

01161
17

Universidad Nacional Autónoma de México

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO



**Comportamiento Sísmico de Tres Tipos de
Conexión Viga-Columna de Elementos Prefabricados**

T E S I S
PRESENTADA POR

David Pérez Navarrete

**PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA
(ESTRUCTURAS)**

DIRECTOR: DR. SERGIO M. ALCOCER MARTÍNEZ DE CASTRO

MEXICO, D.F., ENERO DE 2001

287654



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INTRODUCCIÓN

Ante la demanda actual de eficiencia en el diseño y construcción de edificaciones, las estructuras prefabricadas, con la ayuda de elementos presforzados en algunos casos, ofrecen una atractiva opción por su corto tiempo de construcción y por el gran control de calidad a las que están sujetas.

Debido al gran desarrollo que han alcanzado las estructuras prefabricadas y presforzadas, el estudio de las conexiones viga–columna ha sido necesario debido a que en estos puntos se presentan las condiciones más complicadas de diseño y construcción, lo que muchas veces ha conducido a tener soluciones poco prácticas y difíciles de ejecutar. Es importante mencionar que, además, el comportamiento real de estas conexiones viga–columna ante cargas sísmicas no se conoce con toda precisión. En el capítulo uno se exponen algunos criterios de diseño de las conexiones viga–columna de elementos prefabricados, así como una recopilación de los ensayos más recientes.

En este estudio fueron diseñados, construidos y ensayados ante fuerza lateral tres tipos de conexiones viga–columna de elementos prefabricados de concreto a escala natural. En los capítulos 2, 3 y 4 se describen cada uno de los modelos y los resultados obtenidos se comparan contra los de conexiones monolíticas calculadas. Para el ensayo de los especímenes se diseñó un marco de carga que permite aplicar cargas cíclicas pseudoestáticas. Además, los tres especímenes fueron densamente instrumentados con el propósito de conocer las rotaciones del nudo, desplazamientos, cargas y distribución de esfuerzos en diferentes secciones transversales, tanto de las vigas como de la columna.

Los especímenes representaban una conexión viga–columna localizada en el interior de un marco en la planta baja. Para ello, se aislaron la mitad de la altura de las columnas arriba y abajo, y la mitad de la longitud de las vigas en ambas direcciones, portante y rigidez. Se supuso que en los extremos de estos elementos ocurren puntos de inflexión en la envolvente del diagrama de momentos flexionantes. Las conexiones consisten en dejar aberturas o ventanas en la columna prefabricada; por estas ventanas únicamente atraviesa el acero longitudinal de la columna, concentrado en las esquinas de la sección. Posteriormente, las vigas prefabricadas se apoyan en la columna a la altura de dichas ventanas. Las barras de refuerzo para momento positivo (lecho inferior) tienen dobleces a 90° dentro del nudo. En el primer modelo los dobleces sobresalieron de la nariz de la viga prefabricada y en los siguientes modelos los dobleces quedaron dentro de la nariz. A este refuerzo longitudinal inferior se pretende dar continuidad mecánica en forma diferente en cada uno de los tres modelos. El refuerzo para momento negativo es continuo a través del nudo. La junta es finalmente reforzada transversalmente con estribos diseñados para confinar el concreto de la junta.

En el capítulo 5 se comparan los resultados obtenidos de todos los modelos en términos de agrietamiento, envolventes de respuesta, rotaciones en las vigas y degradación de rigidez. Se hace especial énfasis en el comportamiento del anclaje del acero de refuerzo para momento positivo y adicionalmente, se realizó una evaluación del comportamiento de las conexiones bajo un criterio del ACI para conexiones prefabricadas que emulan estructuras monolíticas.

Finalmente, en el capítulo 6 se incluyen las principales conclusiones de los ensayos, así como algunas recomendaciones para el diseño, construcción y empleo de este tipo de conexiones.

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN.....	1
CAPITULO 1 ANTECEDENTES	3
1.1 LA PREFABRICACIÓN.....	3
1.1.1 Ideas para proyectar estructuras prefabricadas	4
1.1.2 Aspectos particulares del diseño de estructuras prefabricadas	4
1.1.3 Consideraciones generales de diseño de conexiones viga–columna.....	5
1.2 ANTECEDENTES.....	5
1.3 CONEXIÓN VIGA–COLUMNA EN ELEMENTOS PREFABRICADOS.....	7
1.3.1 Clasificación de las conexiones prefabricadas	7
1.3.2 Diversidad de modelos de conexiones viga–columna de elementos prefabricados	11
1.3.2.1 Nueva Zelanda	11
1.3.2.2 Japón	13
1.3.2.3 Canadá.....	15
1.3.2.4 Estados Unidos de América.....	16
1.3.2.5 México.....	20
1.3.2.6 Algunos estudios en conexiones monolíticas para ubicar la articulación plástica lejos de la columna.....	22
1.4 DISTINTAS CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE CONEXIONES VIGA–COLUMNA SOMETIDAS A FUERZAS SÍSMICAS.....	23
1.4.1 Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y del Instituto Americano del Concreto	23
1.4.2 Reglamento de Nueva Zelanda	24
1.4.3 Anclajes	24
1.5 MODELO DE PUNTALES Y TENSORES	25
1.6 INDICES PARA EVALUAR EL DESEMPEÑO DE LAS CONEXIONES VIGA-COLUMNA.....	26
1.6.1 Índice de trabajo (I_w)	26
1.6.2 Índice de Energía (D_i).....	27
1.6.3 Índice de Energía de Disipación por Corte (I_{SDE}).....	27
1.6.4 Evaluación de las conexiones con el criterio del ACI ITG/T1.1-99	27
1.7 OBJETIVOS DE ESTUDIO.....	28
CAPITULO 2 MODELO J-E	29
2.1 INTRODUCCIÓN.....	29
2.2 PROGRAMA EXPERIMENTAL	29
2.2.1 Diseño de la columna	30
2.2.1.1 Resistencia a flexocompresión.....	30
2.2.1.2 Resistencia a fuerza cortante.....	32
2.2.2 Diseño de las vigas.....	32
2.2.2.1 Resistencia a flexión	33
2.2.2.2 Resistencia a fuerza cortante.....	33
2.2.3 Revisión del nudo	34
2.2.3.1 Revisión de los estribos de continuidad del refuerzo positivo	36
2.2.4 Configuración del conjunto vigas–columna	36
2.2.4.1 Cálculo de la cortante máxima de entrepiso debido a la falla de nudo	37
2.2.5 Consideraciones de diseño	37
2.2.6 Descripción del modelo	38
2.2.6.1 Columna.....	38
2.2.6.2 Vigas	39
2.3 FABRICACIÓN Y CONSTRUCCIÓN.....	40
2.4 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES Y REVISIÓN DEL MODELO	45
2.4.1 Propiedades de los materiales	45
2.4.2 Revisión del modelo	46
2.5 MARCO DE CARGA.....	46

