col} (mm)	Ancho de grieta (mm)
1.68	10.62	5.01	0.1	1.26	37.75	16.43	0.6	1.37	34.07	19.44	0.6

C.2 TRABE 45-3E-1.0

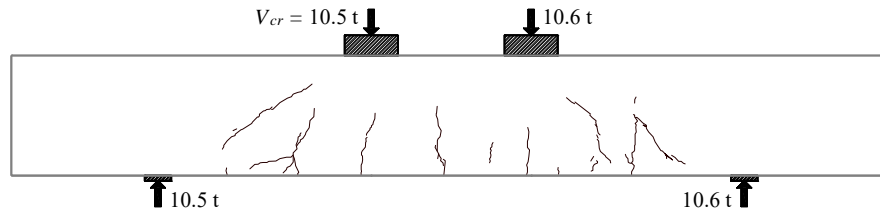


Figura C.4 Primer agrietamiento diagonal ($\delta_{cr} = 5.25$ mm), trabe 45-3E-1.0

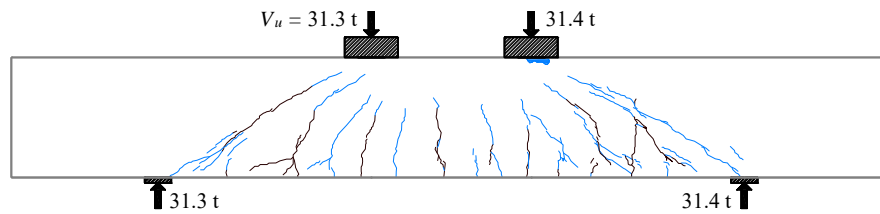


Figura C.5 Agrietamiento de falla ($\delta_u = 15.87$ mm), trabe 45-3E-1.0

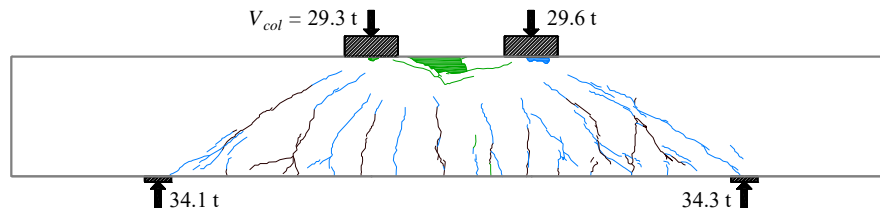


Figura C.6 Agrietamiento de colapso ($\delta_{col} = 19.10$ mm), trabe 45-3E-1.0

Tabla C.2 Valores característicos, trabe 45-3E-1.0

Rigidez inicial	Primer agrietamiento diagonal				Falla				Colapso			
K_0 (t/mm)	V_{cr} (t)	δ_{cr} (mm)	Ancho de grieta (mm)	$\frac{K_{cr}}{K_0}$	V_u (t)	δ_u (mm)	Ancho de grieta (mm)	$\frac{K_u}{K_0}$	V_{col} (t)	δ_{col} (mm)	Ancho de grieta (mm)	
1.57	10.49	5.25	0.15	1.29	31.31	15.87	0.8	1.26	29.27	19.1	1.0	

C.3 TRABE 45-4E-1.5

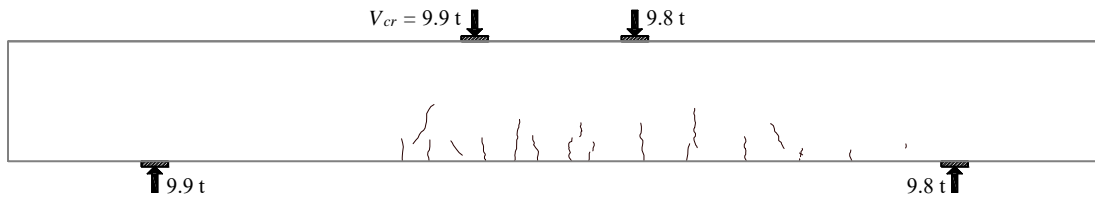


Figura C.7 Primer agrietamiento diagonal ($\delta_{cr} = 5.26$ mm), trabe 45-4E-1.5

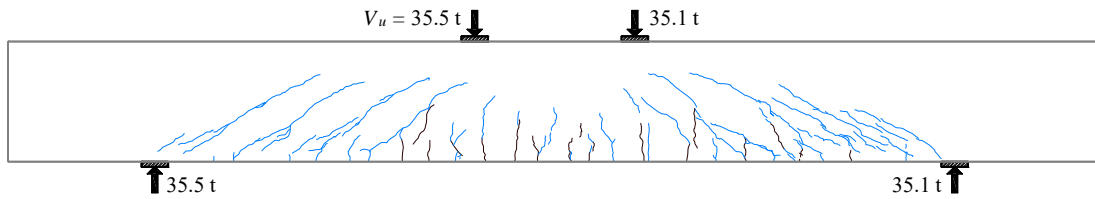


Figura C.8 Agrietamiento de falla ($\delta_u = 18.94$ mm), trabe 45-4E-1.5

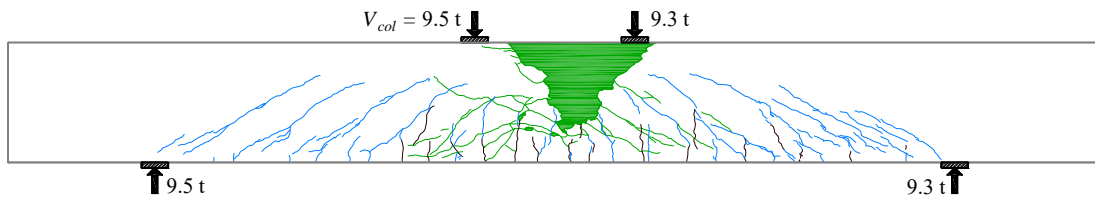


Figura C.9 Agrietamiento de colapso ($\delta_{col} = 39.54$ mm), trabe 45-4E-1.5

Tabla C.3 Valores característicos, trabe 45-4E-1.5

Rigidez inicial	Primer agrietamiento diagonal				Falla				Colapso			
K_0 (t/mm)	V_{cr} (t)	δ_{cr} (mm)	Ancho de grieta (mm)	$\frac{K_{cr}}{K_0}$	V_u (t)	δ_u (mm)	Ancho de grieta (mm)	$\frac{K_u}{K_0}$	V_{col} (t)	δ_{col} (mm)	Ancho de grieta (mm)	
1.49	9.78	5.26	0.1	1.24	35.11	18.94	0.35	1.24	9.31	39.54	0.1	

C.4 TRABE 45-3E-1.5

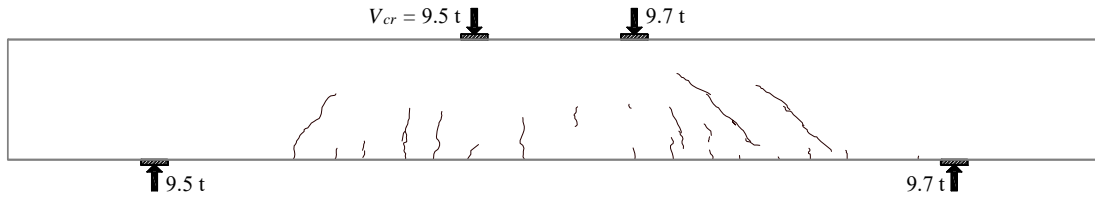


Figura C.10 Primer agrietamiento diagonal ($\delta_{cr} = 5.72$ mm), trabe 45-3E-1.5

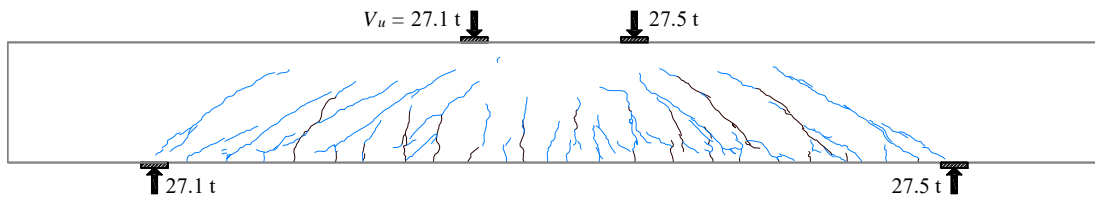


Figura C.11 Agrietamiento de falla ($\delta_u = 17.91$ mm), trabe 45-3E-1.5

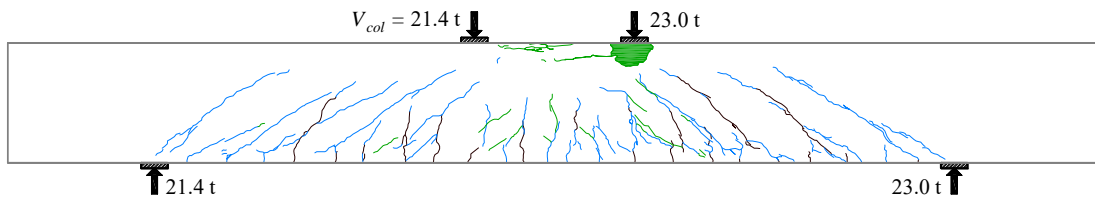


Figura C.12 Agrietamiento de colapso ($\delta_{col} = 20.74$ mm), trabe 45-3E-1.5

Tabla C.4 Valores característicos , trabe 45-3E-1.5

Rigidez inicial	Primer agrietamiento diagonal				Falla				Colapso			
	K_0 (t/mm)	V_{cr} (t)	δ_{cr} (mm)	Ancho de grieta (mm)	$\frac{K_{cr}}{K_0}$	V_u (t)	δ_u (mm)	Ancho de grieta (mm)	$\frac{K_u}{K_0}$	V_{col} (t)	δ_{col} (mm)	Ancho de grieta (mm)
1.49	9.45	5.72	0.1	1.11	27.09	17.91	1.0	1.01	21.4	20.74	0.3	

C.5 TRABE 30-4E-1.0

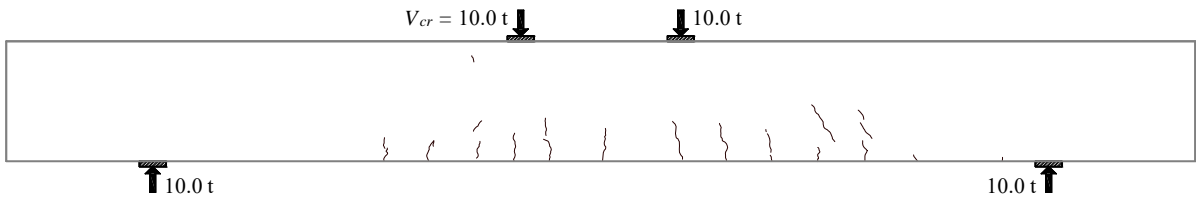


Figura C.13 Primer agrietamiento diagonal ($\delta_{cr} = 6.26$ mm), trabe 30-4E-1.0

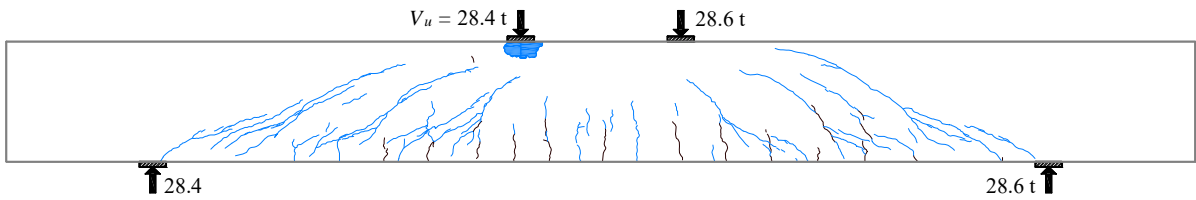


Figura C.14 Agrietamiento de falla ($\delta_u = 20.0$ mm), trabe 30-4E-1.0

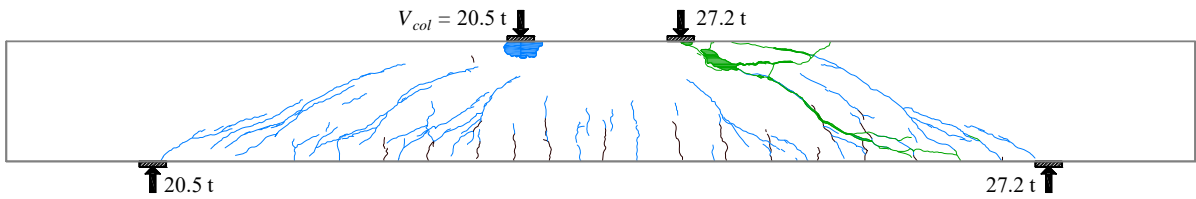


Figura C.15 Agrietamiento de colapso ($\delta_{col} = 23.43$ mm), trabe 30-4E-1.0

Tabla C.5 Valores característicos, trabe 30-4E-1.0

Rigidez inicial	Primer agrietamiento diagonal				Falla				Colapso			
	K_0 (t/mm)	V_{cr} (t)	δ_{cr} (mm)	Ancho de grieta (mm)	$\frac{K_{cr}}{K_0}$	V_u (t)	δ_u (mm)	Ancho de grieta (mm)	$\frac{K_u}{K_0}$	V_{col} (t)	δ_{col} (mm)	Ancho de grieta (mm)
1.81	10.02	6.26	0.1	0.88	28.35	20.01	0.4	0.78	20.46	23.43	0.6	

C.6 TRABE 30-3E-1.0

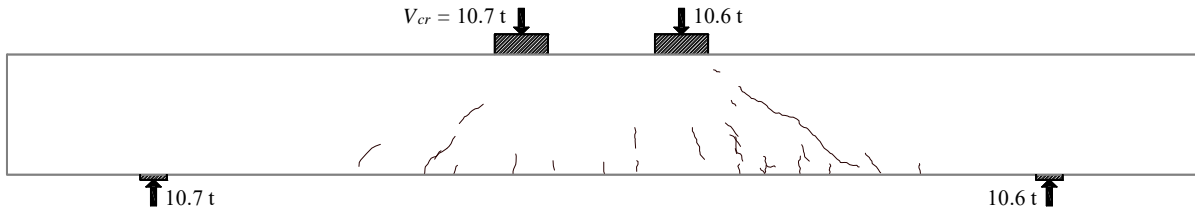


Figura C.16 Primer agrietamiento diagonal ($\delta_{cr} = 7.52$ mm), trabe 30-3E-1.0

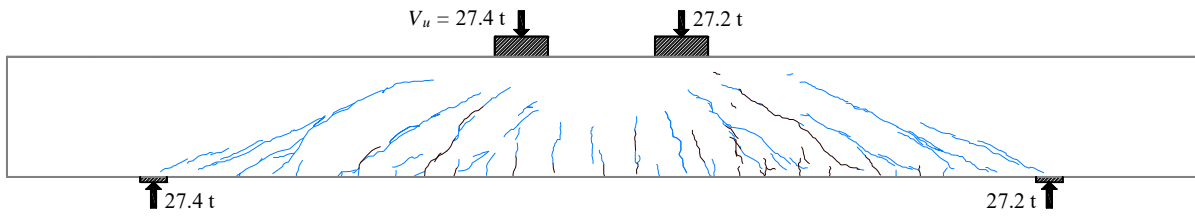


Figura C.17 Agrietamiento de falla ($\delta_u = 23.0$ mm), trabe 30-3E-1.0

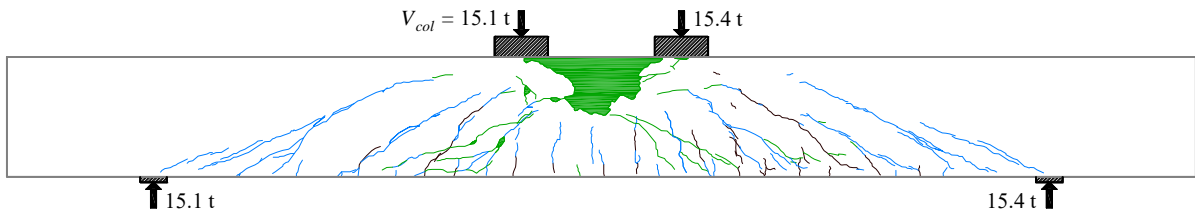


Figura C.18 Agrietamiento de colapso ($\delta_{col} = 15.44$ mm), trabe 30-3E-1.0

Tabla C.6 Valores característicos, trabe 30-3E-1.0

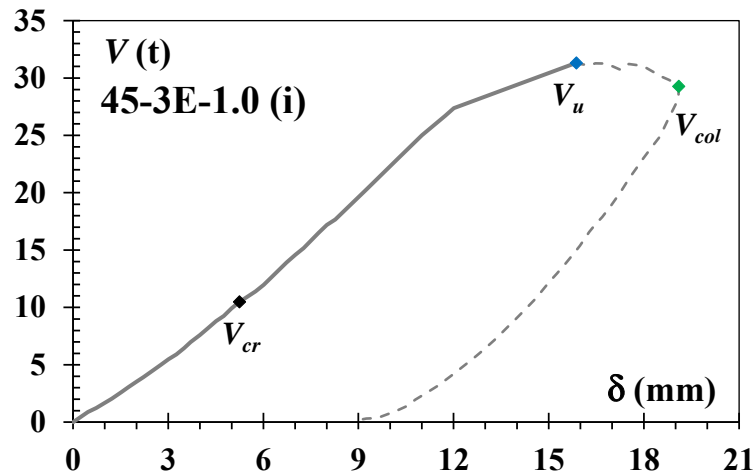
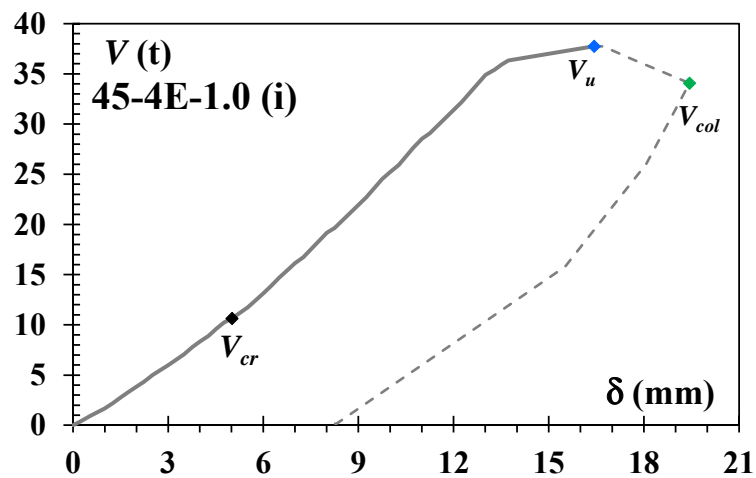
Rigidez inicial	Primer agrietamiento diagonal				Falla				Colapso			
	K_0 (t/mm)	V_{cr} (t)	δ_{cr} (mm)	Ancho de grieta (mm)	$\frac{K_{cr}}{K_0}$	V_u (t)	δ_u (mm)	Ancho de grieta (mm)	$\frac{K_u}{K_0}$	V_{col} (t)	δ_{col} (mm)	Ancho de grieta (mm)
1.44	10.57	7.53	0.2	0.98	27.15	23.02	1.5	0.82	15.44	31.5	0.4	

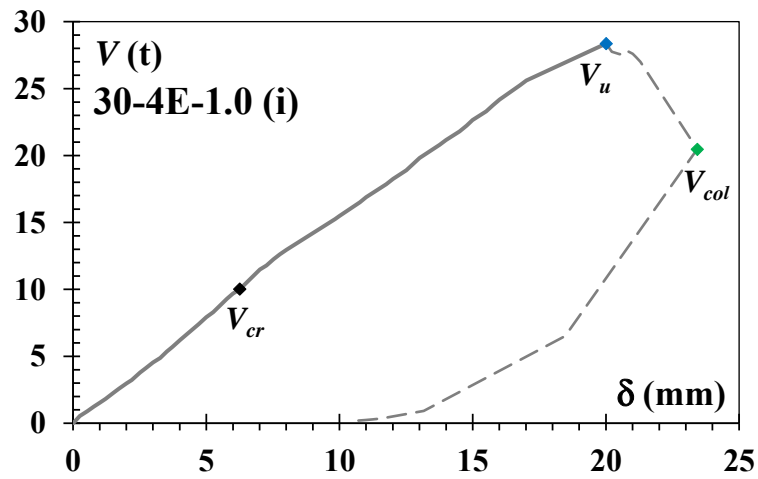
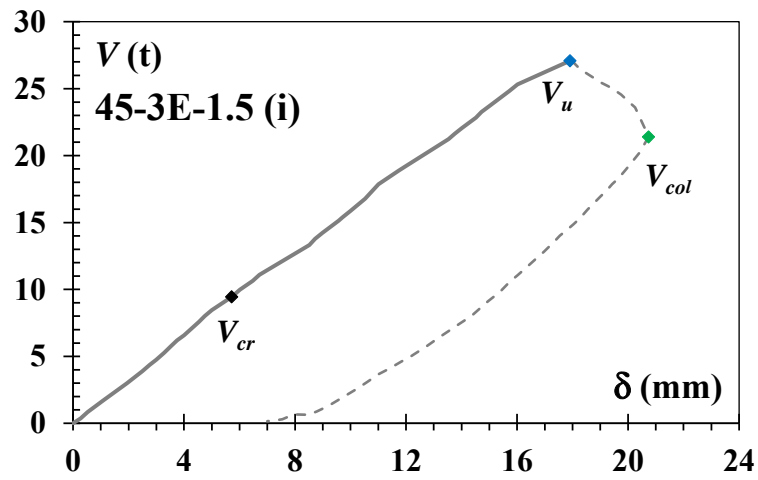
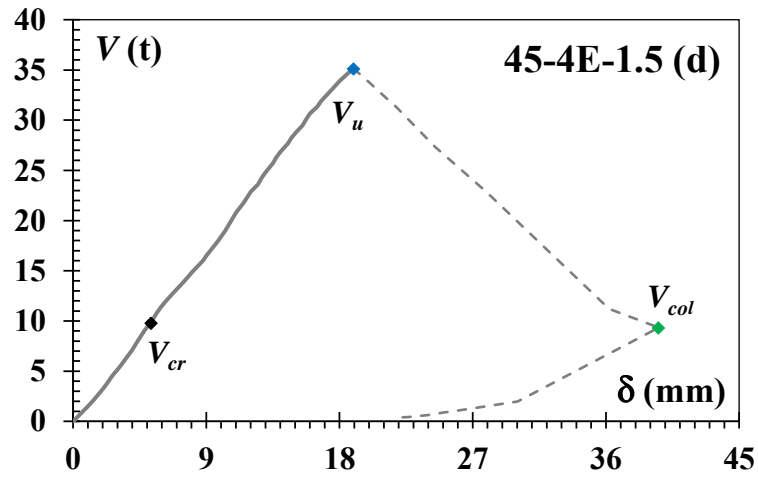
APÉNDICE D: CURVAS CORTANTE - DESPLAZAMIENTO

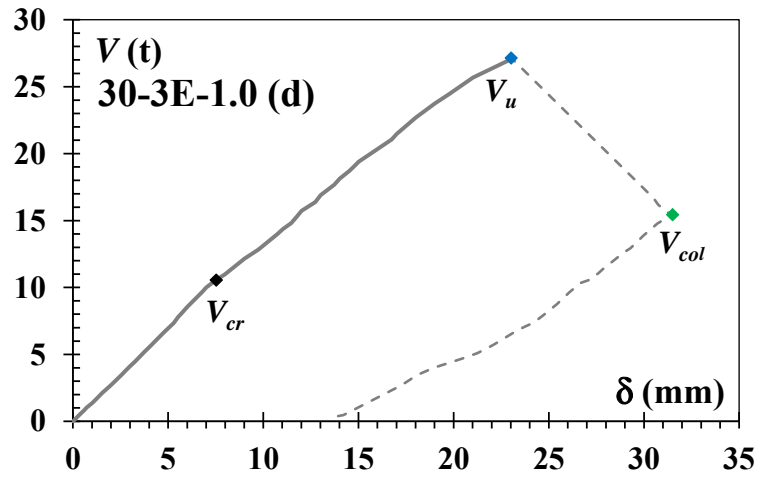
En este apéndice se muestran las curvas de respuesta cortante – desplazamiento de la muestra estudiada en esta tesis. Las curvas corresponden al claro de cortante donde se presentó la falla y se considera la flecha al centro del claro de las traveses. La curva continua corresponde a la falla y la curva discontinua es posterior a la falla y hasta la descarga. Los valores característicos se resumen en la tabla D.1.