2.6	INSTRUMENTACIÓN.....	47
2.6.1	Captura de datos	49
2.7	HISTORIA DE DESPLAZAMIENTOS.....	49
2.8	RESULTADOS DEL ENSAYE.....	49
2.8.1	Patrones de agrietamiento.....	50
2.8.2	Instrumentación externa.....	53
2.8.2.1	Distorsión y curva histerética.....	54
2.8.2.2	Rotación y curvatura.....	56
2.8.2.3	Comportamiento histerético fuerza cortante–distorsión.....	56
2.8.2.3	Rotaciones y curvaturas.....	57
2.8.2.4	Deformación angular.....	59
2.8.3	Instrumentación interna.....	60
2.8.3.1	Consideraciones generales sobre el análisis de los deformímetros eléctricos.....	61
2.8.3.2	Deformaciones en las barras de refuerzo.....	61
2.9	ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	66
2.9.1	Mecanismo de Falla.....	66
2.9.2	Envoltentes de respuesta.....	67
2.9.3	Degradación de rigidez.....	68
2.9.4	Fuerza cortante del nudo.....	69
2.9.5	Resistencia a flexión de vigas.....	70
2.10	CONCLUSIONES.....	71
CAPITULO 3 MODELO J-T.....		73
3.1	RESUMEN.....	73
3.2	PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	73
3.2.1	Diseño de la columna.....	74
3.2.1.1	Resistencia a flexocompresión.....	74
3.2.1.2	Resistencia a fuerza cortante.....	75
3.2.2	Diseño de las vigas portantes.....	76
3.2.2.1	Resistencia a flexión.....	76
3.2.2.2	Resistencia a fuerza cortante.....	77
3.2.3	Diseño de las vigas de rigidez.....	77
3.2.3.1	Resistencia a flexión.....	78
3.2.3.2	Resistencia a fuerza cortante.....	78
3.2.4	Revisión del nudo.....	79
3.2.4.1	Revisión del nudo en la dirección portante.....	79
3.2.4.2	Revisión del nudo en la dirección de rigidez.....	81
3.2.4.3	Revisión de la continuidad del refuerzo positivo en el nudo.....	81
3.2.5	Configuración del conjunto vigas–columna.....	83
3.2.5.1	Cálculo de la cortante máxima de entrepiso debido a la falla de nudo.....	83
3.2.6	Consideraciones de diseño.....	84
3.2.6.1	Vigas portantes.....	84
3.2.6.2	Vigas de rigidez.....	84
3.2.7	Descripción del modelo.....	85
3.2.7.1	Columna.....	85
3.2.7.2	Vigas portantes.....	86
3.2.7.3	Vigas de rigidez.....	87
3.3	FABRICACIÓN Y CONSTRUCCIÓN.....	88
3.4	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES Y REVISIÓN DEL MODELO.....	93
3.4.1	Propiedades de los materiales.....	93
3.4.2	Revisión del modelo.....	94
3.5	MARCO DE CARGA.....	94
3.6	INSTRUMENTACIÓN.....	95
3.6.1	Captura de datos.....	97
3.7	HISTORIA DE DESPLAZAMIENTOS.....	97
3.8	RESULTADOS DEL ENSAYE.....	98
3.8.1	Patrones de agrietamiento.....	98
3.8.1.2	Nudo.....	99
3.8.1.2	Vigas portantes.....	101

3.8.1.3	Vigas de rigidez.....	104
3.8.1.4	Agrietamiento general.....	104
3.8.2	Instrumentación externa.....	104
3.8.2.1	Consideraciones generales.....	104
3.8.2.2	Comportamiento histerético fuerza cortante–distorsión.....	107
3.8.2.3	Rotaciones y curvaturas.....	109
3.8.2.4	Deformación angular.....	113
3.8.3	Instrumentación interna.....	114
3.8.3.1	Consideraciones generales sobre el análisis de los deformímetros eléctricos.....	115
3.8.3.2	Deformaciones en las barras de refuerzo.....	116
3.9	ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	128
3.9.1	Mecanismo de Falla.....	128
3.9.2	Envolventes de respuesta.....	130
3.9.3	Degradación de rigidez.....	131
3.9.4	Fuerza cortante del nudo.....	132
3.9.5	Resistencia a flexión de vigas.....	133
3.10	CONCLUSIONES.....	135

CAPITULO 4 MODELO J-AP..... 137

4.1	RESUMEN.....	137
4.2	PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	137
4.2.1	Diseño de la columna.....	138
4.2.1.1	Resistencia a flexocompresión.....	138
4.2.1.2	Resistencia a fuerza cortante.....	140
4.2.2	Diseño de las vigas portantes.....	140
4.2.2.1	Resistencia a flexión.....	142
4.2.2.2	Resistencia a fuerza cortante.....	143
4.2.3	Diseño de las vigas de rigidez.....	145
4.2.3.1	Resistencia a flexión.....	145
4.2.3.2	Resistencia a fuerza cortante.....	147
4.2.4	Revisión del nudo.....	148
4.2.4.1	Revisión del nudo en la dirección portante.....	148
4.2.4.2	Revisión del nudo en la dirección de rigidez.....	149
4.2.4.3	Revisión de la continuidad del refuerzo positivo en el nudo.....	150
4.2.5	Revisión del acero adicional e intermedio en las vigas.....	153
4.2.6	Configuración del conjunto vigas–columna.....	154
4.2.6.1	Cálculo de la cortante máxima de entrepiso debido a la falla de nudo.....	154
4.2.7	Consideraciones de diseño.....	155
4.2.7.1	Vigas portantes.....	155
4.2.7.2	Vigas de rigidez.....	155
4.2.8	Descripción del modelo.....	156
4.2.8.1	Columna.....	156
4.2.8.2	Vigas portantes.....	157
4.2.8.3	Vigas de rigidez.....	158
4.3	FABRICACIÓN Y CONSTRUCCIÓN.....	160
4.4	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES Y REVISIÓN DEL MODELO.....	168
4.4.1	Propiedades de los materiales.....	168
4.4.2	Revisión del modelo.....	169
4.5	MARCO DE CARGA.....	170
4.6	INSTRUMENTACIÓN.....	171
4.6.1	Captura de datos.....	173
4.7	HISTORIA DE DESPLAZAMIENTOS.....	173
4.8	RESULTADOS DEL ENSAYE.....	174
4.8.1	Patrones de agrietamiento.....	174
4.8.1.1	Nudo.....	175
4.8.1.2	Vigas portantes.....	177
4.8.1.3	Vigas de rigidez.....	179
4.8.1.4	Agrietamiento general.....	180
4.8.2	Instrumentación externa.....	180

4.8.2.1	Consideraciones generales.....	180
4.8.2.2	Comportamiento histerético fuerza cortante-distorsión	183
4.8.2.3	Rotaciones y curvaturas.....	186
4.8.2.4	Deformación angular.....	191
4.8.3	Instrumentación interna.....	192
4.8.3.1	Consideraciones generales sobre el análisis de los deformímetros eléctricos.....	193
4.8.3.2	Deformaciones en las barras de refuerzo.....	193
4.9	RESULTADOS DEL ENSAYE.....	208
4.9.1	Mecanismo de Falla.....	208
4.9.1.1	Dirección portante, Este-Oeste	208
4.9.1.2	Dirección de rigidez, Norte-Sur	210
4.9.2	Envolventes de respuesta	211
4.9.3	Degradación de rigidez.....	213
4.9.4	Fuerza cortante del nudo.....	214
4.9.5	Resistencia a flexión de las vigas.....	214
4.10	CONCLUSIONES.....	218
CAPÍTULO 5 COMPARACIÓN DE RESULTADOS.....		221
5.1	GENERAL.....	221
5.2	AGRIETAMIENTO	221
5.3	COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO	223
5.4	CURVATURAS EN LAS VIGAS	226
5.5	ENVOLVENTES DE RESPUESTA.....	229
5.5.1	Dirección portante, este-oeste.....	229
5.5.2	Dirección de rigidez, norte-sur.....	230
5.6	DEGRADACIÓN DE RIGIDEZ.....	230
5.7	ENERGÍA DISIPADA.....	231
5.8	COMPONENTES DE LA DISTORSIÓN.....	233
5.9	MODELOS DE PUNTALES Y TENSORES.....	234
5.10	EVALUACIÓN DE LAS CONEXIONES CON EL CRITERIO DEL ACI ITG/T1.1-99.....	235
5.10.1	Evaluación del modelo J-E.....	237
5.10.2	Evaluación del modelo J-T	238
5.10.3	Evaluación del modelo J-AP.....	239
5.10.4	Comparación de los tres modelos.....	240
CAPÍTULO 6 RESUMEN, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		241
6.1	GENERAL.....	241
6.2	RESUMEN.....	241
6.3	CONCLUSIONES.....	241
6.4	RECOMENDACIONES DE DISEÑO	244
6.4.1	Modelo J-E	244
6.4.1.1	Hipótesis de diseño	244
6.4.1.2	Requisitos para marcos dúctiles	244
6.4.1.3	Diseño de la resistencia al corte del nudo.....	244
6.4.1.4	Diseño de los estribos de continuidad.....	244
6.4.1.5	Rigidez lateral de la estructura.....	245
6.4.2	Modelo J-AP	246
6.4.2.1	Refuerzo longitudinal de las vigas.....	246
6.4.2.2	Resistencia mínima a flexión de columnas	246
6.4.2.3	Uniones viga-columna.....	247
6.4.2.4	Continuidad mecánica en la dirección portante y de rigidez	247
6.5	ESTUDIOS FUTUROS.....	248
REFERENCIAS.....		251
AGRADECIMIENTOS.....		255