Tabla D.1 Valores característicos

Trabe	Primer agrietamiento diagonal		Falla		Colapso	
	V_{cr} (t)	δ_{cr} (mm)	V_u (t)	δ_u (mm)	V_{col} (t)	δ_{col} (mm)
45-4E-1.0	10.62	5.0	37.75	16.43	34.07	19.44
45-3E-1.0	10.49	5.25	31.31	15.87	29.27	19.10
45-4E-1.5	9.78	5.26	35.11	18.94	9.31	39.54
45-3E-1.5	9.45	5.72	27.09	17.91	21.40	20.74
30-4E-1.0	10.02	6.26	28.35	20.0	20.46	23.43
30-3E-1.0	10.57	7.52	27.15	23.0	15.16	31.50



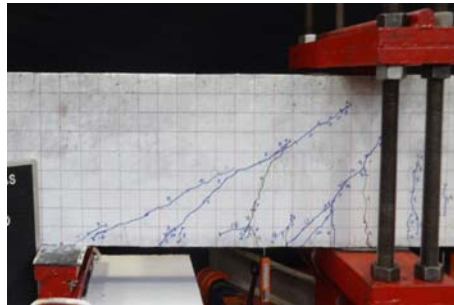




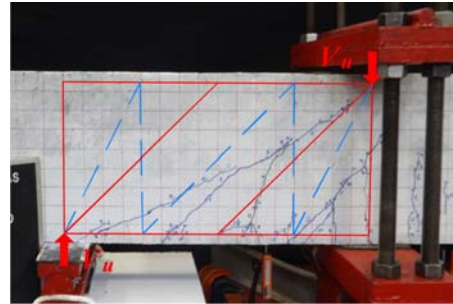
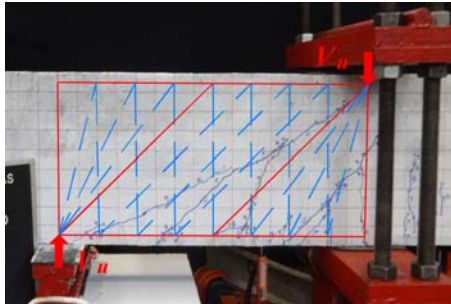
APÉNDICE E: ANÁLISIS DEL MECANISMO RESISTENTE DE LA MUESTRA

En este apéndice se muestra el procesamiento de los resultados experimentales con herramientas de ingeniería forense como sugirió Archundia (2013). Además, se incluyen los cálculos para definir la geometría de los abanicos radiales según Kaufmann (1998).

E.1 TRABE 45-4E-1.0

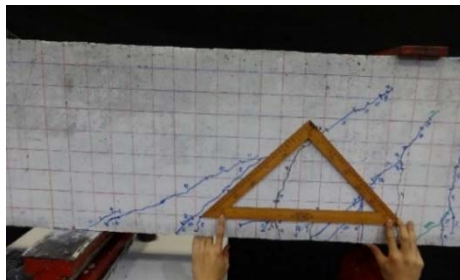


a) Agrietamiento de falla



b) Modelo de armadura plástica detallada c) Modelo de armadura plástica simplificada

Figura E.1 Identificación de los campos de esfuerzos experimentales, trabe 45-4E-1.0



a) Inspección *in situ*



b) Verificación

Figura E.2 Inclinación experimental de la falla, trabe 45-4E-1.0

Cálculo de las dimensiones de los abanicos radiales de Kaufmann (1998):

$$d := 45 \text{ cm} \quad d_v := 42.5 \text{ cm} \quad b_w := 20 \text{ cm} \quad f'c := 456 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\theta := 45 \text{ deg} \quad fc_{\text{MARTI}} := 0.6 \cdot f'c = 273.6 \quad fc_{\text{ROW.McGR}} := 0.8 \cdot f'c = 364.8$$

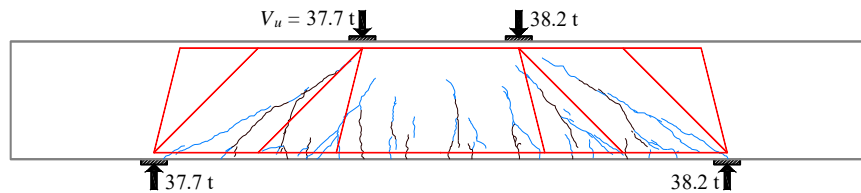
$$F_v := 35850 \text{ kg}$$

$$b_{\text{MARTI}} := \frac{F_v}{b_w \cdot fc_{\text{MARTI}}} = 6.55 \text{ cm} \quad c_{\text{MARTI}} := \frac{(b_{\text{MARTI}}^2 + (b_{\text{MARTI}} \cdot d_v \cdot \cot(\theta)))}{((2 \cdot d_v) - (b_{\text{MARTI}} \cdot \cot(\theta)))} = 4.1 \text{ cm}$$

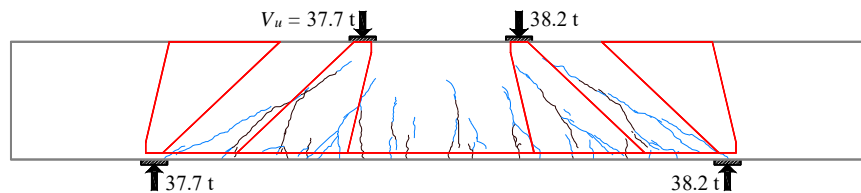
$$z_{\text{MARTI}} := (d - d_v) \cdot \cot(\theta) = 2.5 \text{ cm} \quad a_{\text{MARTI}} := d_v \cdot \cot(\theta) = 42.5 \text{ cm}$$

$$b_{\text{R.M}} := \frac{F_v}{b_w \cdot fc_{\text{ROW.McGR}}} = 4.91 \text{ cm} \quad c_{\text{R.M}} := \frac{(b_{\text{R.M}}^2 + (b_{\text{R.M}} \cdot d_v \cdot \cot(\theta)))}{((2 \cdot d_v) - (b_{\text{R.M}} \cdot \cot(\theta)))} = 2.91 \text{ cm}$$

$$z_{\text{R.M}} := (d - d_v) \cdot \cot(\theta) = 2.5 \text{ cm} \quad a_{\text{R.M}} := d_v \cdot \cot(\theta) = 42.5 \text{ cm}$$



a) Según Archundia y Tena (2015)



b) Según Kaufmann (1998)

Figura E.3 Campos de esfuerzos radiales, trabe 45-4E-1.0

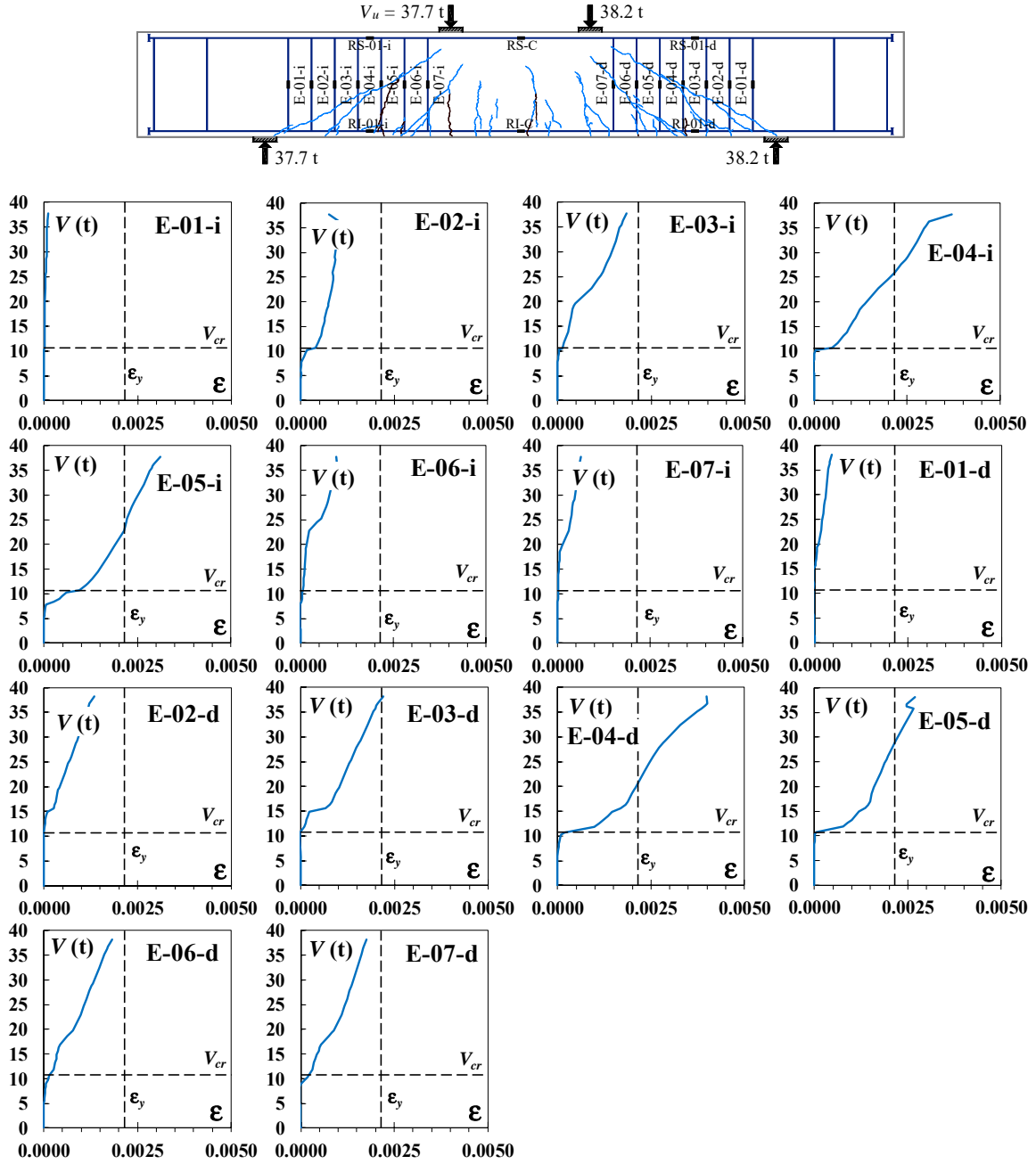


Figura E.4 Respuesta cortante – deformación del refuerzo transversal, trabe 45-4E-1.0

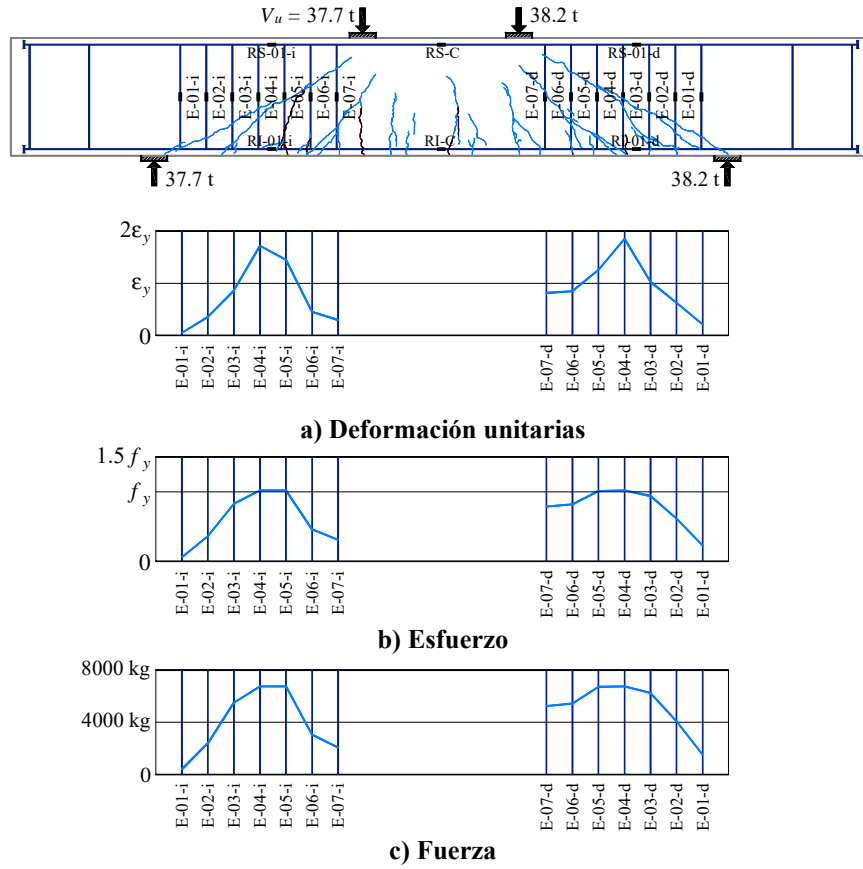


Figura E.5 Demanda experimental a la falla en los estribos, trabe 45-4E-1.0

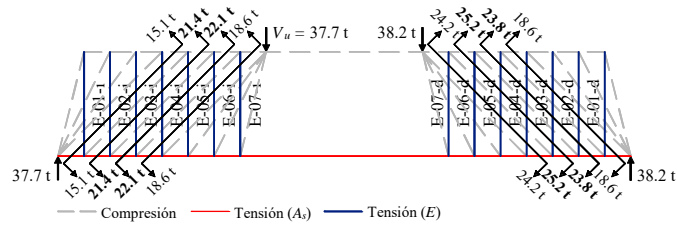


Figura E.6 Resistencia experimental a cortante en regiones B plástica, trabe 45-4E-1.0

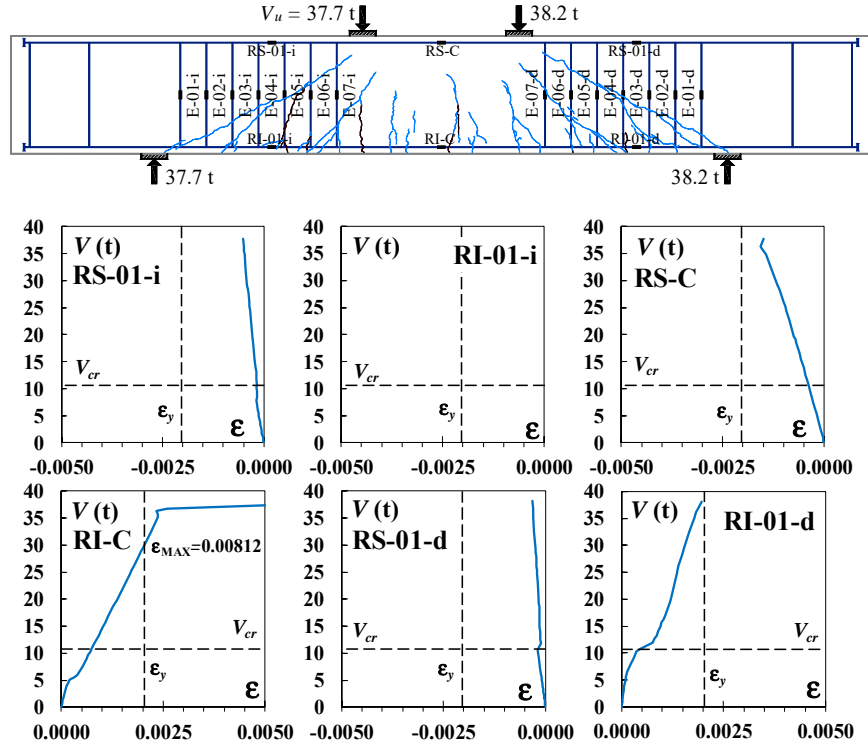


Figura E.7 Respuesta cortante – deformación del refuerzo longitudinal, trabe 45-4E-1.0

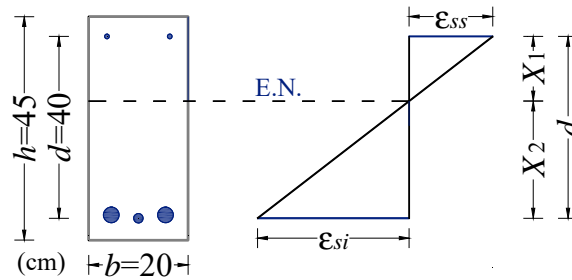
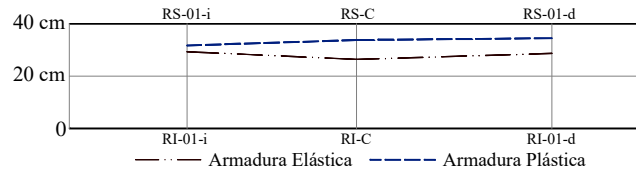


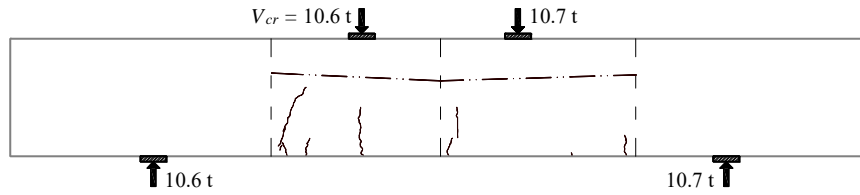
Figura E.8 Cálculo del bloque de compresión, trabe 45-4E-1.0

Tabla E.1 Registros considerados para el cálculo del bloque de compresión, trabe 45-4E-1.0

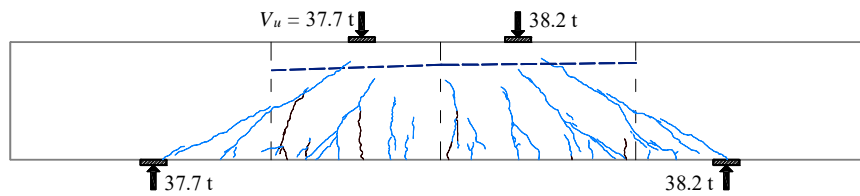
d (cm)	Deformímetro	Primer agrietamiento diagonal			Falla		
		ε (mm/mm)	X ₁ (cm)	X ₂ (cm)	ε (mm/mm)	X ₁ (cm)	X ₂ (cm)
40	RS-01-i	-5.14E-04	8.28	31.72	-1.64E-04	10.65	29.35
40	RI-01-i	1.97E-03			4.52E-04		
40	RS-C	-1.49E-03			-3.82E-04		
40	RI-C	8.12E-03	6.19	33.81	7.41E-04	13.60	26.40
40	RS-01-d	-3.13E-04			-1.79E-04		
40	RI-01-d	1.97E-03	5.49	34.51	4.52E-04	11.32	28.68



a) A partir de las deformaciones unitarias experimentales



b) Sobre el primer agrietamiento diagonal



c) Sobre el agrietamiento de falla

Figura E.9 Estimación del bloque de compresión, trabe 45-4E-1.0

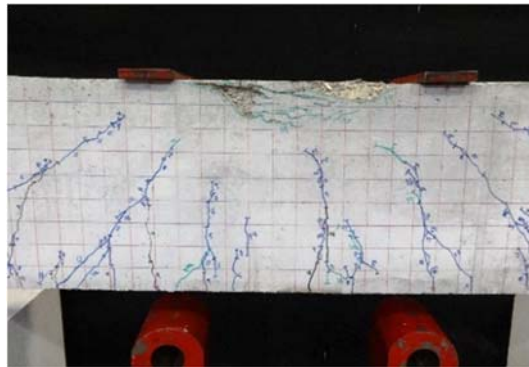
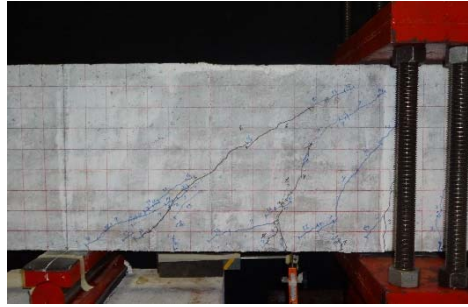
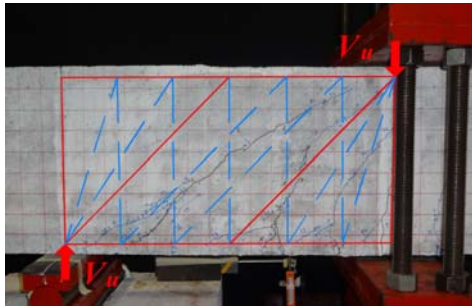


Figura E.10 Mecanismo de colapso, trabe 45-4E-1.0

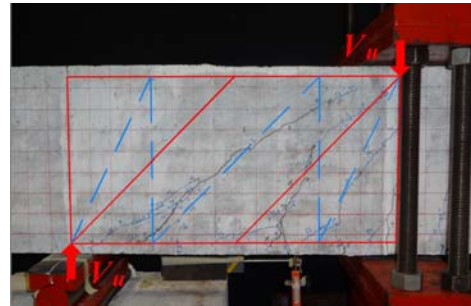
E.2 TRABE 45-3E-1.0



a) Agrietamiento de falla

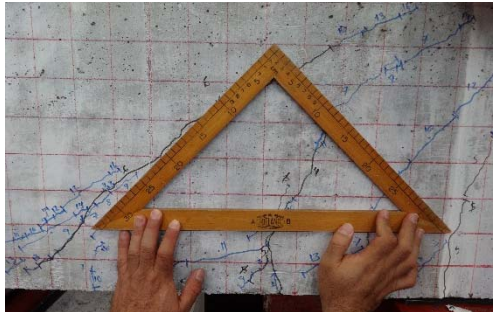


b) Modelo de armadura plástica detallada

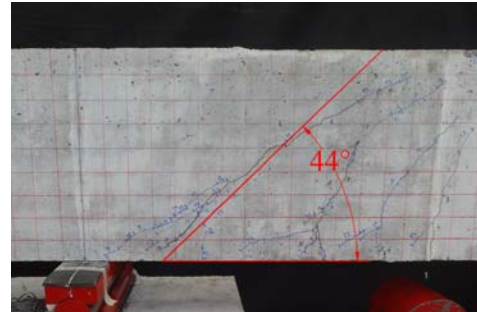


c) Modelo de armadura plástica simplificada

Figura E.11 Identificación de los campos de esfuerzos experimentales, trabe 45-3E-1.0



a) Inspección *in situ*



b) Verificación

Figura E.12 Inclinación experimental de la falla, trabe 45-3E-1.0

Cálculo de las dimensiones de los abanicos radiales de Kaufmann (1998):

$$d := 45 \text{ cm} \quad d_v := 42.5 \text{ cm} \quad b_w := 20 \text{ cm} \quad f_c := 456 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\theta := 45 \text{ deg} \quad f_{c_{\text{MARTI}}} := 0.6 \cdot f_c = 273.6 \quad f_{c_{\text{ROW.McGR}}} := 0.8 \cdot f_c = 364.8$$

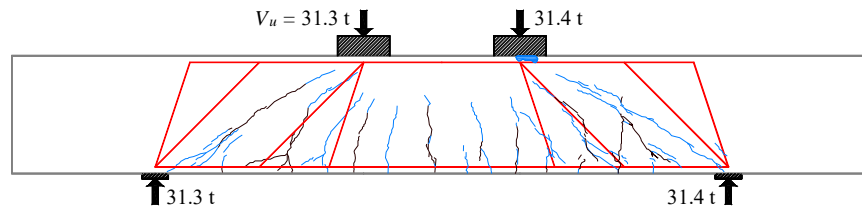
$$F_v := 29100 \text{ kg}$$

$$b_{\text{MARTI}} := \frac{F_v}{b_w \cdot f_{c_{\text{MARTI}}}} = 5.32 \text{ cm} \quad c_{\text{MARTI}} := \frac{(b_{\text{MARTI}}^2 + (b_{\text{MARTI}} \cdot d_v \cdot \cot(\theta)))}{((2 \cdot d_v) - (b_{\text{MARTI}} \cdot \cot(\theta)))} = 3.19 \text{ cm}$$

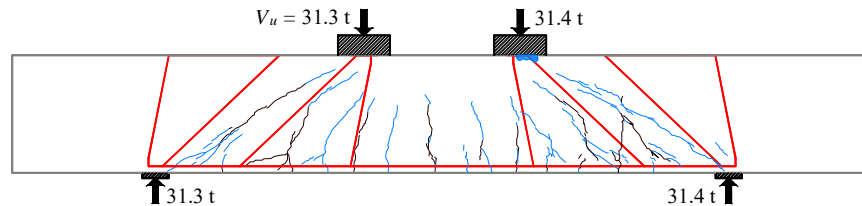
$$z_{\text{MARTI}} := (d - d_v) \cdot \cot(\theta) = 2.5 \text{ cm} \quad a_{\text{MARTI}} := d_v \cdot \cot(\theta) = 42.5 \text{ cm}$$

$$b_{\text{R.M}} := \frac{F_v}{b_w \cdot f_{c_{\text{ROW.McGR}}}} = 3.99 \text{ cm} \quad c_{\text{R.M}} := \frac{(b_{\text{R.M}}^2 + (b_{\text{R.M}} \cdot d_v \cdot \cot(\theta)))}{((2 \cdot d_v) - (b_{\text{R.M}} \cdot \cot(\theta)))} = 2.29 \text{ cm}$$

$$z_{\text{R.M}} := (d - d_v) \cdot \cot(\theta) = 2.5 \text{ cm} \quad a_{\text{R.M}} := d_v \cdot \cot(\theta) = 42.5 \text{ cm}$$



a) Según Archundia y Tena (2015)



b) Según Kaufmann (1998)

Figura E.13 Campos de esfuerzos radiales, trabe 45-3E-1.0

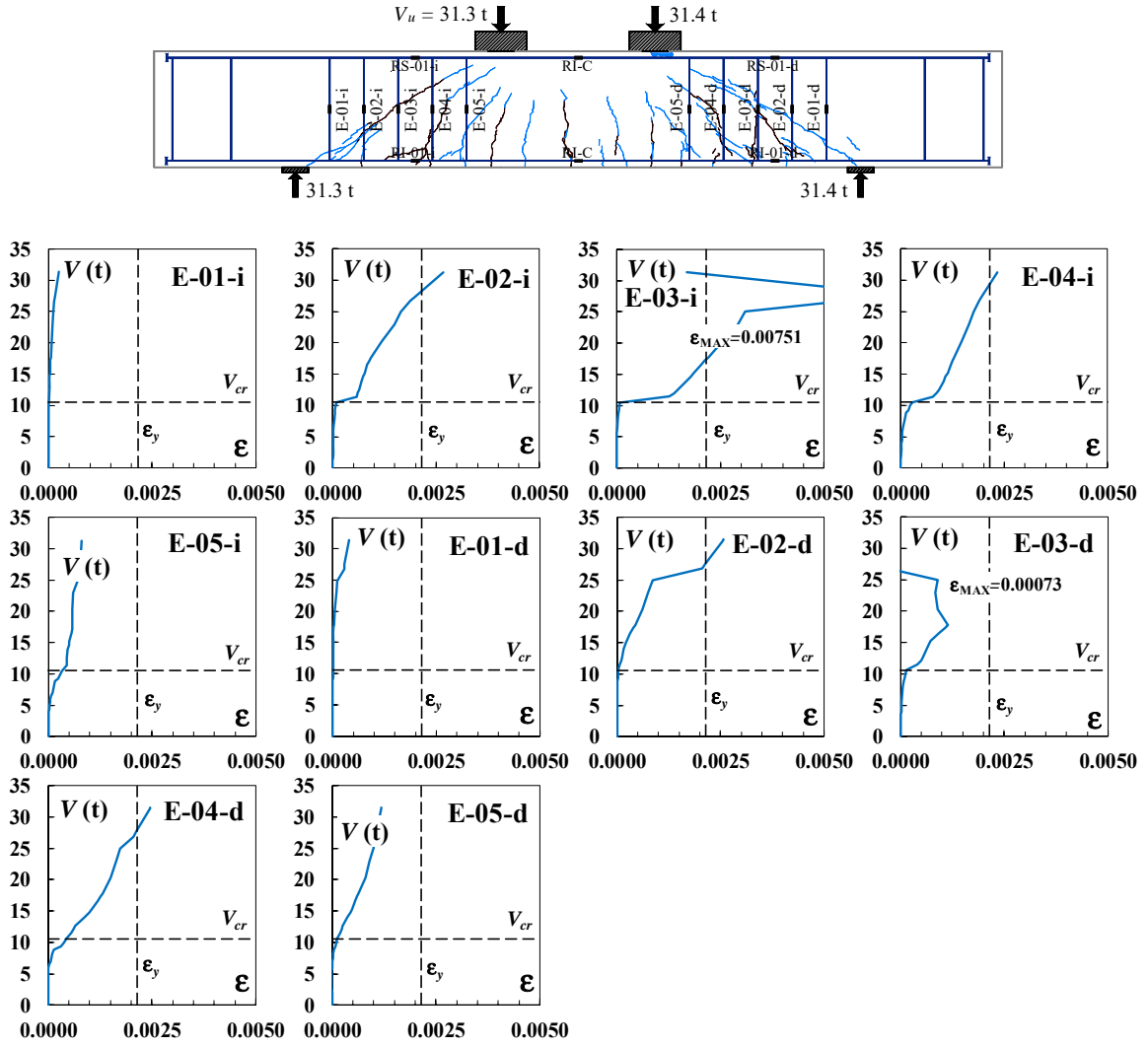


Figura E.14 Respuesta cortante – deformación del refuerzo transversal, trabe 45-3E-1.0

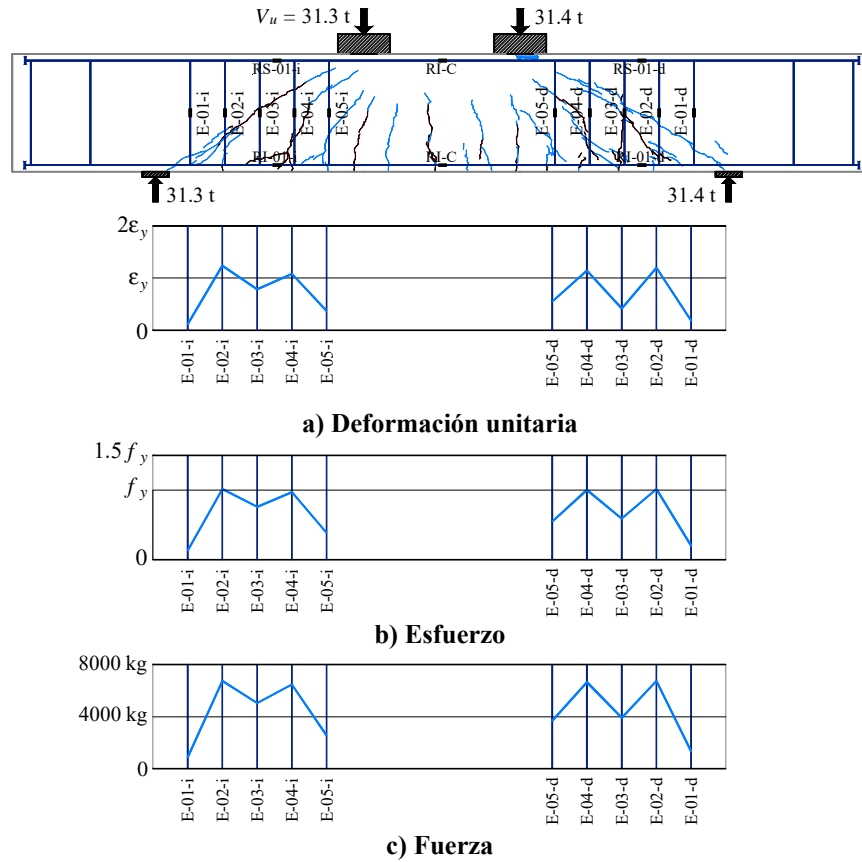


Figura E.15 Demanda experimental a la falla en los estribos, trabe 45-3E-1.0

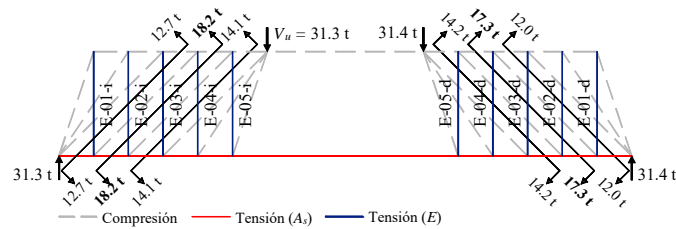


Figura E.16 Resistencia experimental a cortante en regiones B plástica, trabe 45-3E-1.0

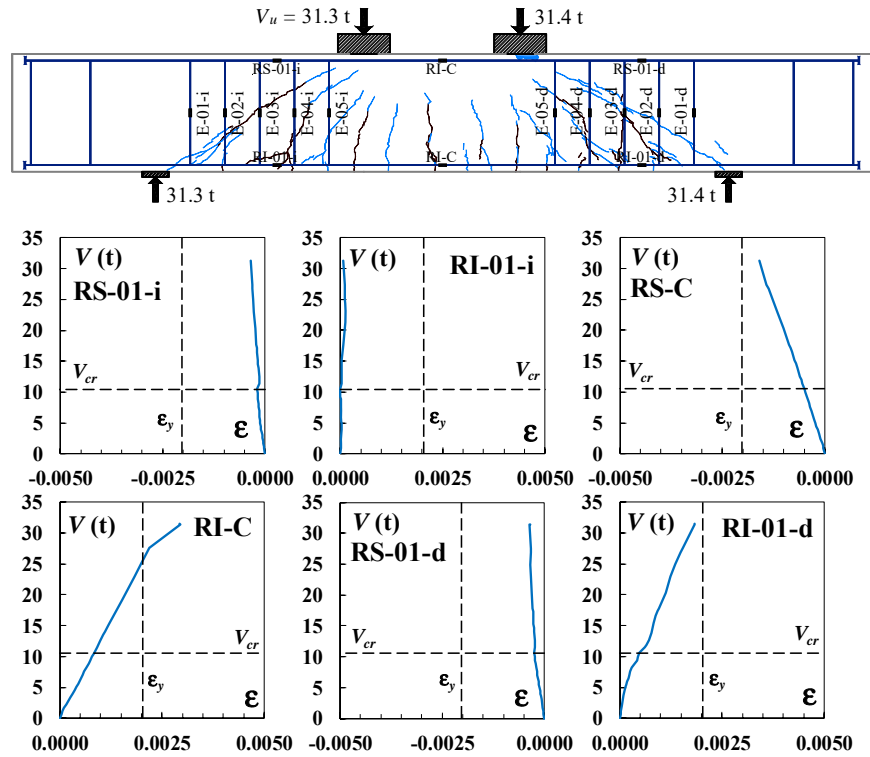


Figura E.17 Respuesta cortante – deformación del refuerzo longitudinal, trabe 45-3E-1.0

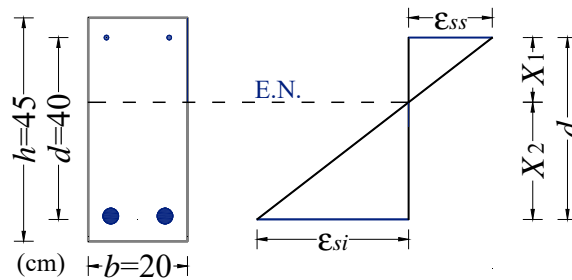
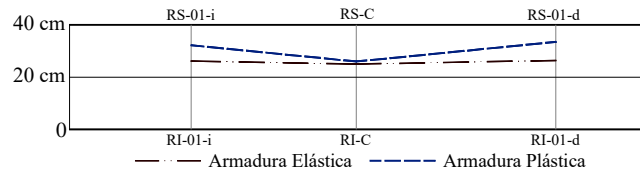


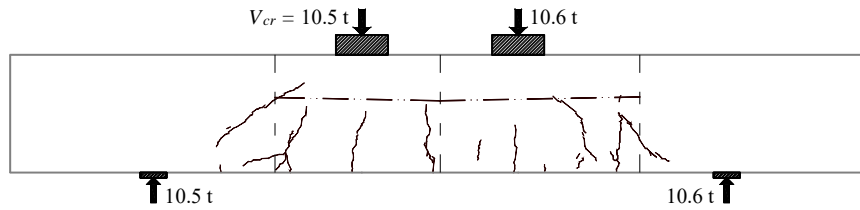
Figura E.18 Cálculo del bloque de compresión, trabe 45-3E-1.0

Tabla E.2 Registros considerados para el cálculo del bloque de compresión, trabe 45-3E-1.0

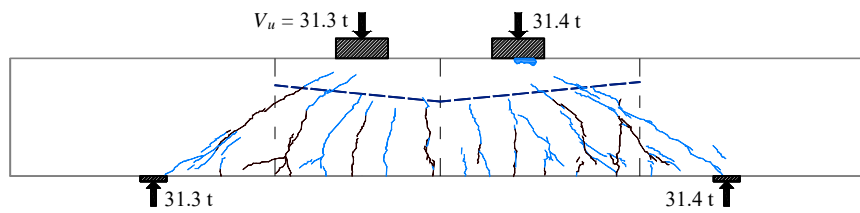
d (cm)	Deformímetro	Primer agrietamiento diagonal			Falla		
		ϵ (mm/mm)	X_1 (cm)	X_2 (cm)	ϵ (mm/mm)	X_1 (cm)	X_2 (cm)
40	RS-01-i	-3.40E-04			-1.87E-04	35.25	4.75
40	RI-01-I	6.80E-05	33.33	6.67	2.52E-05		
40	RS-C	-1.59E-03			-5.01E-04	15.01	24.99
40	RI-C	2.94E-03	14.05	25.95	8.34E-04		
40	RS-01-d	-3.54E-04			-2.49E-04		
40	RI-01-d	1.82E-03	6.51	33.49	4.82E-04	13.62	26.38



a) A partir de las deformaciones unitarias experimentales



b) Sobre el primer agrietamiento diagonal



c) Sobre el agrietamiento de falla

Figura E.19 Estimación del bloque de compresión, trabe 45-3E-1.0

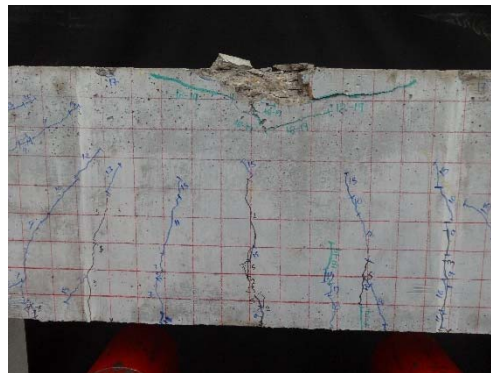
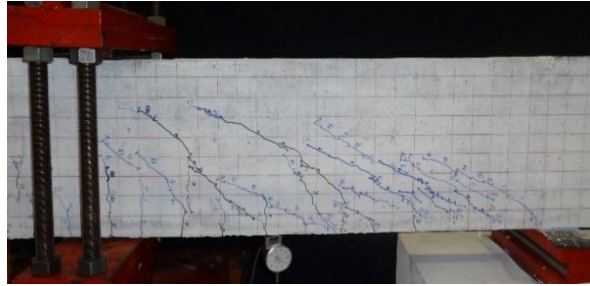
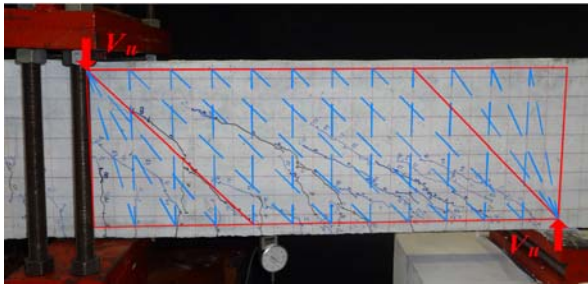