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Tipo de conexiones dependiendo de la ubicación de la articulación plástica y de la conexión de los elementos.....	8
Figura 1.2 - Columna prefabricada con cuatro ménsulas cortas.....	9
Figura 1.3 - Columna prefabricada con cuatro ménsulas largas.....	10
Figura 1.4 - Conexión trabe-columna postensada.....	10
Figura 1.5 - Columna prefabricada con ventana.....	10
Figura 1.6 - Conexiones viga-columna más comunes utilizadas en Nueva Zelanda.....	11
Figura 1.7 - Conexión viga-columna ensayada por Bull y Park.....	12
Figura 1.8 - Conexión viga-columna ensayada por Park.....	13
Figura 1.9 - Conexiones viga-columna más comunes utilizadas en Japón.....	13
Figura 1.10 - Conexiones viga-columna ensayadas en Japón.....	14
Figura 1.11 - Conexiones viga-columna ensayadas en Canadá.....	15
Figura 1.12 - Tipos de conexiones viga-columna ensayadas en Universidad de Washington.....	17
Figura 1.13 - Tipos de conexiones viga-columna ensayadas en Universidad de Minnesota.....	18
Figura 1.14 - Curva fuerza lateral contra desplazamiento de conexiones viga-columna con torones o barras para postensar ancladas con un mortero de relleno.....	19
Figura 1.15 - Curva fuerza lateral contra desplazamiento de conexiones viga-columna con torones o barras para postensar no ancladas dentro de los ductos.....	20
Figura 1.16 - Sistema a base de elementos prefabricados desarrollado por Riobóo.....	20
Figura 1.17 - Conexión viga-columna propuesta por Carranza.....	21
Figura 1.18 - Detalle de conexión viga-columna para formar la articulación plástica lejos de la cara de la columna propuesta por Paulay y Priestley.....	22
Figura 1.19 - Detalle de conexión viga-columna para formar la articulación plástica lejos de la cara de la columna propuesta por Abdel-Fattah y Wight.....	22
Figura 1.20 - Congestión de acero en una conexión viga-columna.....	25
Figura 1.21 - Modelo de puntales y tensores típico de una conexión viga-columna de un marco resistente a fuerzas laterales.....	26
Figura 2.1 - Dimensiones generales del modelo J-E.....	30
Figura 2.2 - Diagrama de interacción de la columna.....	31
Figura 2.3 - Diagrama momento-curvatura, para carga axial $N = 0$	31
Figura 2.4 - Diagramas momento-curvatura de la viga.....	33
Figura 2.5 - Refuerzo para fuerza cortante.....	33
Figura 2.6 - Acciones de cortante en el nudo.....	35
Figura 2.7 - Estribos de continuidad del acero de refuerzo positivo de las trabes.....	36
Figura 2.8 - Fuerzas máximas de diseño del modelo J-E.....	37
Figura 2.9 - Geometría y armado de la columna del modelo J-E.....	39
Figura 2.10 - Geometría y armado de las vigas.....	40
Figura 2.11 - Detalles de la unión viga columna.....	40
Figura 2.12 - Armado de la columna.....	41
Figura 2.13 - Construcción de la columna.....	41
Figura 2.14 - Armado de la viga.....	42
Figura 2.15 - Colocación y compactación del concreto de las vigas.....	42
Figura 2.16 - Armado de la conexión, Modelo J-E.....	43
Figura 2.17 - Detalle de los estribos de continuidad, Modelo J-E.....	43
Figura 2.18 - Colado del Modelo J-E.....	44
Figura 2.19 - Modelo J-E terminado.....	44
Figura 2.20 - Acciones y resistencias calculadas con las propiedades reales de los materiales.....	46
Figura 2.21 - Marco de carga.....	47
Figura 2.22 - Instrumentación interna.....	48
Figura 2.23 - Instrumentación externa.....	48
Figura 2.24 - Historia de distorsiones.....	49
Figura 2.25 - Agrietamiento, 0.5% de distorsión.....	50

Figura 2.26 - Agrietamiento, 1.5% de distorsión.....	50
Figura 2.27 - Agrietamiento, 2.0% de distorsión.....	51
Figura 2.28 - Agrietamiento, 2.5% de distorsión.....	51
Figura 2.29 - Agrietamiento, 3.0% de distorsión.....	52
Figura 2.30 - Agrietamiento, 3.5% de distorsión.....	52
Figura 2.31 - Desconchamiento de la parte posterior del nudo y agrietamiento descubierto durante la demolición del modelo J-E.....	53
Figura 2.32 - Definición de distorsión.....	54
Figura 2.33 - Componentes principales de la distorsión.....	55
Figura 2.34 - Deformación angular del nudo.....	55
Figura 2.35 - Regiones establecidas para el cálculo de rotaciones y curvaturas.....	56
Figura 2.36 - Curva fuerza lateral–distorsión.....	57
Figura 2.37 - Curvas fuerza lateral–rotación.....	58
Figura 2.38 - Distribución de curvaturas en la longitud de la viga este.....	59
Figura 2.39 - Deformación angular del nudo.....	60
Figura 2.40 - Contribución del nudo a la deformación total.....	60
Figura 2.41 - Curva esfuerzo–deformación idealizada para el comportamiento del acero de refuerzo grado 42 ante carga cíclica.....	61
Figura 2.42 - Deformímetros que registraron fluencias del refuerzo longitudinal, transversal y de continuidad.....	62
Figura 2.43 - Deformaciones en el acero de refuerzo del lecho superior.....	63
Figura 2.44 - Deformaciones en el acero de refuerzo del lecho superior.....	63
Figura 2.45 - Esfuerzos en el acero de refuerzo del lecho superior.....	64
Figura 2.46 - Esfuerzos en el acero de refuerzo del lecho superior.....	64
Figura 2.47 - Deformaciones en el acero de refuerzo del lecho inferior.....	65
Figura 2.48 - Deformaciones en los estribos de continuidad.....	66
Figura 2.49 - Curva histerética con secuencia de fluencias.....	67
Figura 2.50 - Envoltentes de respuesta.....	68
Figura 2.51 - Degradación de rigidez de ciclo del modelo J-E.....	69
Figura 2.52 - Cortante máxima de entrepiso debida a la falla del nudo.....	69
Figura 2.53 - Diferencia del brazo de palanca.....	70
Figura 2.54 - Momentos calculados y registrados.....	71
Figura 3.1 - Dimensiones generales del modelo J-T.....	73
Figura 3.2 - Diagrama de interacción de la columna.....	74
Figura 3.3 - Diagrama momento–curvatura, para carga axial $N = 0$	75
Figura 3.4 - Diagramas momento curvatura de las vigas portantes.....	76
Figura 3.5 - Refuerzo para fuerza cortante en las vigas portantes.....	77
Figura 3.6 - Diagramas momento curvatura de las vigas de rigidez.....	78
Figura 3.7 - Refuerzo para fuerza cortante en las vigas de rigidez.....	78
Figura 3.8 - Acciones de cortante en el nudo.....	80
Figura 3.9 - Continuidad del acero de refuerzo positivo de las trabes.....	82
Figura 3.10 - Fuerzas máximas de diseño del modelo J-T.....	83
Figura 3.11 - Geometría y armado de la columna del modelo J-T.....	85
Figura 3.12 - Geometría y armado de las vigas portantes.....	86
Figura 3.13 - Detalles de la unión viga columna.....	87
Figura 3.14 - Geometría y armado de las vigas de rigidez.....	87
Figura 3.15 - Armado de la columna.....	89
Figura 3.16 - Construcción de la columna.....	88
Figura 3.17 - Armado de la viga portante.....	89
Figura 3.18 - Colocación y compactación del concreto de la viga portante.....	89
Figura 3.19 - Armado de la viga de rigidez.....	90
Figura 3.20 - Colocación y compactación del concreto de la viga de rigidez.....	90
Figura 3.21 - Armado final de la conexión, Modelo J-T.....	91
Figura 3.22 - Detalle del perno de continuidad, Modelo J-T.....	91

Figura 3.23 – Colado del Modelo J-T.....	92
Figura 2.24 – Modelo J-T terminado.....	92
Figura 3.25 – Acciones y resistencias calculadas con las propiedades reales de los materiales.....	94
Figura 3.26 – Marco de carga.....	95
Figura 3.27 – Instrumentación interna de las vigas portantes.....	95
Figura 3.28 – Instrumentación interna de las vigas de rigidez.....	96
Figura 3.29 – Instrumentación externa.....	96
Figura 3.30 – Instrumentación externa del nudo.....	97
Figura 3.31 – Historia de distorsiones.....	98
Figura 3.32 – Agrietamiento, 0.25% de distorsión.....	98
Figura 3.33 – Agrietamiento, 0.5% de distorsión.....	99
Figura 3.34 – Agrietamiento, 1.0% de distorsión.....	99
Figura 3.35 – Agrietamiento, 1.5% de distorsión.....	100
Figura 3.36 – Agrietamiento, 2.0% de distorsión.....	101
Figura 3.37 – Agrietamiento, 2.5% de distorsión.....	102
Figura 3.38 – Agrietamiento, 3.0% de distorsión.....	102
Figura 3.39 – Agrietamiento, 3.5% de distorsión.....	103
Figura 3.40 – Desconchamiento del nudo.....	103
Figura 3.41 – Definición de distorsión.....	104
Figura 3.42 – Componentes principales de la distorsión.....	105
Figura 3.43 – Deformación angular del nudo en la dirección portante.....	106
Figura 3.44 – Regiones establecidas para el cálculo de rotaciones y curvaturas.....	107
Figura 3.45 – Curva fuerza lateral–distorsión, E-O.....	108
Figura 3.46 – Curva fuerza lateral–distorsión, N-O.....	109
Figura 3.47 – Curvas fuerza lateral–rotación, E-O.....	110
Figura 3.48 – Distribución de curvaturas en la longitud de la viga este.....	111
Figura 3.49 – Curvas fuerza lateral–rotación, N-S.....	112
Figura 3.50 – Distribución de curvaturas en la longitud de la viga norte.....	113
Figura 3.51 – Deformación angular del nudo, E-O.....	114
Figura 3.52 – Contribución del nudo a la deformación total.....	114
Figura 3.53 – Curva esfuerzo–deformación idealizada para el comportamiento del acero de refuerzo grado 42 ante carga cíclica.....	115
Figura 3.54 – Curva elasto–plástica idealizada del comportamiento del acero de presfuerzo ante carga cíclica.....	116
Figura 3.55 – Deformímetros que registraron fluencias del refuerzo longitudinal, transversal y de continuidad, en la dirección portante.....	117
Figura 3.56 – Deformaciones en el acero de refuerzo del lecho superior, E-O.....	118
Figura 3.57 – Torsión en las vigas debidas al marco de carga.....	118
Figura 3.58 – Esfuerzos en el acero de refuerzo del lecho superior, E-O.....	119
Figura 3.59 – Deformaciones en el acero de refuerzo del lecho inferior, E-O.....	120
Figura 3.60 – Deformaciones en el acero de presfuerzo del lecho inferior, E-O.....	120
Figura 3.61 – Esfuerzos en el acero de refuerzo del lecho inferior, E-O.....	121
Figura 3.62 – Esfuerzos en el acero de presfuerzo del lecho inferior, E-O.....	121
Figura 3.63 – Deformímetros que registraron fluencias del refuerzo longitudinal, transversal y de continuidad, en la dirección de rigidez.....	122
Figura 3.64 – Deformaciones en el acero de refuerzo del lecho superior, N-S.....	123
Figura 3.65 – Deformaciones en el acero de refuerzo del lecho inferior, N-S.....	123
Figura 3.66 – Deformaciones en el acero de presfuerzo del lecho inferior, N-S.....	124
Figura 3.67 – Esfuerzos en el acero de refuerzo del lecho superior, N-S.....	124
Figura 3.68 – Esfuerzos en el acero de refuerzo del lecho inferior, N-S.....	125
Figura 3.69 – Esfuerzos en el acero de presfuerzo del lecho inferior, N-S.....	125
Figura 3.70 – Deformímetros en el perno de continuidad, dirección de rigidez.....	126
Figura 3.71 – Deformímetros en el perno de continuidad, dirección portante.....	127
Figura 3.72 – Deformaciones en la dirección N-S, perno de continuidad.....	127