Figura E.20 Mecanismo de colapso, trabe 45-3E-1.0

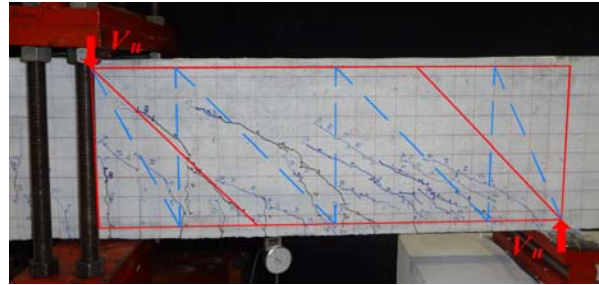
E.3 TRABE 45-4E-1.5



a) Agrietamiento de falla

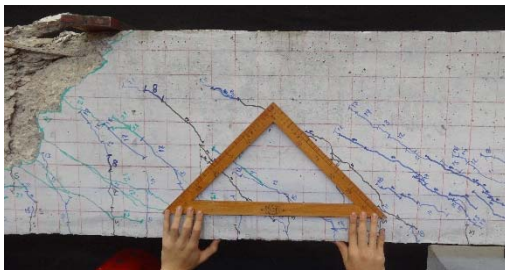


b) Modelo de armadura plástica detallada



c) Modelo de armadura plástica simplificada

Figura E.21 Identificación de los campos de esfuerzos experimentales, trabe 45-4E-1.5



a) Inspección *in situ*



b) Verificación

Figura E.22 Inclinación experimental de la falla, trabe 45-4E-1.5

Cálculo de las dimensiones de los abanicos radiales de Kaufmann (1998):

$$d := 45 \text{ cm} \quad d_v := 42.5 \text{ cm} \quad b_w := 20 \text{ cm} \quad f'c := 456 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\theta := 45 \text{ deg} \quad fc_{\text{MARTI}} := 0.6 \cdot f'c = 273.6 \quad fc_{\text{ROW.McGR}} := 0.8 \cdot f'c = 364.8$$

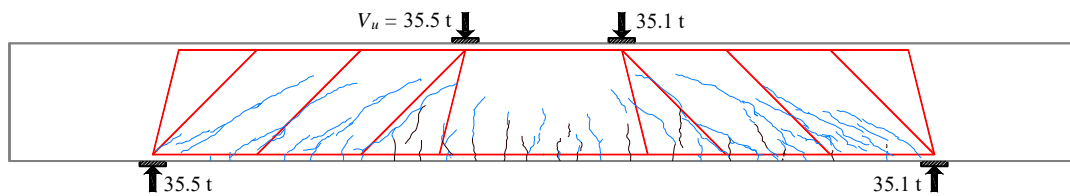
$$F_v := 35850 \text{ kg}$$

$$b_{\text{MARTI}} := \frac{F_v}{b_w \cdot fc_{\text{MARTI}}} = 6.55 \text{ cm} \quad c_{\text{MARTI}} := \frac{(b_{\text{MARTI}}^2 + (b_{\text{MARTI}} \cdot d_v \cdot \cot(\theta)))}{((2 \cdot d_v) - (b_{\text{MARTI}} \cdot \cot(\theta)))} = 4.1 \text{ cm}$$

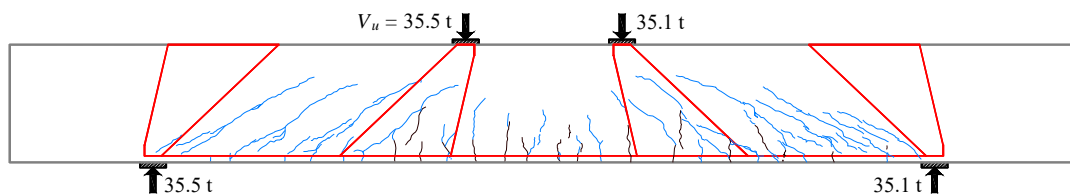
$$z_{\text{MARTI}} := (d - d_v) \cdot \cot(\theta) = 2.5 \text{ cm} \quad a_{\text{MARTI}} := d_v \cdot \cot(\theta) = 42.5 \text{ cm}$$

$$b_{\text{R.M}} := \frac{F_v}{b_w \cdot fc_{\text{ROW.McGR}}} = 4.91 \text{ cm} \quad c_{\text{R.M}} := \frac{(b_{\text{R.M}}^2 + (b_{\text{R.M}} \cdot d_v \cdot \cot(\theta)))}{((2 \cdot d_v) - (b_{\text{R.M}} \cdot \cot(\theta)))} = 2.91 \text{ cm}$$

$$z_{\text{R.M}} := (d - d_v) \cdot \cot(\theta) = 2.5 \text{ cm} \quad a_{\text{R.M}} := d_v \cdot \cot(\theta) = 42.5 \text{ cm}$$



a) Según Archundia y Tena (2015)



b) Según Kaufmann (1998)

Figura E.23 Campos de esfuerzos radiales, trabe 45-4E-1.5

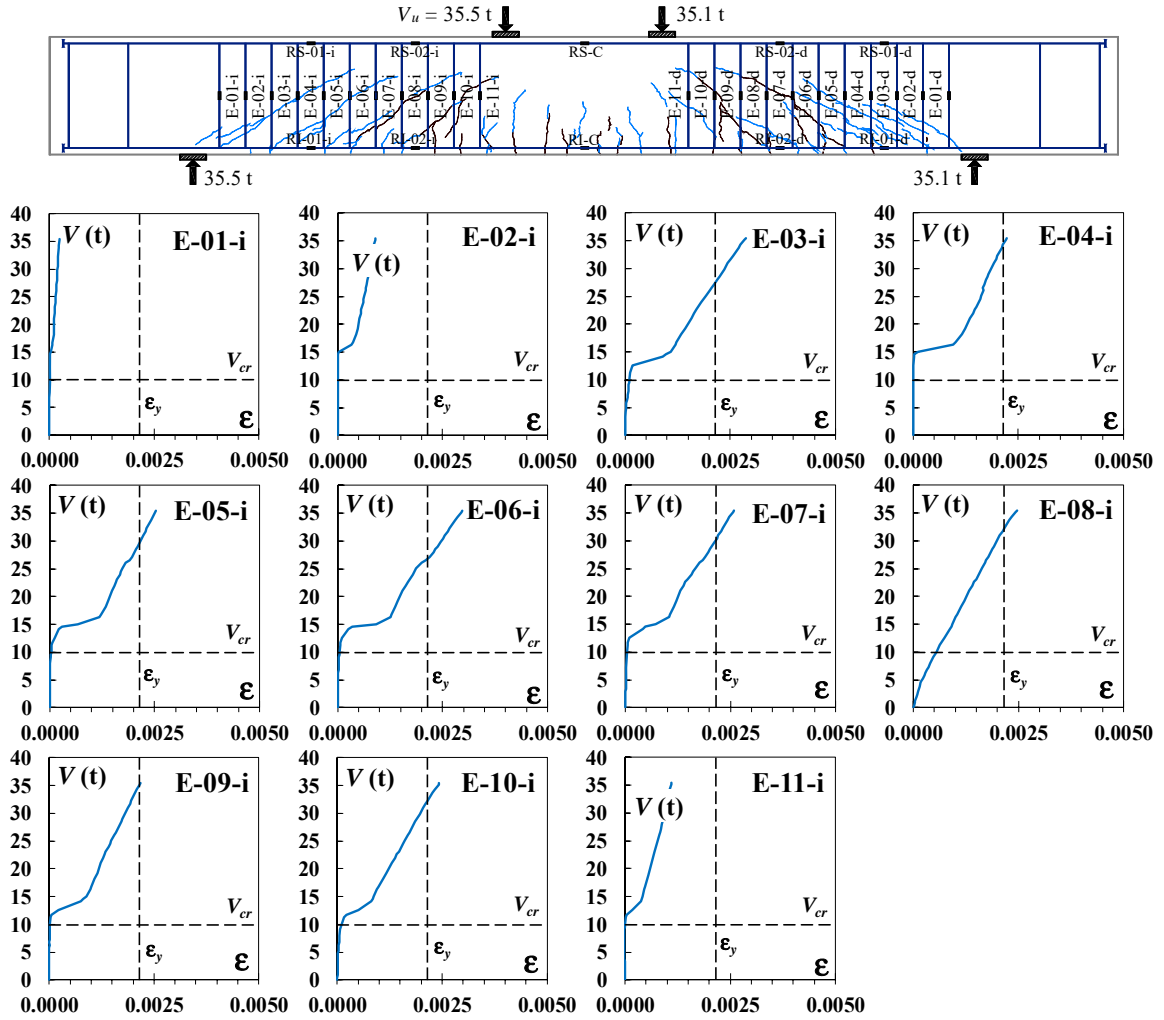


Figura E.24 Respuesta cortante – deformación del refuerzo transversal, claro de cortante izquierdo de la trabe 45-4E-1.5

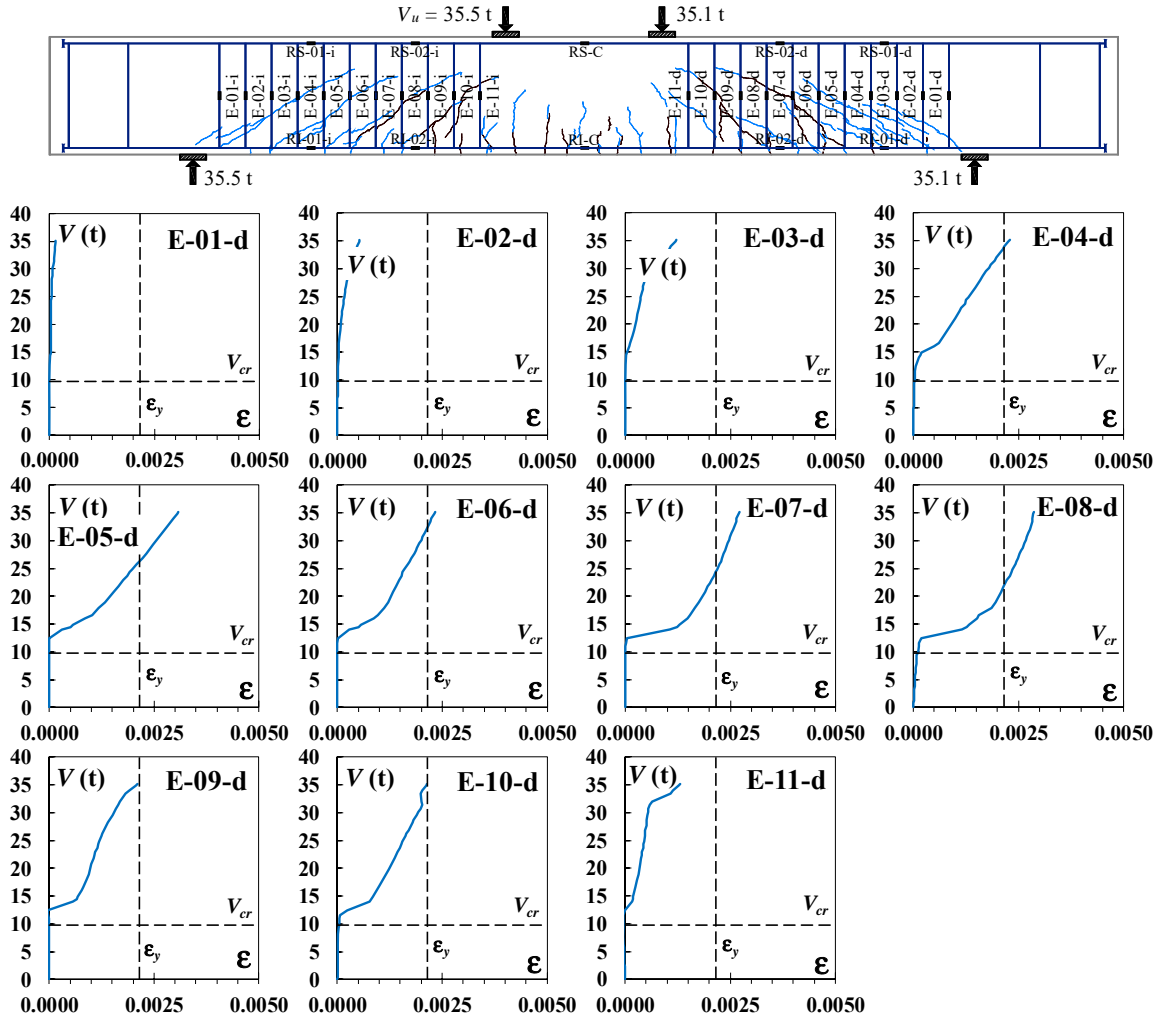


Figura E.25 Respuesta cortante – deformación del refuerzo transversal, claro de cortante derecho de la trabe 45-4E-1.5

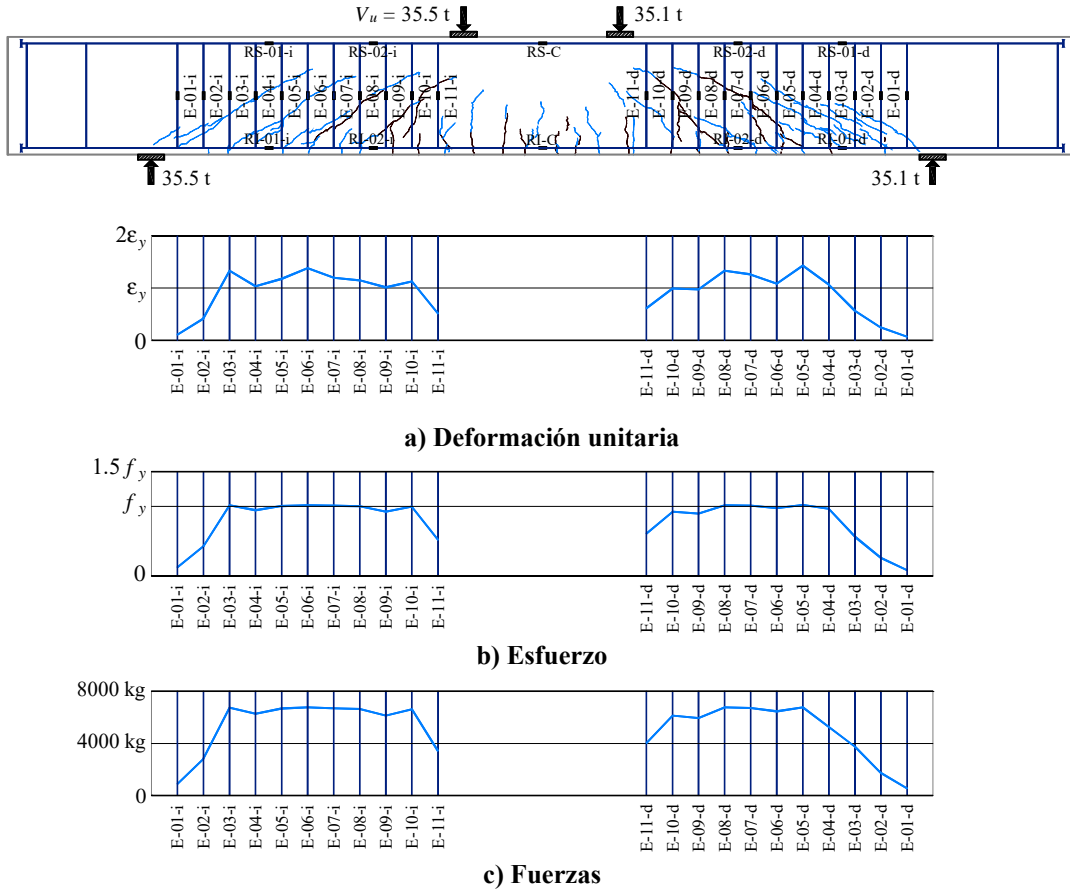


Figura E.26 Demanda experimental a la falla en los estribos, trabe 45-4E-1.5

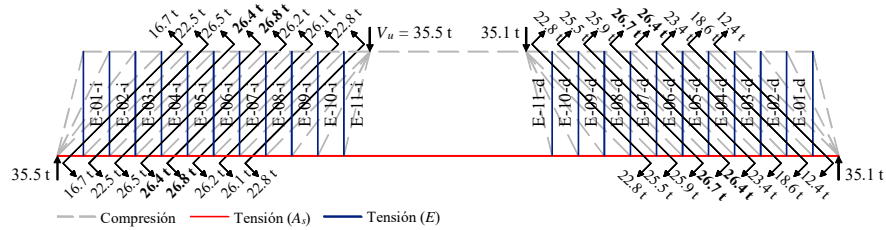


Figura E.27 Resistencia experimental a cortante en regiones B plástica, trabe 45-4E-1.5

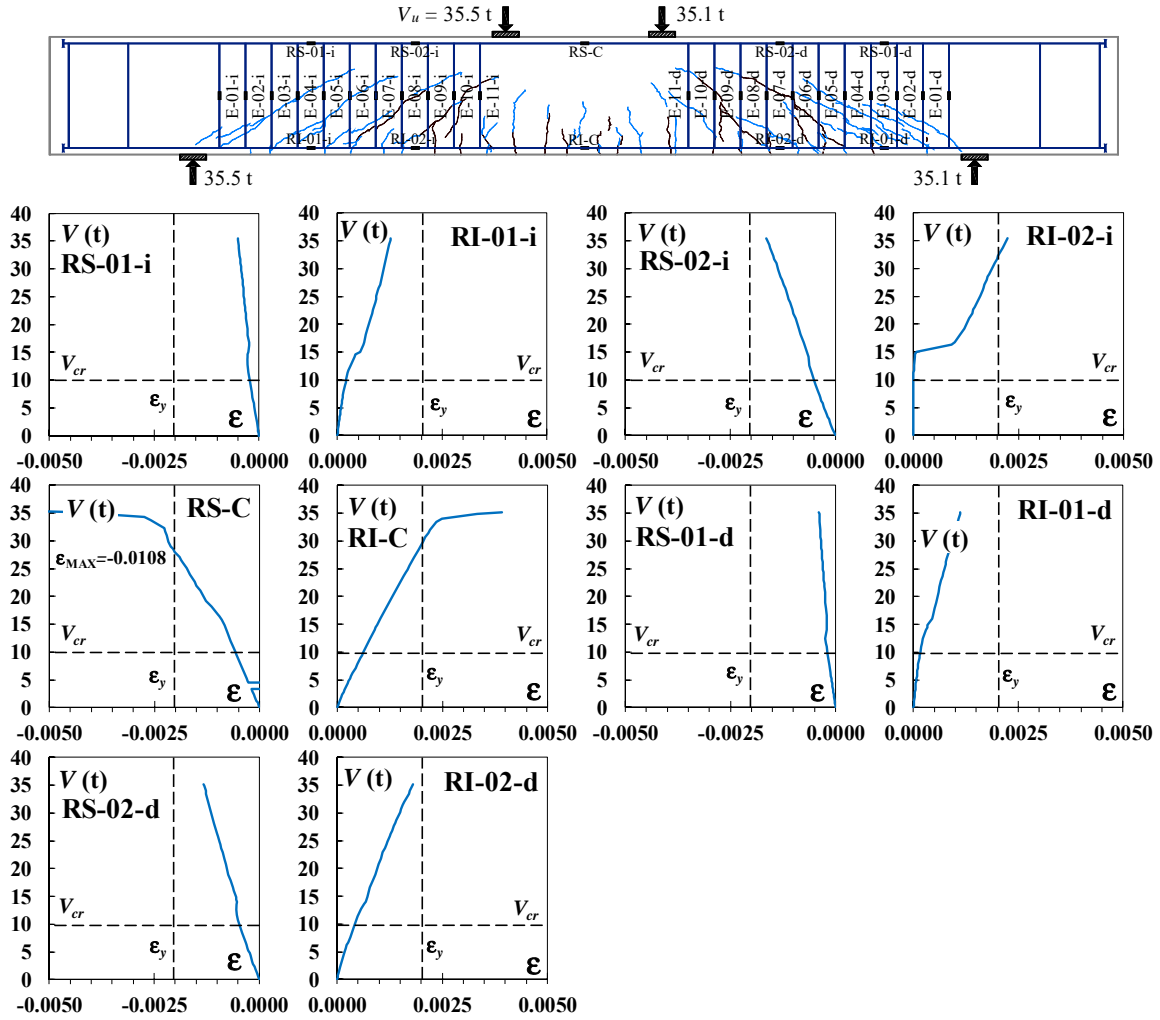


Figura E.28 Respuesta cortante – deformación del refuerzo longitudinal, trabe 45-4E-1.5

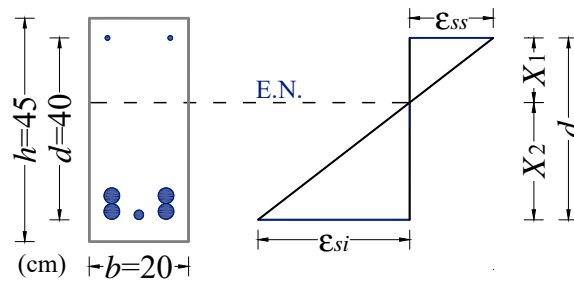
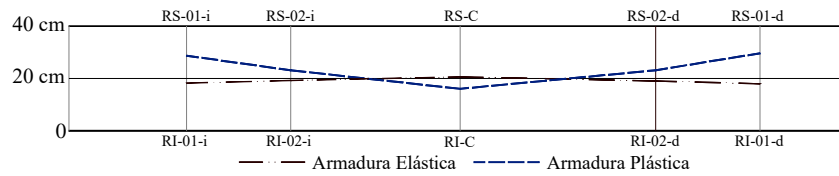


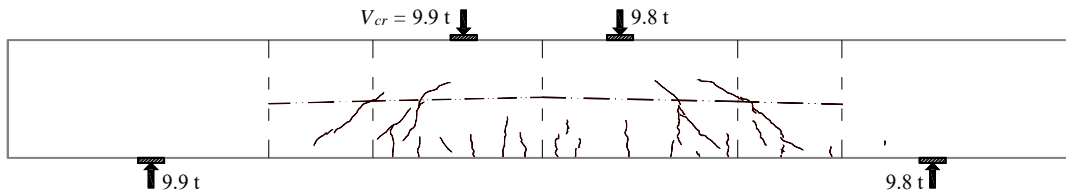
Figura E.29 Cálculo del bloque de compresión, trabe 45-4E-1.5