Figura 3.73 – Curva histerética con secuencia de fluencias, E-O.....	128
Figura 3.74 – Curva histerética con secuencia de fluencias, N-S.....	129
Figura 3.75 – Envolventes de respuesta, E-O.....	130
Figura 3.76 – Envolventes de respuesta, N-S.....	131
Figura 3.77 – Degradación de rigidez de ciclo del modelo J-T.....	132
Figura 3.78 – Cortante máxima de entrepiso debida a la falla del nudo.....	132
Figura 3.79 – Comportamiento del acero del lecho inferior.....	133
Figura 3.80 – Momentos calculados y registrados, Viga este.....	134
Figura 3.81 – Momentos calculados y registrados, Viga norte.....	135
Figura 4.1 – Dimensiones generales del modelo J-AP.....	138
Figura 4.2 – Diagrama de interacción de la columna.....	139
Figura 4.3 – Diagrama momento–curvatura, para carga axial $N = 0$	139
Figura 4.4 – Procedimiento de diseño de articulaciones plásticas alejadas de la cara de la columna.....	141
Figura 4.5 – Diagramas momento curvatura de las vigas portantes en la sección 1.....	142
Figura 4.6 – Diagramas momento curvatura de las vigas portantes en la sección 2.....	142
Figura 4.7 – Distribución de momentos actuantes y resistentes a lo largo de la viga portante.....	143
Figura 4.8 – Refuerzo para fuerza cortante en las vigas portantes.....	144
Figura 4.9 – Diagramas momento curvatura de la viga de rigidez (sección 1).....	145
Figura 4.10 – Diagramas momento curvatura de la viga de rigidez (sección 2).....	146
Figura 4.11 – Distribución de momentos actuantes y resistentes a lo largo de la viga de rigidez.....	146
Figura 4.12 – Refuerzo para fuerza cortante en las vigas de rigidez.....	147
Figura 4.13 – Acciones de cortante en el nudo.....	148
Figura 4.14 – Continuidad del acero de refuerzo positivo de las trabes portantes.....	150
Figura 4.15 – Continuidad del acero de refuerzo positivo de las trabes de rigidez.....	152
Figura 4.16 – Refuerzo adicional e intermedio.....	153
Figura 4.17 – Fuerzas máximas de diseño del modelo J-AP.....	154
Figura 4.18 – Geometría y armado de la columna del modelo J-AP.....	156
Figura 4.19 – Geometría y armado de las vigas portantes.....	157
Figura 4.20 – Detalles de la unión viga columna, dirección portante.....	158
Figura 4.21 – Geometría y armado de las vigas de rigidez.....	159
Figura 4.22 – Detalles de la unión viga columna, dirección de rigidez.....	160
Figura 4.23 – Armado de la columna.....	161
Figura 4.24 – Construcción de la columna.....	161
Figura 4.25 – Armado de la viga portante.....	162
Figura 4.26 – Colocación y compactación del concreto de la viga portante.....	162
Figura 4.27 – Armado de la viga de rigidez.....	163
Figura 4.28 – Colocación y compactación del concreto de la viga de rigidez.....	163
Figura 4.29 – Montaje del modelo J-AP en el LEG.....	164
Figura 4.30 – Continuidad de las vigas de rigidez, N-S.....	164
Figura 4.31 – Extracción de los estribos largos.....	165
Figura 4.32 – Colocación del refuerzo de continuidad y barras adicionales e intermedias.....	165
Figura 4.33 – Armado final de las vigas portantes.....	166
Figura 4.34 – Armado final de la conexión, Modelo J-AP.....	166
Figura 4.35 – Colado en LEG del Modelo J-AP.....	167
Figura 2.36 – Modelo J-AP terminado.....	167
Figura 4.37 – Acciones y resistencias calculadas con las propiedades reales de los materiales.....	169
Figura 4.38 – Marco de carga.....	170
Figura 4.39 – Instrumentación interna de las vigas portantes.....	171
Figura 4.40 – Instrumentación interna de las vigas de rigidez.....	171
Figura 4.41 – Instrumentación externa.....	172
Figura 4.42 – Instrumentación externa del nudo.....	172
Figura 4.43 – Historia de distorsiones.....	173
Figura 4.44 – Agrietamiento, 0.25% de distorsión.....	174
Figura 4.45 – Agrietamiento, 0.5% de distorsión.....	175