Tabla E.3 Registros considerados para el cálculo del bloque de compresión, trabe 45-4E-1.5

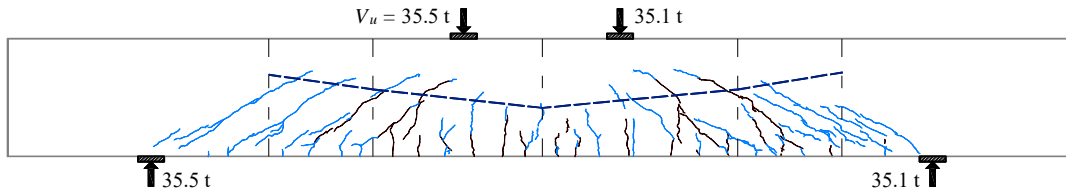
d (cm)	Deformímetro	Primer agrietamiento diagonal			Falla		
		ϵ (mm/mm)	X_1 (cm)	X_2 (cm)	ϵ (mm/mm)	X_1 (cm)	X_2 (cm)
40	RS-01-i	-5.00E-04	11.31	28.69	-2.20E-04	20.45	19.55
40	RI-01-i	1.27E-03			2.11E-04		
40	RS-02-i	-1.64E-03	16.87	23.13	-5.09E-04	39.70	0.30
40	RI-02-i	2.24E-03			3.88E-06		
40	RS-C	-5.85E-03	23.94	16.06	-5.74E-04	19.38	20.62
40	RI-C	3.92E-03			6.11E-04		
40	RS-01-d	-3.91E-04	10.36	29.64	-1.93E-04	22.05	17.95
40	RI-01-d	1.12E-03			1.57E-04		
40	RS-02-d	-1.31E-03	16.87	23.13	-4.59E-04	20.98	19.02
40	RI-02-d	1.80E-03			4.17E-04		



a) A partir de las deformaciones unitarias experimentales



b) Sobre el primer agrietamiento diagonal



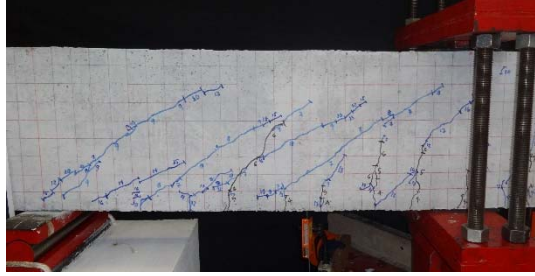
c) Sobre el agrietamiento de falla

Figura E.30 Estimación del bloque de compresión, trabe 45-4E-1.5

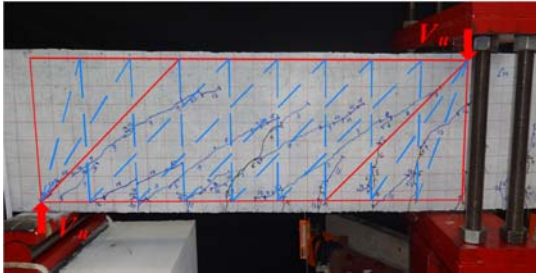


Figura E.31 Mecanismo de colapso, trabe 45-4E-1.5

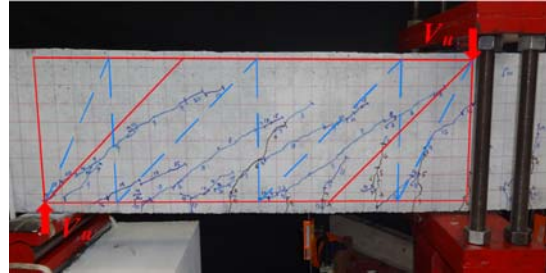
E.4 TRABE 45-3E-1.5



a) Agrietamiento de falla

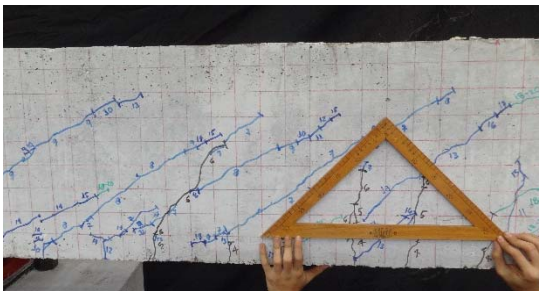


b) Modelo de armadura plástica detallada

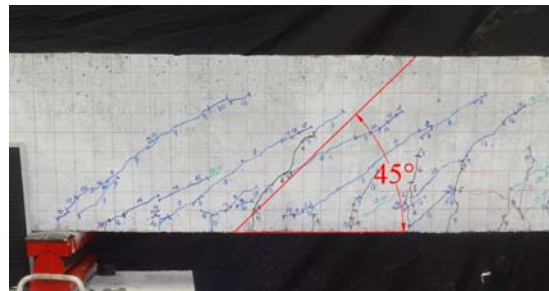


c) Modelo de armadura plástica simplificada

Figura E.32 Identificación de los campos de esfuerzos experimentales, trabe 45-3E-1.5



a) Inspección *in situ*



b) Verificación

Figura E.33 Inclinación experimental de la falla, trabe 45-3E-1.5

Cálculo de las dimensiones de los abanicos radiales de Kaufmann (1998):

$$d := 45 \text{ cm} \quad d_v := 42.5 \text{ cm} \quad b_w := 20 \text{ cm} \quad f'c := 456 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\theta := 45 \text{ deg} \quad fc_{\text{MARTI}} := 0.6 \cdot f'c = 273.6 \quad fc_{\text{ROW.McGR}} := 0.8 \cdot f'c = 364.8$$

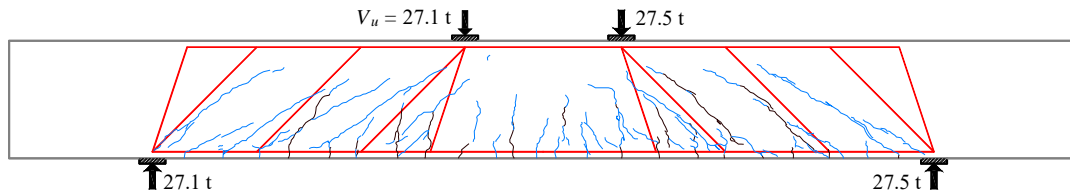
$$F_v := 29100 \text{ kg}$$

$$b_{\text{MARTI}} := \frac{F_v}{b_w \cdot fc_{\text{MARTI}}} = 5.32 \text{ cm} \quad c_{\text{MARTI}} := \frac{(b_{\text{MARTI}}^2 + (b_{\text{MARTI}} \cdot d_v \cdot \cot(\theta)))}{((2 \cdot d_v) - (b_{\text{MARTI}} \cdot \cot(\theta)))} = 3.19 \text{ cm}$$

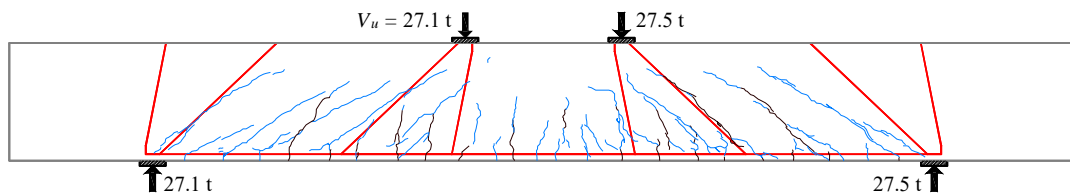
$$z_{\text{MARTI}} := (d - d_v) \cdot \cot(\theta) = 2.5 \text{ cm} \quad a_{\text{MARTI}} := d_v \cdot \cot(\theta) = 42.5 \text{ cm}$$

$$b_{\text{R.M}} := \frac{F_v}{b_w \cdot fc_{\text{ROW.McGR}}} = 3.99 \text{ cm} \quad c_{\text{R.M}} := \frac{(b_{\text{R.M}}^2 + (b_{\text{R.M}} \cdot d_v \cdot \cot(\theta)))}{((2 \cdot d_v) - (b_{\text{R.M}} \cdot \cot(\theta)))} = 2.29 \text{ cm}$$

$$z_{\text{R.M}} := (d - d_v) \cdot \cot(\theta) = 2.5 \text{ cm} \quad a_{\text{R.M}} := d_v \cdot \cot(\theta) = 42.5 \text{ cm}$$



a) Según Archundia y Tena (2015)



b) Según Kaufmann (1998)

Figura E.34 Campos de esfuerzos radiales, trabe 45-3E-1.5

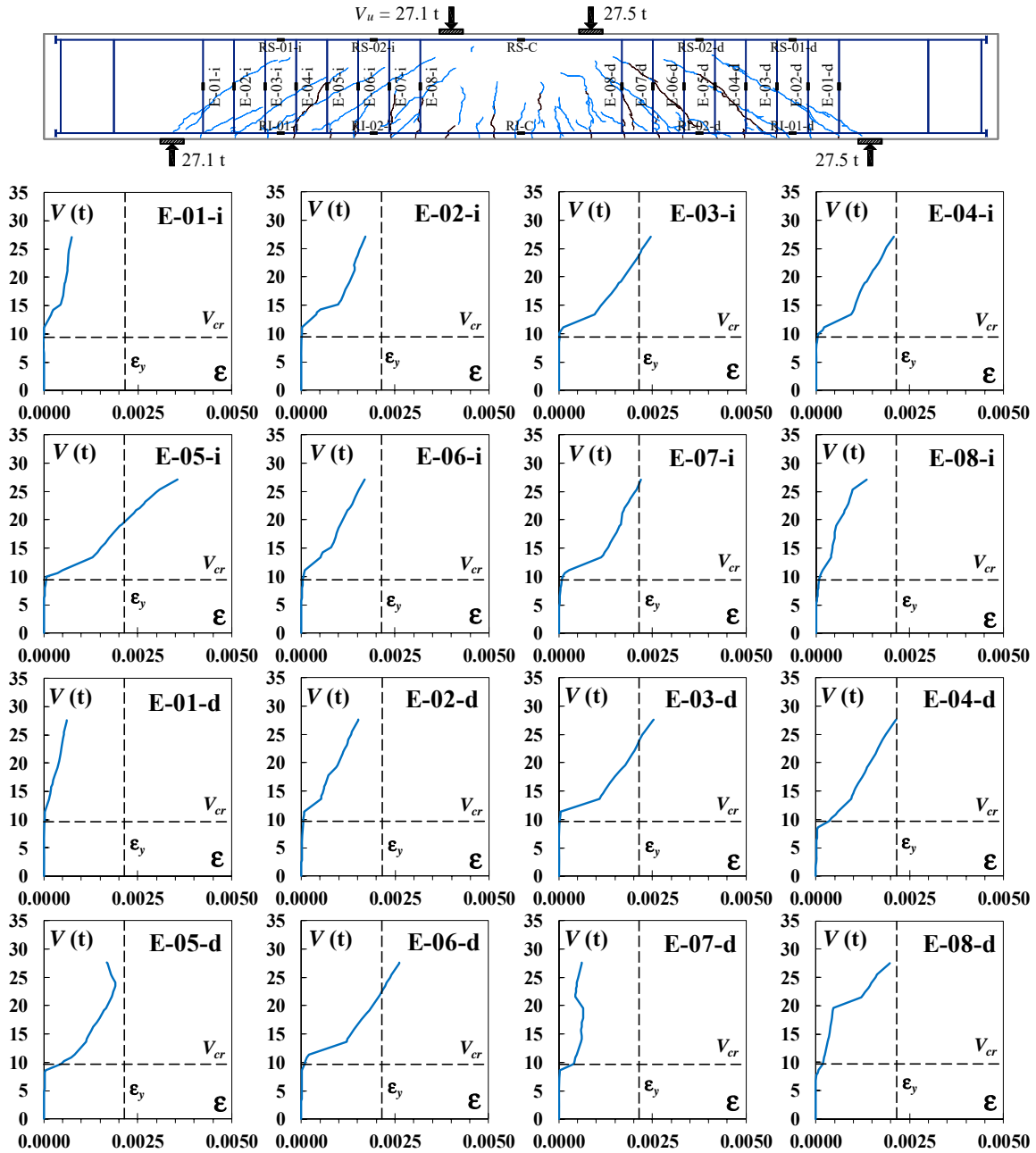


Figura E.35 Respuesta cortante – deformación del refuerzo transversal, trabe 45-3E-1.5

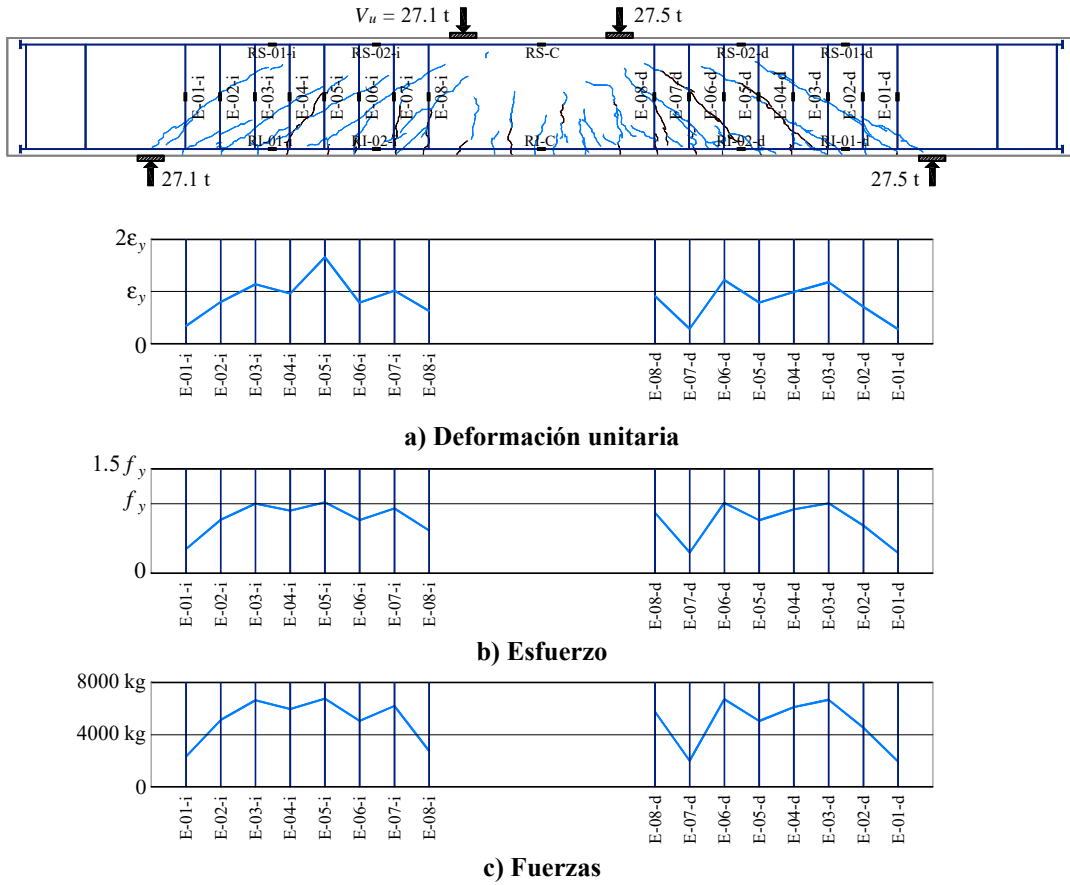


Figura E.36 Demanda experimental a la falla en los estribos, trabe 45-3E-1.5

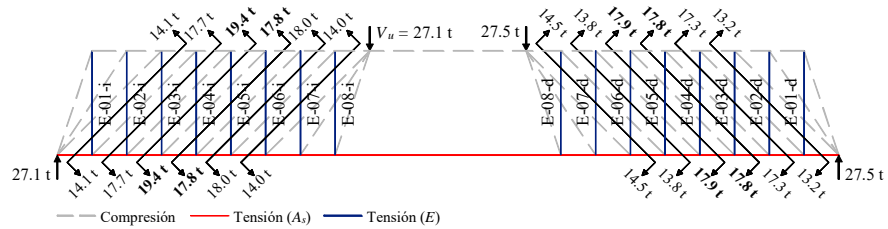


Figura E.37 Resistencia experimental a cortante en regiones B plástica, trabe 45-3E-1.5

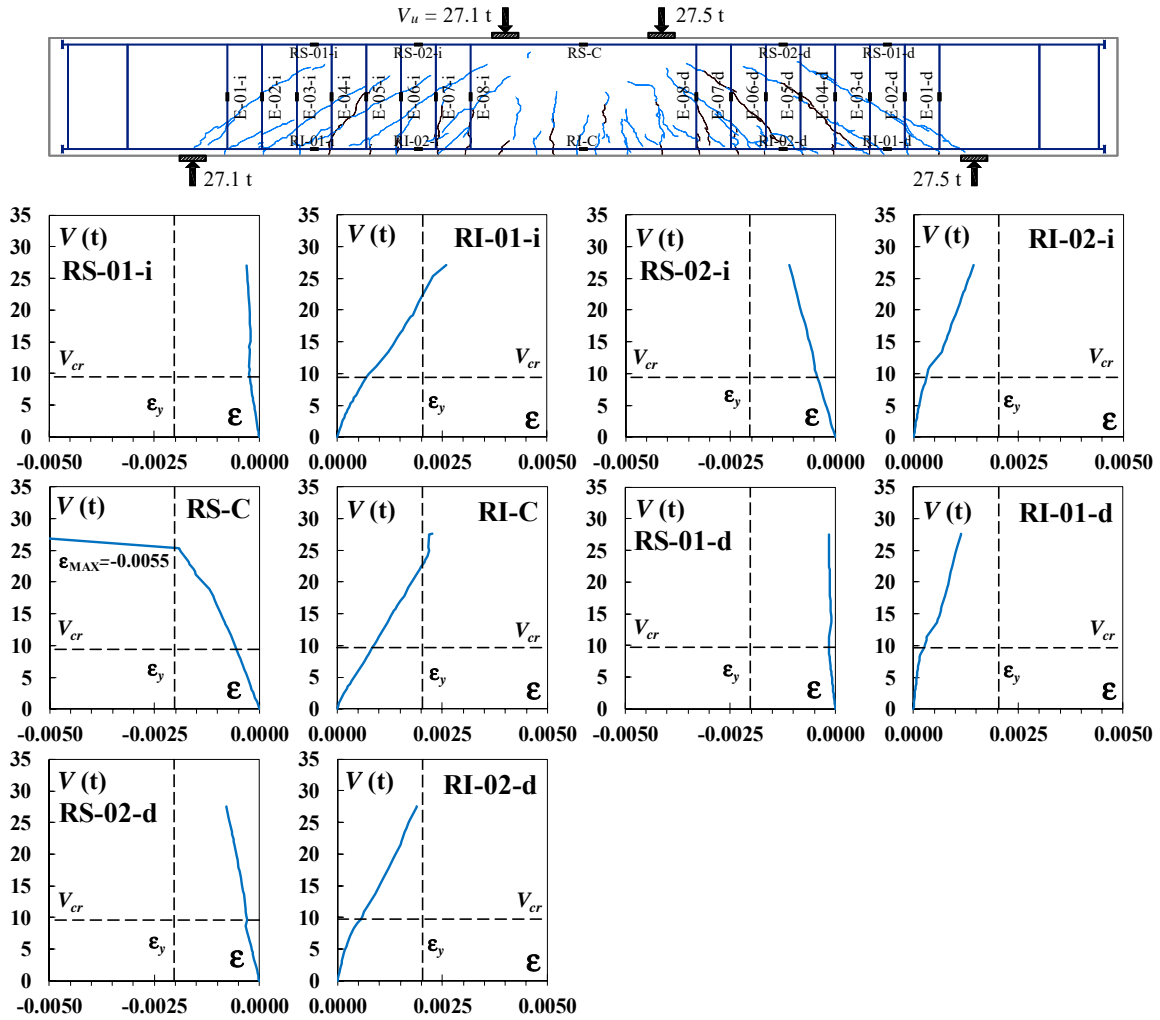


Figura E.38 Respuesta cortante – deformación del refuerzo longitudinal, trabe 45-3E-1.5

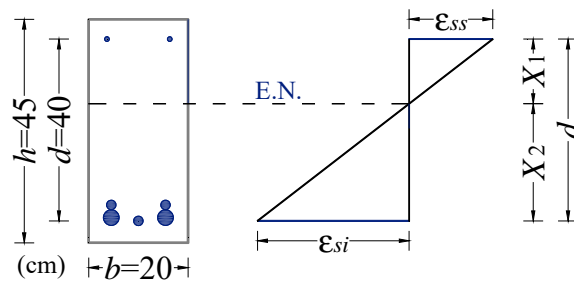
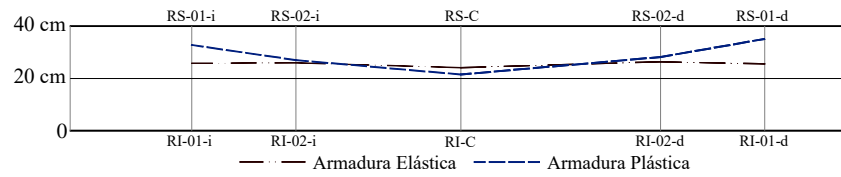