Figura 4.46 – Agrietamiento, 1.0% de distorsión	176
Figura 4.47 – Agrietamiento, 1.5% de distorsión	176
Figura 4.48 – Agrietamiento, 2.0% de distorsión	178
Figura 4.49 – Agrietamiento, 2.5% de distorsión	178
Figura 4.50 – Agrietamiento, 3.0% de distorsión	179
Figura 4.51 – Agrietamiento, 3.5% de distorsión	179
Figura 4.52 – Formación de articulaciones plásticas en las vigas oeste y norte	180
Figura 4.53 – Definición de distorsión	181
Figura 4.54 – Componentes principales de la distorsión	182
Figura 4.55 – Deformación angular del nudo en la dirección portante.....	182
Figura 4.56 – Regiones establecidas para el cálculo de rotaciones y curvaturas	183
Figura 4.57 – Curva fuerza lateral–distorsión, E-O.....	184
Figura 4.58 – Curva fuerza lateral–distorsión, N-O	185
Figura 4.59 – Curvas fuerza lateral–rotación, E-O	186
Figura 4.60 – Localización de las articulaciones plásticas en la dirección portante, este–oeste.....	187
Figura 4.61 – Distribución de curvaturas en la longitud de la viga este	188
Figura 4.62 – Curvas fuerza lateral–rotación, N-S	189
Figura 4.63 – Distribución de curvaturas en la longitud de la viga norte	190
Figura 4.64 – Distribución de momentos a lo largo de las vigas.....	191
Figura 4.65 – Deformación angular del nudo, E-O	192
Figura 4.66 – Deformación angular del nudo, N-S.....	192
Figura 4.67 – Curva esfuerzo–deformación idealizada para el comportamiento del acero de refuerzo grado 42 ante carga cíclica	193
Figura 4.68 – Deformímetros que registraron fluencias del refuerzo longitudinal, transversal y de continuidad, en la dirección portante	194
Figura 4.69 – Deformaciones en el acero de refuerzo del lecho superior, E-O	195
Figura 4.70 – Esfuerzos en el acero de refuerzo del lecho superior, E-O.....	196
Figura 4.71 – Torsión en las vigas debidas al marco de carga.....	196
Figura 4.72 – Deformaciones en el acero de refuerzo del lecho inferior, E-O	197
Figura 4.73 – Deformaciones en el refuerzo de continuidad del lecho inferior, E-O.....	198
Figura 4.74 – Esfuerzos en el acero de refuerzo del lecho inferior, E-O.....	199
Figura 4.75 – Esfuerzos en el acero de presfuerzo del lecho inferior, E-O	199
Figura 4.76 – Deformaciones en las barras intermedias y adicionales del lecho superior, E-O	200
Figura 4.77 – Esfuerzos en las barras intermedias y adicionales del lecho superior, E-O.....	201
Figura 4.78 – Deformímetros que registraron fluencias del refuerzo longitudinal, transversal y de continuidad, en la dirección de rigidez.....	202
Figura 4.79 – Deformaciones en el acero de refuerzo del lecho superior, N-S	203
Figura 4.80 – Deformaciones en el acero de refuerzo del lecho inferior, N-S.....	204
Figura 4.81 – Deformaciones en el acero de presfuerzo del lecho inferior, N-S.....	204
Figura 4.82 – Esfuerzos en el acero de refuerzo del lecho superior, N-S.....	205
Figura 4.83 – Esfuerzos en el acero de refuerzo del lecho inferior, N-S.....	205
Figura 4.84 – Esfuerzos en el acero de presfuerzo del lecho inferior, N-S.....	206
Figura 4.85 – Deformímetros en el perno de continuidad	207
Figura 4.86 – Deformaciones en la dirección N-S, perno de continuidad	207
Figura 4.87 – Perno de continuidad deformado.....	208
Figura 4.88 – Curva histerética con secuencia de fluencias, E-O.....	209
Figura 4.89 – Curva histerética con secuencia de fluencias, N-S.....	210
Figura 4.90 – Envoltentes de respuesta, E-O.....	212
Figura 4.91 – Envoltentes de respuesta, N-S.....	212
Figura 4.92 – Degradación de rigidez de ciclo del modelo J-AP.....	213
Figura 4.93 – Cortante máxima de entrepiso debida a la falla del nudo	214
Figura 4.94 – Momentos en las vigas debidos a una mayor distancia de la articulación plástica.....	215
Figura 4.95 – Momentos calculados y registrados, Viga este sección 2	216
Figura 4.96 – Momentos calculados y registrados, Viga este sección 1	216