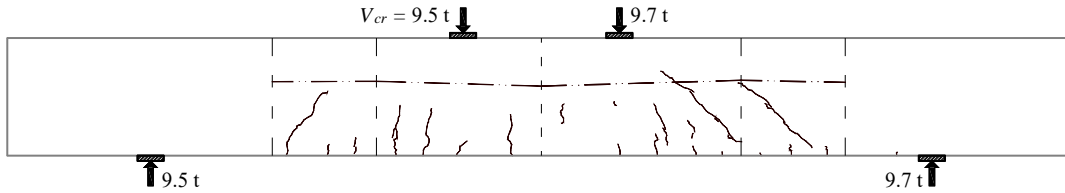
Figura E.39 Cálculo del bloque de compresión, trabe 45-3E-1.5

Tabla E.4 Registros considerados para el cálculo del bloque de compresión, trabe 45-3E-1.5

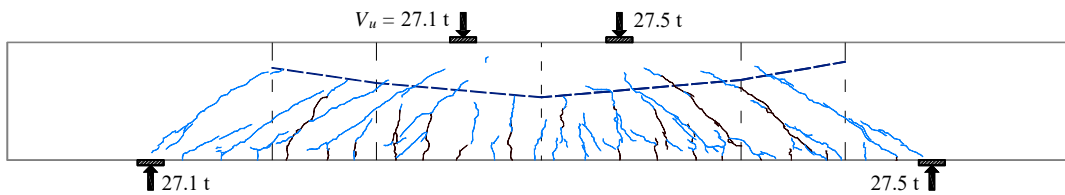
d (cm)	Deformímetro	Primer agrietamiento diagonal			Falla		
		ϵ (mm/mm)	X_1 (cm)	X_2 (cm)	ϵ (mm/mm)	X_1 (cm)	X_2 (cm)
40	RS-01-i	-3.04E-04	4.20	35.80	-2.32E-04	9.98	30.02
40	RI-01-i	2.59E-03			6.98E-04		
40	RS-02-i	-1.10E-03	17.33	22.67	-4.26E-04	23.20	16.80
40	RI-02-i	1.44E-03			3.09E-04		
40	RS-C	-5.50E-03	28.37	11.63	-5.52E-04	15.88	24.12
40	RI-C	2.26E-03			8.38E-04		
40	RS-01-d	-1.58E-04	4.89	35.11	-1.43E-04	14.45	25.55
40	RI-01-d	1.14E-03			2.52E-04		
40	RS-02-d	-7.91E-04	11.84	28.16	-2.90E-04	13.64	26.36
40	RI-02-d	1.88E-03			5.61E-04		



a) A partir de las deformaciones unitarias experimentales



b) Sobre el primer agrietamiento diagonal



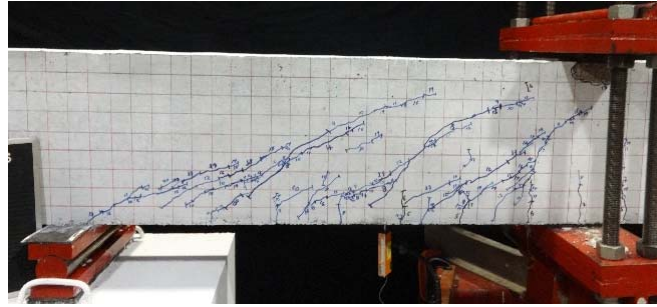
c) Sobre el agrietamiento de falla

Figura E.40 Estimación del bloque de compresión, trabe 45-3E-1.5

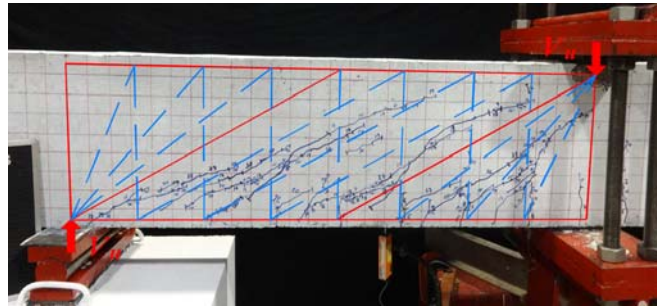


Figura E.41 Mecanismo de colapso, trabe 45-3E-1.5

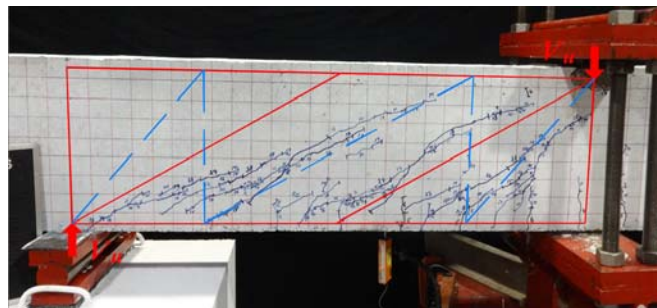
E.5 TRABE 30-4E-1.0



a) Agrietamiento de falla

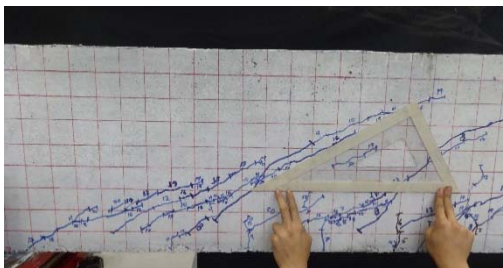


b) Modelo de armadura plástica detallada

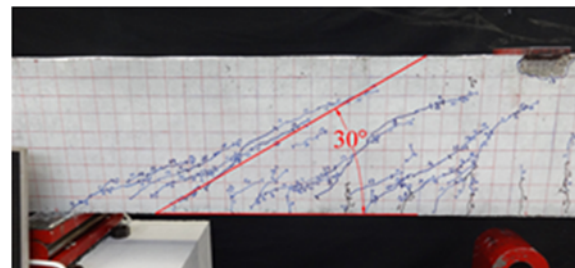


c) Modelo de armadura plástica simplificada

Figura E.42 Identificación de los campos de esfuerzos experimentales, trabe 30-4E-1.0



a) Inspección *in situ*



b) Verificación

Figura E.43 Inclinación experimental de la falla

Cálculo de las dimensiones de los abanicos radiales de Kaufmann (1998):

$$d := 45 \text{ cm} \quad d_v := 42.5 \text{ cm} \quad b_w := 20 \text{ cm} \quad f'c := 456 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\theta := 30 \text{ deg} \quad f_{c_{\text{MARTI}}} := 0.6 \cdot f'c = 273.6 \quad f_{c_{\text{ROW.McGR}}} := 0.8 \cdot f'c = 364.8$$

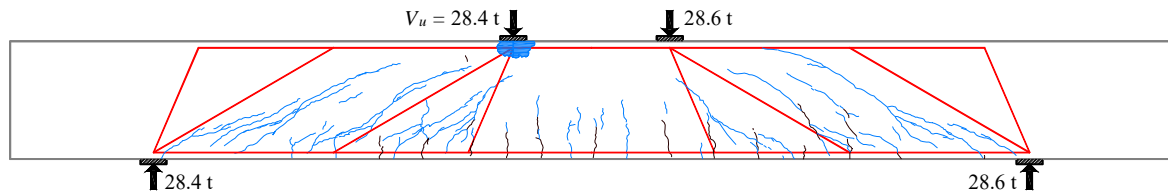
$$F_v := 35850 \text{ kg}$$

$$b_{\text{MARTI}} := \frac{F_v}{b_w \cdot f_{c_{\text{MARTI}}}} = 6.55 \text{ cm} \quad c_{\text{MARTI}} := \frac{(b_{\text{MARTI}}^2 + (b_{\text{MARTI}} \cdot d_v \cdot \cot(\theta)))}{((2 \cdot d_v) - (b_{\text{MARTI}} \cdot \cot(\theta)))} = 7.13 \text{ cm}$$

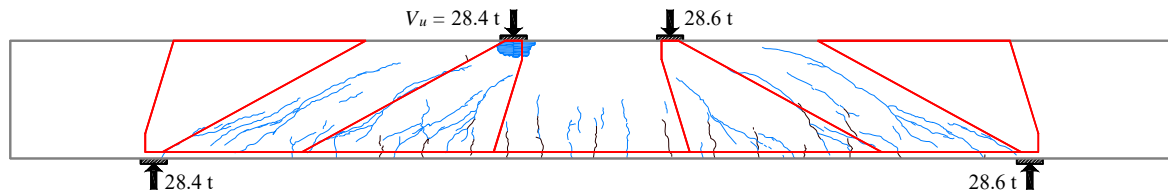
$$z_{\text{MARTI}} := (d - d_v) \cdot \cot(\theta) = 4.33 \text{ cm} \quad a_{\text{MARTI}} := d_v \cdot \cot(\theta) = 73.61 \text{ cm}$$

$$b_{\text{R.M}} := \frac{F_v}{b_w \cdot f_{c_{\text{ROW.McGR}}}} = 4.91 \text{ cm} \quad c_{\text{R.M}} := \frac{(b_{\text{R.M}}^2 + (b_{\text{R.M}} \cdot d_v \cdot \cot(\theta)))}{((2 \cdot d_v) - (b_{\text{R.M}} \cdot \cot(\theta)))} = 5.04 \text{ cm}$$

$$z_{\text{R.M}} := (d - d_v) \cdot \cot(\theta) = 4.33 \text{ cm} \quad a_{\text{R.M}} := d_v \cdot \cot(\theta) = 73.61 \text{ cm}$$



a) Según Archundia y Tena (2015)



b) Según Kaufmann (1998)

Figura E.44 Campos de esfuerzos radiales, trabe 30-4E-1.0

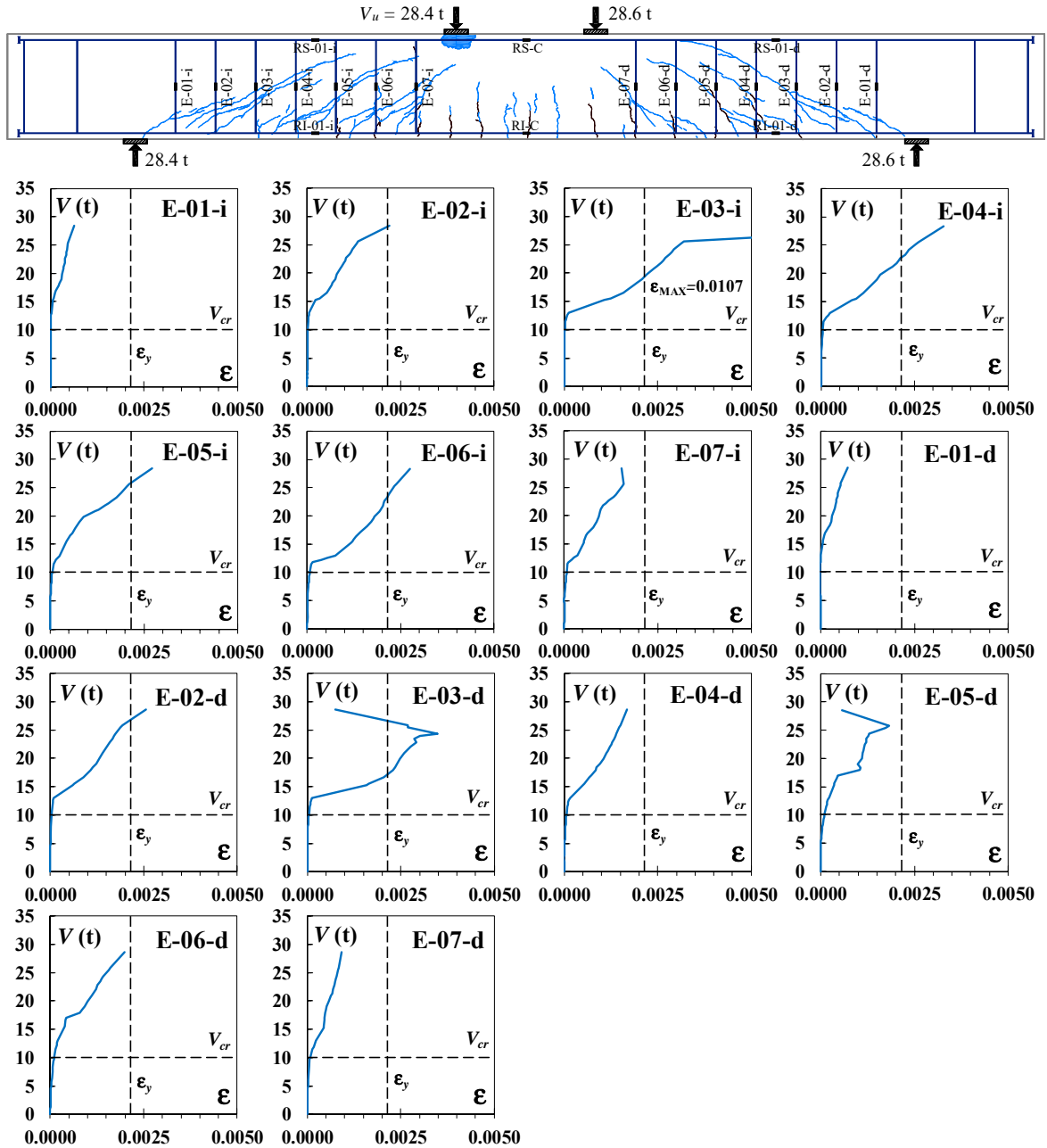


Figura E.45 Respuesta cortante – deformación del refuerzo transversal, trabe 30-4E-1.0

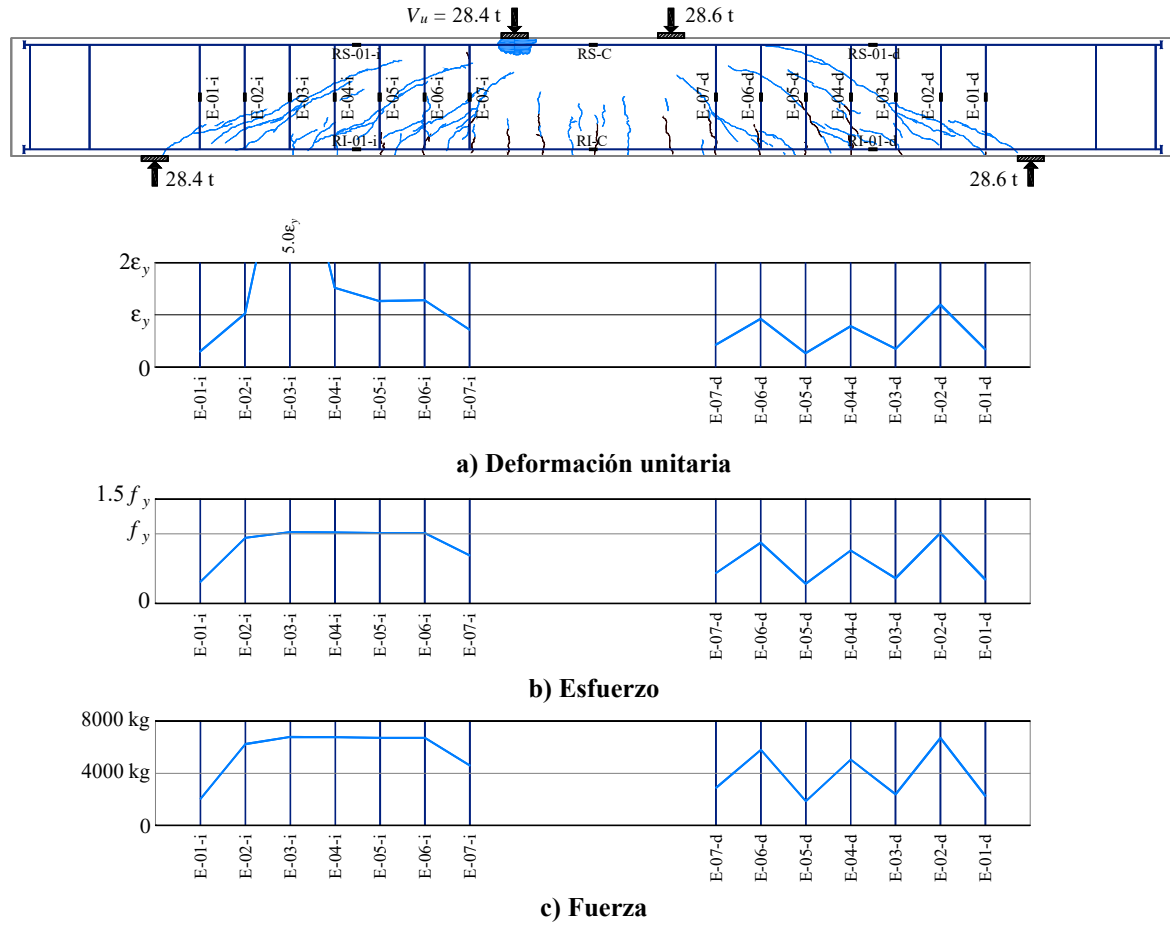


Figura E.46 Demanda experimental a la falla en los estribos, trabe 30-4E-1.0

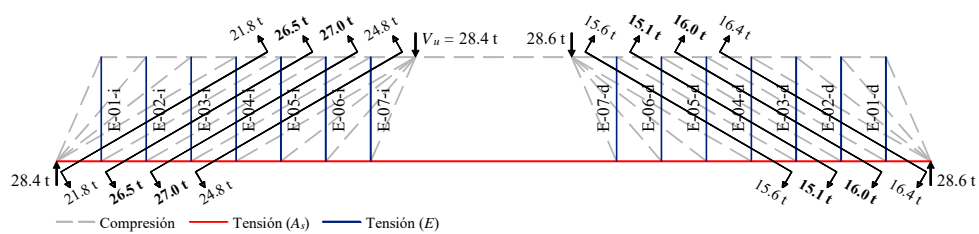


Figura E.47 Resistencia experimental a cortante en regiones B plástica, trabe 30-4E-1.0

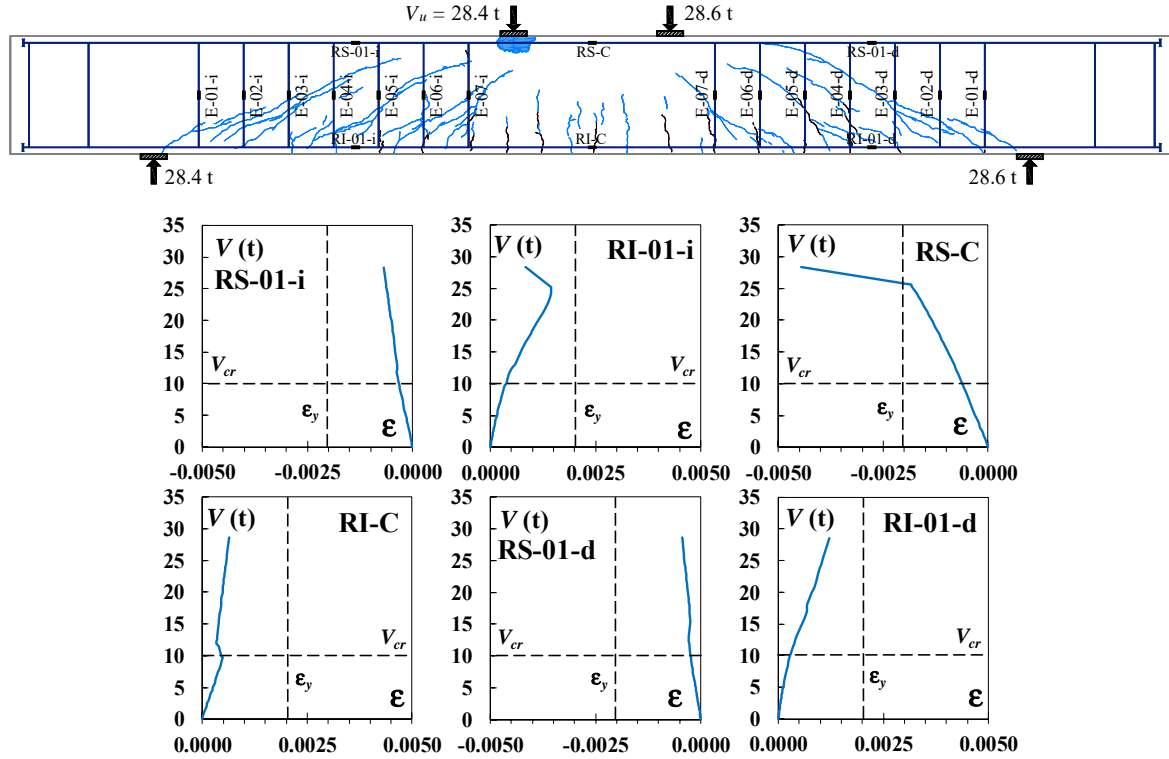


Figura E.48 Respuesta cortante – deformación del refuerzo longitudinal, trabe 30-4E-1.0

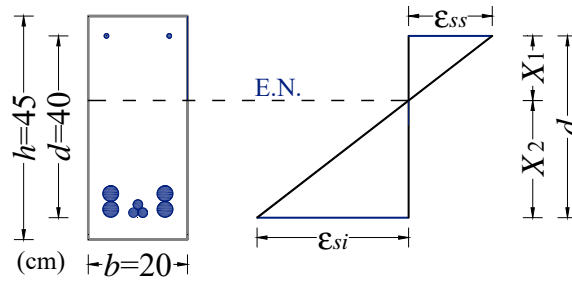
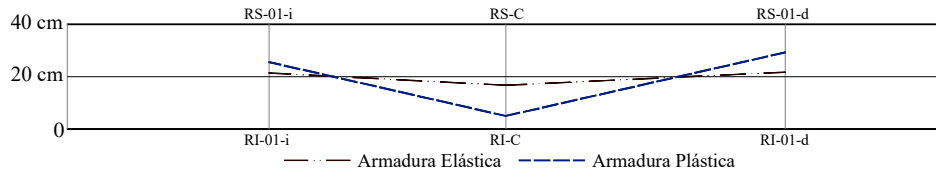


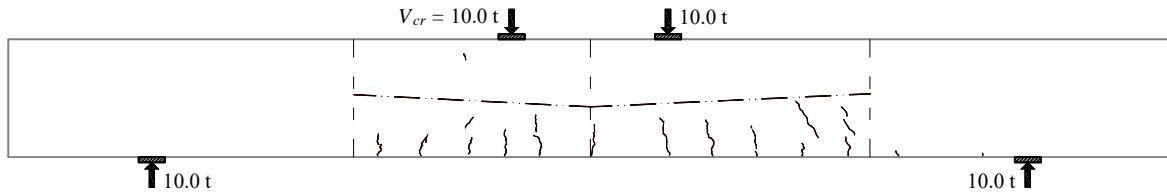
Figura E.49 Cálculo del bloque de compresión, trabe 30-4E-1.0

Tabla E.5 Registros considerados para el cálculo del bloque de compresión, trabe 30-4E-1.0

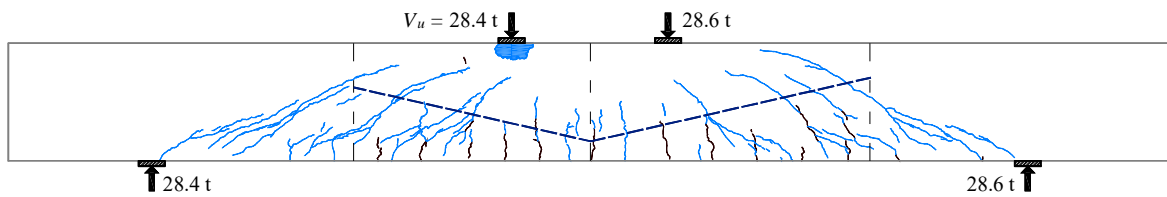
d (cm)	Deformímetro	Primer agrietamiento diagonal			Falla		
		ϵ (mm/mm)	X_1 (cm)	X_2 (cm)	ϵ (mm/mm)	X_1 (cm)	X_2 (cm)
40	RS-01-i	-6.87E-04	18.04	21.96	-3.23E-04	18.63	21.37
40	RI-01-i	8.37E-04			3.71E-04		
40	RS-C	-4.46E-03	35.02	4.98	-6.21E-04	23.29	16.71
40	RI-C	6.34E-04			4.46E-04		
40	RS-01-d	-4.49E-04	10.73	29.27	-2.45E-04	18.29	21.71
40	RI-01-d	1.22E-03			2.90E-04		



b) A partir de las deformaciones unitarias experimentales



c) Sobre el primer agrietamiento diagonal



c) Sobre el agrietamiento de falla

Figura E.50 Estimación del bloque de compresión, trabe 30-4E-1.0

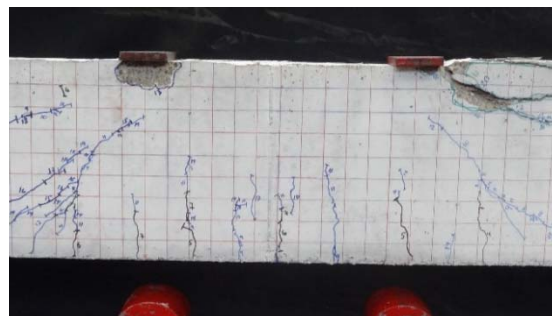
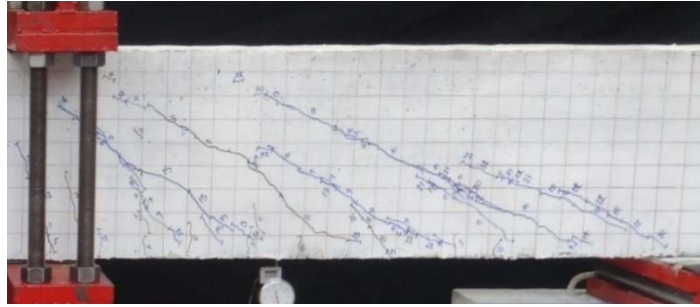
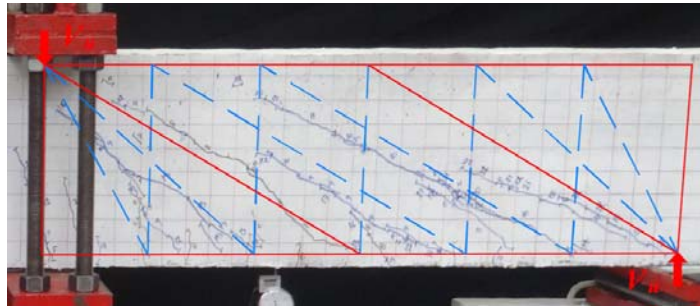


Figura E.51 Mecanismos de colapso, trabe 30-4E-1.0

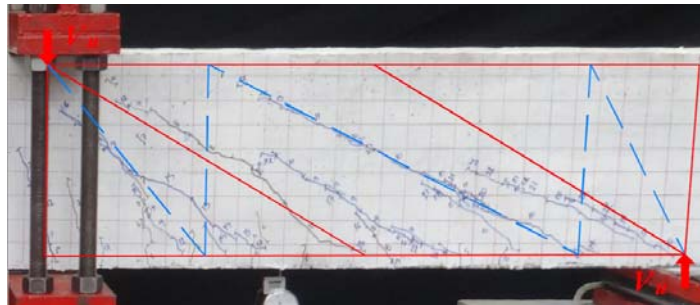
E.6 TRABE 30-3E-1.0



a) Agrietamiento de falla

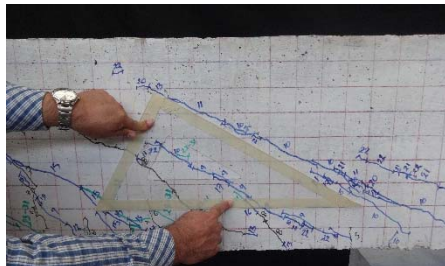


b) Modelo de armadura plástica detallada

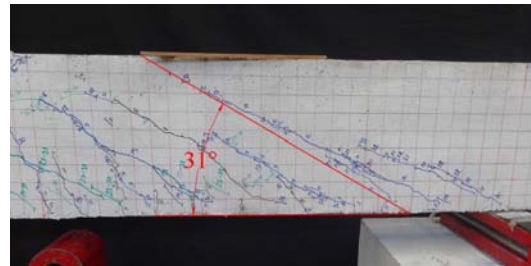


c) Modelo de armadura plástica simplificada

Figura E.52 Identificación de los campos de esfuerzos experimentales, trabe 30-3E-1.0



a) Inspección *in situ*



b) Verificación

Figura E.53 Inclinación experimental de la falla, trabe 30-3E-1.0

Cálculo de las dimensiones de los abanicos radiales de Kaufmann (1998):

$$d := 45 \text{ cm} \quad d_v := 42.5 \text{ cm} \quad b_w := 20 \text{ cm} \quad f'c := 456 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\theta := 30 \text{ deg} \quad fc_{\text{MARTI}} := 0.6 \cdot f'c = 273.6 \quad fc_{\text{ROW.McGR}} := 0.8 \cdot f'c = 364.8$$

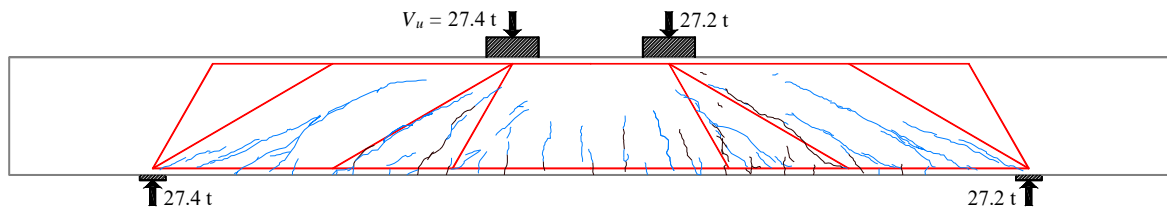
$$F_v := 29100 \text{ kg}$$

$$b_{\text{MARTI}} := \frac{F_v}{b_w \cdot fc_{\text{MARTI}}} = 5.32 \text{ cm} \quad c_{\text{MARTI}} := \frac{(b_{\text{MARTI}}^2 + (b_{\text{MARTI}} \cdot d_v \cdot \cot(\theta)))}{((2 \cdot d_v) - (b_{\text{MARTI}} \cdot \cot(\theta)))} = 5.54 \text{ cm}$$

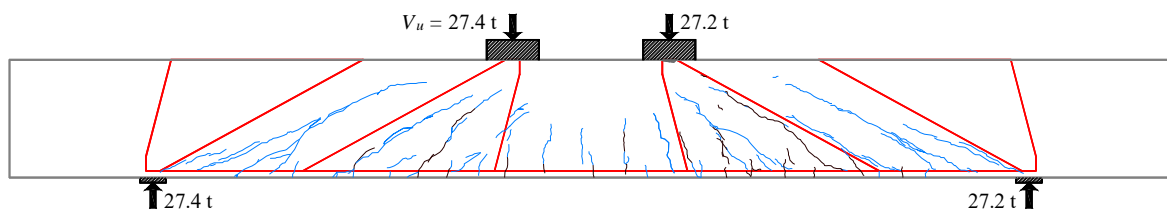
$$z_{\text{MARTI}} := (d - d_v) \cdot \cot(\theta) = 4.33 \text{ cm} \quad a_{\text{MARTI}} := d_v \cdot \cot(\theta) = 73.61 \text{ cm}$$

$$b_{\text{R.M}} := \frac{F_v}{b_w \cdot fc_{\text{ROW.McGR}}} = 3.99 \text{ cm} \quad c_{\text{R.M}} := \frac{(b_{\text{R.M}}^2 + (b_{\text{R.M}} \cdot d_v \cdot \cot(\theta)))}{((2 \cdot d_v) - (b_{\text{R.M}} \cdot \cot(\theta)))} = 3.96 \text{ cm}$$

$$z_{\text{R.M}} := (d - d_v) \cdot \cot(\theta) = 4.33 \text{ cm} \quad a_{\text{R.M}} := d_v \cdot \cot(\theta) = 73.61 \text{ cm}$$



a) Según Archundia y Tena (2015)



b) Según Kaufmann (1998)

Figura E.54 Campos de esfuerzos radiales, trabe 30-3E-1.0

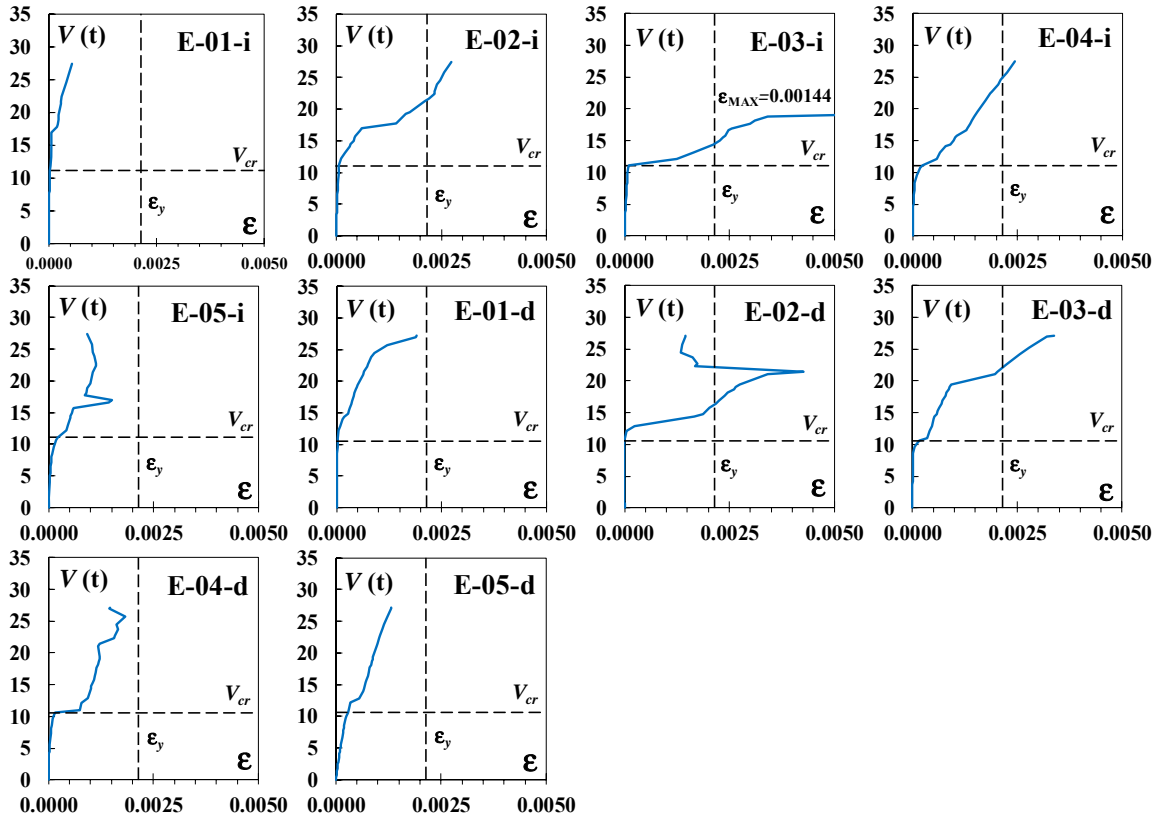
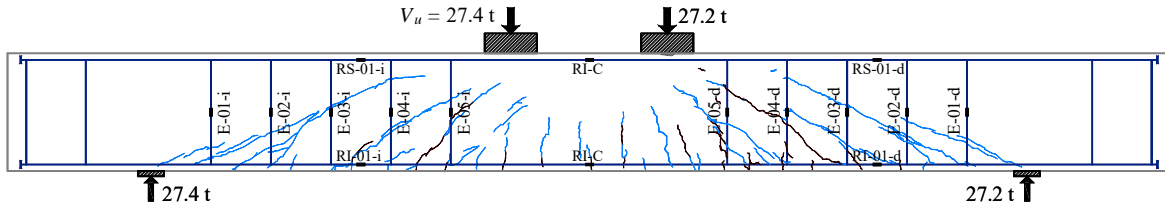


Figura E.55 Respuesta cortante – deformación del refuerzo transversal, trabe 30-3E-1.0

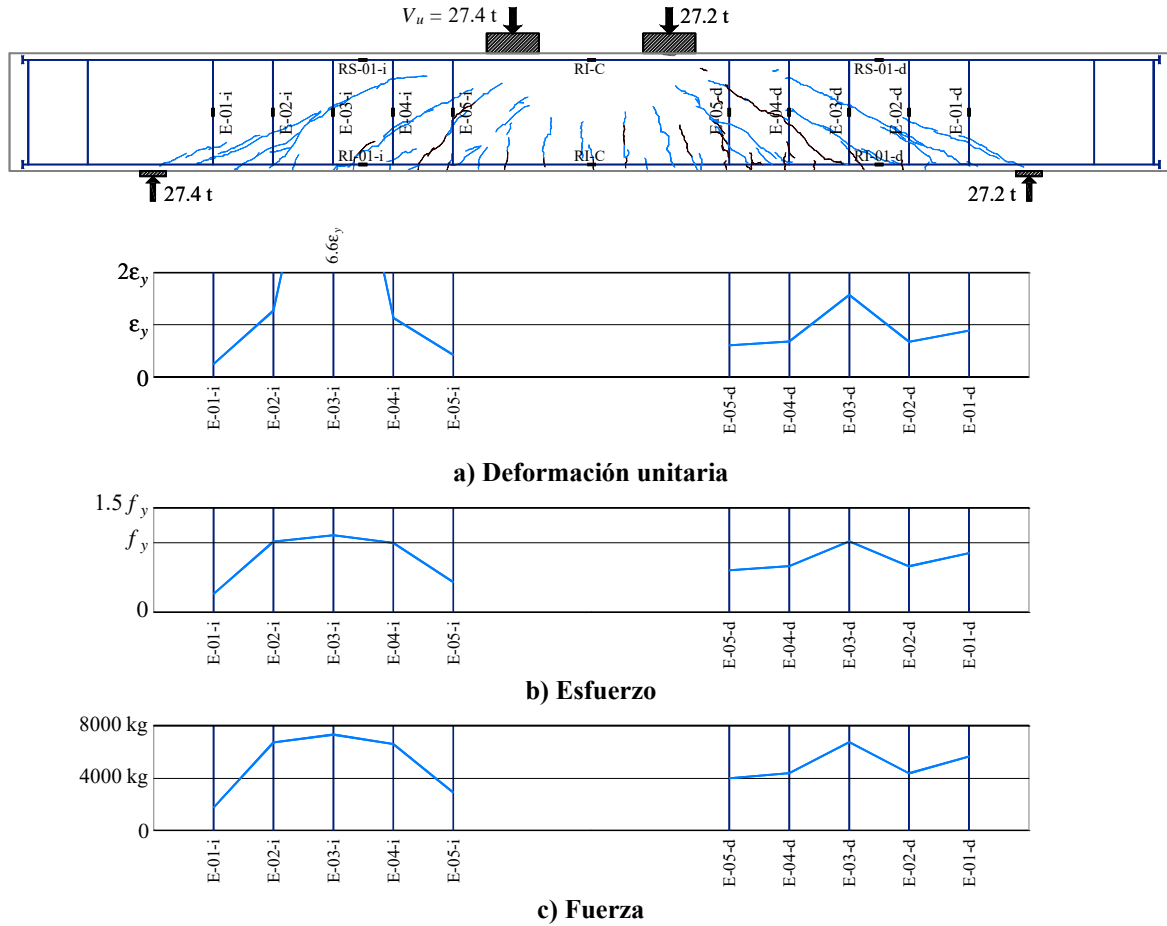


Figura E.56 Demanda experimental a la falla en los estribos, trabe 30-3E-1.0

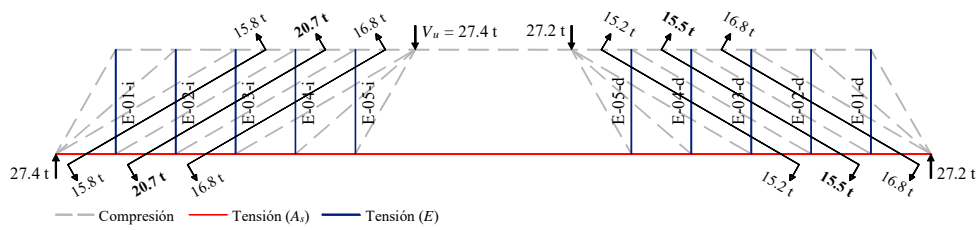


Figura E.57 Resistencia experimental a cortante en regiones B plástica, trabe 30-3E-1.0

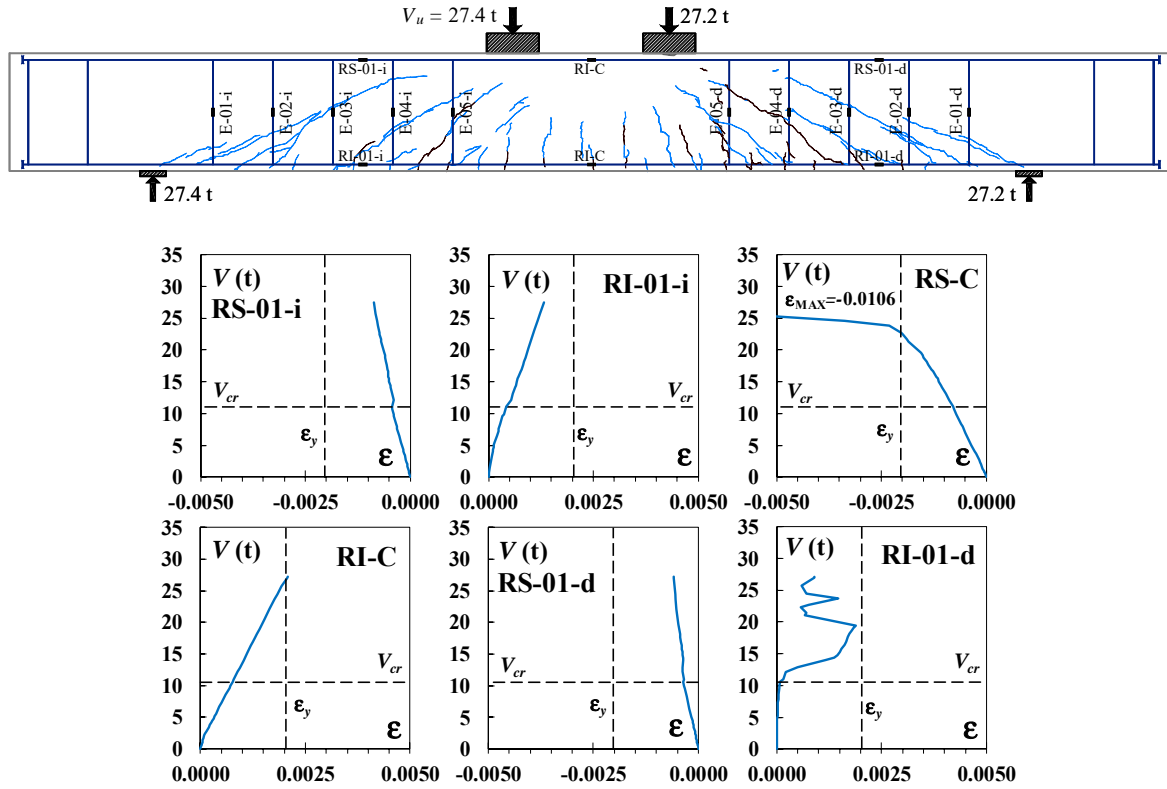


Figura E.58 Respuesta cortante – deformación del refuerzo longitudinal, trabe 30-3E-1.0

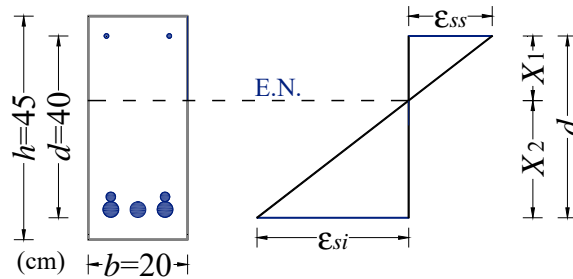
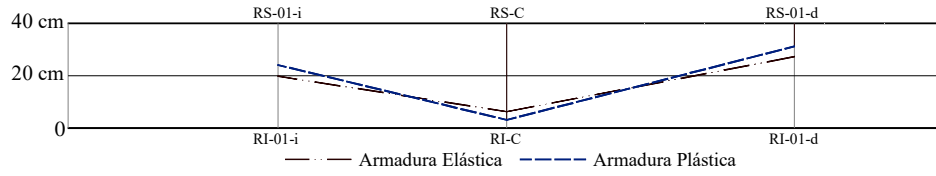


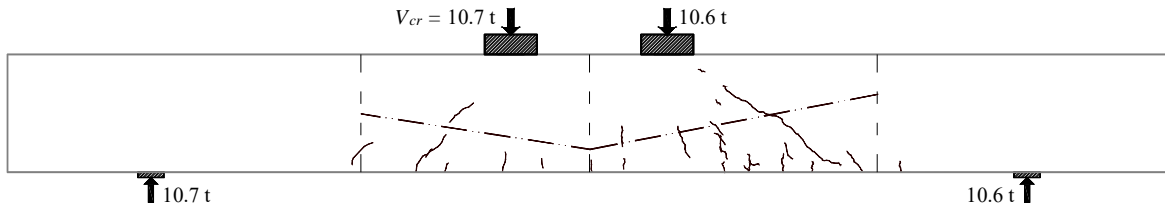
Figura E.59 Cálculo del bloque de compresión, trabe 30-3E-1.0

Tabla E.6 Registros considerados para el cálculo del bloque de compresión, trabe 30-3E-1.0

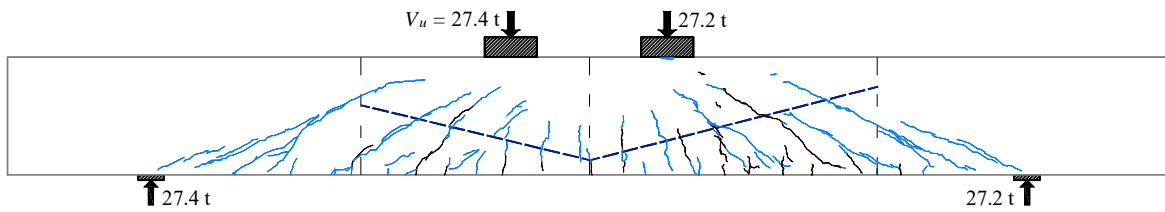
d (cm)	Deformímetro	Primer agrietamiento diagonal			Falla		
		ϵ (mm/mm)	X_1 (cm)	X_2 (cm)	ϵ (mm/mm)	X_1 (cm)	X_2 (cm)
40	RS-01-i	-8.69E-04			-4.32E-04		
40	RI-01-I	1.31E-03	15.93	24.07	4.22E-04	20.23	19.77
40	RS-C	-1.06E-02			-7.97E-04		
40	RI-C	9.00E-04	36.86	3.14	8.54E-05	36.13	3.87
40	RS-01-d	-5.87E-04			-3.58E-04		
40	RI-01-d	2.08E-03	8.82	31.18	7.67E-04	12.74	27.26



a) A partir de las deformaciones unitarias experimentales



b) Sobre el primer agrietamiento diagonal



c) Sobre el agrietamiento de falla

Figura E.60 Estimación del bloque de compresión, trabe 30-3E-1.0

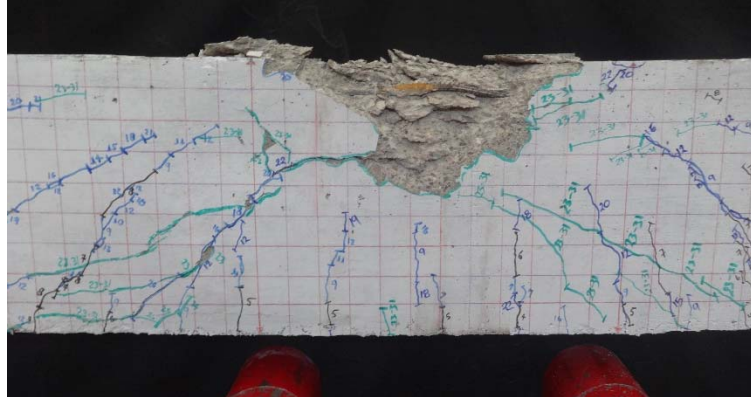


Figura E.61 Mecanismo de colapso, trabe 30-3E-1.0

APÉNDICE F: ESTIMACIÓN DE LA DEFLEXIÓN MÁXIMA Y DIMENSIONAMIENTO DE LOS APOYOS

En este apéndice se explica el planteamiento para estimar el valor del desplazamiento máximo en el centro del claro de las traves. Asimismo, se muestra el diseño de los apoyos de concreto reforzado y las articulaciones usadas durante el ensayo de las traves.

F.1 DEFLEXIÓN MÁXIMA

La deflexión máxima empírica en la muestra (δ_{EMP}) se estimó con la evidencia experimental reportada en Archundia (2013). En este contexto se calculó la distorsión angular de falla por cortante γ_u (ecuación F.1) al involucrar la longitud del claro libre entre apoyos $L=2900$ mm y la deflexión reportada $\delta_u=24.10$ mm del elemento TASC α 1-R1-c, que tenía un ángulo de acartelamiento de tres grados y refuerzo transversal. Lo anterior ya que el elemento prismático TASC α 0-R1-c desarrolló una deflexión $\delta_u=20.42$ mm. En la figura F.1 se ilustran los cálculos indicados.

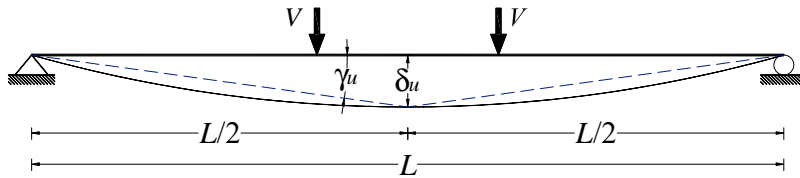


Figura F.1 Cálculo de la distorsión angular de falla

$$\gamma_u = \frac{\frac{\delta_u}{L}}{\frac{L}{2}} = \frac{2\delta_u}{L} = \left[\frac{2(24.10\text{mm})}{2900\text{mm}} = 0.01662 \right] \quad \text{F.1}$$

Del ejercicio se obtuvo una distorsión angular de $\gamma_u=0.01662$ y una ecuación que puede ser escrita en función de la deflexión máxima empírica (δ_{EMP}). Al sustituir el valor de δ_{EMP} por δ_u , como se muestra en la ecuación F.2, se podrá estimar un nivel de desplazamiento en el centro del claro libre entre apoyos en la falla experimental. Los cálculos de δ_{EMP} son reportados en el capítulo cuatro.

$$\gamma_u = \frac{2\delta_{EMP}}{L} = \left[\delta_{EMP} = \frac{0.01662L}{2} \right] \quad \text{F.2}$$

F.2 APOYOS DE CONCRETO

El punto de partida para diseñar los apoyos de concreto fue una altura de $L=95.0$ cm. Esto para ensamblar el esquema experimental y permitir el desplazamiento vertical estimado en las travesas (capítulo cuatro). Los otros parámetros de diseño fueron el ancho de la viga de transferencia $d=70.0$ cm y una carga crítica $P_{cr}=40.0$ t, que corresponde a un valor de seguridad derivado de la resistencia a cortante máxima teórica en las travesas. Considerando estos parámetros, la única incógnita a definir fue el ancho de base b (figura F.2).

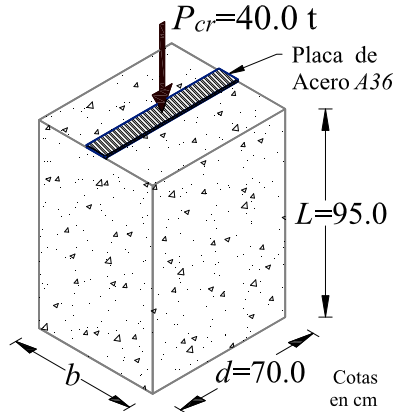


Figura F.2 Apoyos de concreto

Estos parámetros fueron involucrados en el diseño al conceptualizar los apoyos como columnas cortas. En la ecuación F.1 se presenta el cálculo de la carga crítica (P_{cr}) en función del radio de giro (r) y en la ecuación F.2 se despeja el valor de r . Para esta operación se consideró un factor de longitud efectiva $K=1.0$ para columnas con rotación libre y traslación restringida, una altura de $L=95.0$ cm y un módulo de elasticidad E calculado según las NTCC-17. La resistencia a la compresión para este último valor fue de $f'_c=250$ kg/cm².

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \left(8000 \sqrt{250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}\right)}{\left(\frac{1.0(95\text{cm})}{r}\right)^2} = (138.33\text{kg})r^2 \quad \text{F.1}$$

$$r = \sqrt{\frac{40000\text{kg}}{138.33\text{kg}}} = 17.0\text{cm} \quad \text{F.2}$$

El radio de giro r (ecuación F.2) fue asociado al lado débil de la sección transversal, es decir $r=r_y$. Con esta suposición se desarrollaron las variables que definen el valor de r_y (ecuación F.3) y, con ello, se despejó el valor de la base b (ecuación F.4). Las variables involucradas en esta operación son el momento de inercia (I_y) y el área de la sección transversal (A). Ambas variables fueron escritas en función de b .

APÉNDICE F: ESTIMACIÓN DE LA DEFLEXIÓN MÁXIMA Y DIMENSIONAMIENTO DE LOS APOYOS.

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{\left(\frac{b^3(70\text{cm})}{12}\right)}{b(70\text{cm})}} = \sqrt{\frac{b^2}{12}} \quad \text{F.3}$$

$$b = \sqrt{12r_y^2} = \sqrt{12(289\text{cm}^2)} = 58.58\text{cm} \approx 60.0\text{cm} \quad \text{F.4}$$

El criterio para verificar que no se fomentara una falla por cortante o por flexión, en los apoyos, fue la relación de esbeltez. De acuerdo con Timoshenko *et al.* (1998) se evita lo anterior cuando las proporciones en los elementos son tales que se cumple con la ecuación F.5. Del ejercicio, se sostiene que el diseño en los apoyos es adecuado para el esquema experimental.

$$\frac{KL}{r} \leq 30 = \left[\frac{1.0(95\text{cm})}{17.32\text{cm}} = 5.48 \leq 30 \right] \quad (\text{columna corta}) \quad \text{F.5}$$

F.3 RÓTULAS DE ARTICULACIÓN

En la figura F.3 se muestran las articulaciones usadas en las pruebas. Estos mecanismos fueron ensamblados al colocar un *cold rolled*, con un diámetro de $d=7.62$ cm entre dos placas de acero maquinadas con una base de $b=10$ cm y un peralte de $h=2.54$ cm. La superficie cóncava de las placas fue fresada en taller. Estas articulaciones son similares a las reportadas en Archundia (2013).

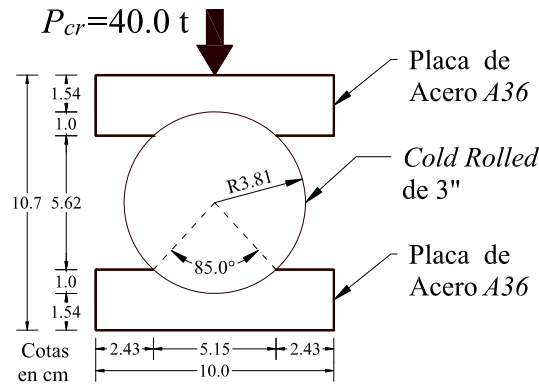


Figura F.3 Mecanismo de articulación

Se analizó la relación entre los esfuerzos en la superficie elíptica y la resistencia de las placas, como sugirió Boresi (2003). A lo anterior, se calculó el parámetro B (ecuación F.6) a partir de los radios del *cold rolled* (R_1) y de las placas (R_2). Para esta operación se consideró que el arco en la superficie fresada tendría el mismo diámetro que el *cold rolled*, es decir, $R_1=R_2=38.1$ mm. Posteriormente, se calculó la variable Δ (ecuación F.7). Ya que las piezas fueron fabricadas con acero grado A36 se consideró un mismo módulo de Poisson para estos elementos ($\nu_1=\nu_2=0.26$). En contraste, el módulo de elasticidad para el *cold rolled* ($E_1=200000$ MPa) y las placas ($E_2=205000$ MPa) fue distinto.

APÉNDICE F: ESTIMACIÓN DE LA DEFLEXIÓN MÁXIMA Y DIMENSIONAMIENTO DE LOS APOYOS.

$$B = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} \right) = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{38.1\text{mm}} + \frac{1}{38.1\text{mm}} \right) = 0.026\text{mm}^{-1} \quad \text{F.6}$$

$$\Delta = \frac{1}{B} \left(\frac{1-v_1^2}{E_1} + \frac{1-v_2^2}{E_2} \right) = \frac{1}{0.026\text{mm}^{-1}} \left(\frac{1-0.26^2}{200000\text{MPa}} + \frac{1-0.26^2}{205000\text{MPa}} \right) = 0.00035 \frac{\text{mm}^3}{\text{N}} \quad \text{F.7}$$

Se despejó el valor de b del esfuerzo de fluencia f_y (ecuación F.8) que está en función del parámetro Δ (ecuación F.7). De este modo se estimó la carga máxima P (ecuación F.9) que soportan las articulaciones. Las variables involucradas en este último cálculo ya fueron definidas a excepción de h que es el peralte de la superficie de contacto elíptica.

$$f_y = \frac{b}{\Delta} = \left[b = \Delta f_y = 0.00035 \frac{\text{mm}^3}{\text{N}} (250\text{MPa}) = 0.088\text{mm} \right] \quad \text{F.8}$$

$$b = \sqrt{\frac{2P\Delta}{h\pi}} = \left[P = \frac{b^2 h \pi}{2\Delta} = \frac{(0.088\text{mm})^2 (100\text{mm}) \pi}{2 \left(0.00035 \frac{\text{mm}^3}{\text{N}} \right)} = 8620\text{kN} \right] \quad \text{F.9}$$

Finalmente, se definió un factor de seguridad ($F.S.$) en función de la carga que puede soportar las placas P (ecuación F.9) y de la carga de seguridad P_{cr} . El valor de P_{cr} es el mismo usado en el diseño de los apoyos de concreto con unidades transformadas. En la ecuación F.10 se calcula el valor de $F.S.$

$$F.S. = \frac{P}{P_{cr}} = \frac{8620.0\text{kN}}{393.0\text{kN}} = 8.77 \quad \text{F.10}$$

APÉNDICE G: CALIBRACIÓN DE LAS CELDAS DE CARGA

En este apéndice se reportan los registros para definir el factor de corrección en las celdas de carga.

G.1 PROCEDIMIENTO

Se aplicó compresión monotónica en las celdas de carga a una velocidad aproximada de 30 t/min. Previo a ello, los equipos fueron sometidos a ciclos de carga y descarga de magnitud baja. Se replicó el sistema de conexión usado durante el ensaye de las traveses (figura G.1). De esta manera se tomaron lecturas a cada incremento de cinco toneladas. La calibración se realizó dos veces: i) previo al inicio de las pruebas experimentales y, ii) una vez concluido los ensayos en las traveses.



Figura G.1 Calibración en proceso

Para definir el factor de corrección ($F.C.$) se calculó la pendiente definida con la carga aplicada por la máquina universal, en las abscisas, y la respuesta de las celdas, en las ordenadas. Los registros de la calibración hecha antes de iniciar el programa experimental son reportados en la tabla G.1 y en la figura G.2 se muestran sus curvas. Finalmente, los registros de la calibración hecha después de ensayar la última trabe son reportados en la tabla G.2 y en la figura G.3 se muestran sus curvas.

(espacio intencionalmente en blanco)

Tabla G.1 Registros de la primera calibración

Carga (t)	Celda	
	Izquierda (t)	Derecha (t)
0.0	0.0	0.0
5.0	194.0	200.0
10.0	391.0	400.0
15.0	587.0	600.0
20.0	786.0	799.0
25.0	983.0	999.0
30.0	1179.0	1199.0
35.0	1377.0	1400.0
40.0	1574.0	1601.0
45.0	1770.0	1802.0
50.0	1966.0	2001.0
F.C.	0.02538	0.02498

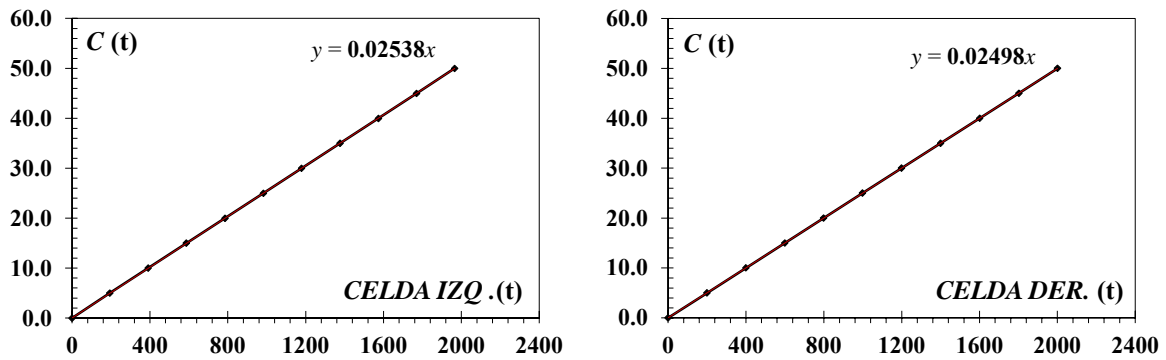


Figura G.2 Primeras curvas de calibración

Tabla G.2 Registros de la segunda calibración

Carga (t)	Celda					
	Izquierda		Promedio	Derecha		Promedio
	Registro 1 (t)	Registro 2 (t)		Registro 1 (t)	Registro 2 (t)	
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5.0	382.0	387.0	384.5	378.0	387.0	382.5
10.0	761.0	771.0	766.0	757.0	771.0	764.0
15.0	1139.0	1155.0	1147.0	1136.0	1154.0	1145.0
20.0	1517.0	1537.0	1527.0	1514.0	1537.0	1525.5
25.0	1894.0	1920.0	1907.0	1892.0	1919.0	1905.5
30.0	2273.0	2302.0	2287.5	2269.0	2302.0	2285.5
35.0	2650.0	2685.0	2667.5	2647.0	2684.0	2665.5
40.0	3027.0	3066.0	3046.5	3024.0	3065.0	3044.5
45.0	3406.0	3448.0	3427.0	3402.0	3447.0	3424.5
50.0	3784.0	3831.0	3807.5	3779.0	3829.0	3804.0
55.0	4161.0	4212.0	4186.5	4157.0	4211.0	4184.0
60.0	4538.0	4593.0	4565.5	4534.0	4592.0	4563.0
65.0	4916.0	4974.0	4945.0	4910.0	4973.0	4941.5
70.0	5293.0	5354.0	5323.5	5289.0	5354.0	5321.5
	F.C.	0.01315		F.C.	0.01316	

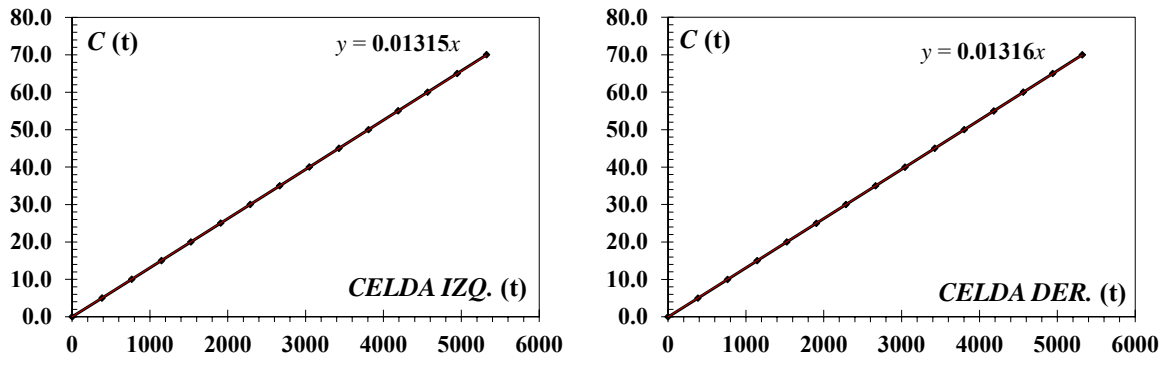


Figura G.3 Segundas curvas de calibración