Figura 4.97 – Momentos calculados y registrados, Viga norte sección 2	217
Figura 4.98 – Momentos calculados y registrados, Viga norte sección 1	217
Figura 5.1 - Agrietamiento final E-O, modelo J-E	221
Figura 5.2 - Agrietamiento final E-O, modelo J-T	221
Figura 5.3 - Agrietamiento final E-O, modelo J-AP	222
Figura 5.4 - Agrietamiento final N-S, modelo J-T	222
Figura 5.5 - Agrietamiento final N-S, modelo J-AP	222
Figura 5.6 - Curva fuerza lateral–distorsión del modelo J-E, dirección portante	223
Figura 5.7 - Curva fuerza lateral–distorsión del modelo J-T, dirección portante	224
Figura 5.8 - Curva fuerza lateral–distorsión del modelo J-AP, dirección portante	224
Figura 5.9 - Curva fuerza lateral–distorsión del modelo J-T, dirección de rigidez	225
Figura 5.10 - Curva fuerza lateral–distorsión del modelo J-AP, dirección de rigidez	225
Figura 5.11 - Curvaturas positivas en la viga este de los tres modelos	226
Figura 5.12 - Curvaturas negativas en la viga este de los tres modelos	227
Figura 5.13 - Curvaturas positivas en la viga norte de los modelos J-T y J-AP	228
Figura 5.14 - Curvaturas negativas en la viga norte de los modelos J-T y J-AP	228
Figura 5.15 - Envolventes de respuesta, dirección portante	229
Figura 5.16 - Envolventes de respuesta, dirección de rigidez	230
Figura 5.17 - Degradación de rigidez	231
Figura 5.18 - Energía disipada acumulada, dirección portante	232
Figura 5.19 - Energía disipada acumulada, dirección de rigidez	232
Figura 5.20 - Componentes de la distorsión en cada modelo	233
Figura 5.21 - Modelo de puntales y tensores del nudo, modelo J-E	234
Figura 5.22 - Modelo de puntales y tensores del nudo, modelo J-T	235
Figura 5.23 - Requisitos del ACI-ITG I. 1-99	236
Figura 5.24 - Porcentaje de energía disipada	237
Figura 5.25 - Rigidez para distorsión a 0% de un lazo mayor o igual a 3.5% de distorsión	237
Figura 5.26 - Rigidez mínima para el tercer ciclo a 3.5% de distorsión, modelo J-E	238
Figura 5.27 - Rigidez mínima para el tercer ciclo a 3.5% de distorsión, modelo J-T	239
Figura 5.28 - Rigidez mínima para el tercer ciclo a 3.5% de distorsión, modelo J-AP	240
Figura 6.1 - Detalle de continuidad mecánica	245
Figura 6.2 - Área de acero en los estribos de continuidad	245
Figura 6.3 - Marcos dúctiles con articulaciones alejadas de la cara de la columna	247
Figura 6.4 - Detalle de la continuidad mecánica en ambas direcciones, modelo J-AP	248

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1 - Propiedades medidas del concreto	45
Tabla 2.2 - Propiedades medidas del acero de refuerzo.....	45
Tabla 2.3 - Resistencias de los elementos.....	46
Tabla 2.4 - Anchuras de grietas	53
Tabla 2.5 - Resistencias a flexión medidas y calculadas	70
Tabla 3.1 - Propiedades medidas del concreto.....	93
Tabla 3.2 - Propiedades medidas del acero de refuerzo	93
Tabla 3.3 - Resistencias de los elementos.....	94
Tabla 3.4 - Anchuras de grietas	101
Tabla 3.5 - Resistencias a flexión medidas y calculadas.....	134
Tabla 4.1 - Momentos resistentes y actuantes.....	143
Tabla 4.2 - Momentos resistentes y actuantes.....	147
Tabla 4.3 - Propiedades medidas del concreto.....	168
Tabla 4.4 - Propiedades medidas del acero de refuerzo	168
Tabla 4.5 - Resistencias de los elementos.....	169
Tabla 4.6 - Relaciones entre los momentos actuantes y resistentes calculados con las propiedades reales de los materiales	170
Tabla 4.7 - Resistencias a flexión medidas y calculadas, en la sección 2	214
Tabla 4.8 - Resistencias a flexión medidas y calculadas en la sección 1	215

CAPITULO 1

ANTECEDENTES

1.1 LA PREFABRICACIÓN

La prefabricación es un sistema constructivo basado en la elaboración de elementos estructurales en posición distinta de la que tendrán en la estructura terminada; este concepto incluye: las estructuras construidas completamente con elementos prefabricados en plantas y posteriormente montadas en el lugar y estructuras mixtas en las que se combinan elementos prefabricados con elementos colados en el sitio.

Las estructuras prefabricadas presentan algunas ventajas como:

- a) Economía en cimbra y obra. Esta economía será mayor mientras mayores sean los claros en las vigas y cuando existen varias estructuras distintas que se puedan formar con los mismos tamaños de piezas estándar.
- b) Economía en mano de obra. El empleo de sistemas de producción en serie y la mecanización, tanto de la fabricación de los elementos como de su montaje, reducen los tiempos muertos y, por lo tanto, los costos.
- c) Economía en los materiales. Con la utilización de sistemas de control de calidad se obtiene un eficiente consumo de materiales con lo que se puede obtener mejores resistencias a un menor costo.
- d) Gran calidad. El uso de pruebas de materiales y un control de calidad muy exigente puede ser empleado en las plantas para garantizar la calidad de las piezas prefabricadas.
- e) Rapidez de ejecución. Los tiempos de ejecución se reducen, pues se pueden traslapar las distintas etapas de la construcción, además, la limpieza que caracteriza a las obras prefabricadas facilita el inicio de trabajos de acabados como albañilería, instalaciones eléctricas, etc.

Sin embargo, no todo es alentador si no que se presentan algunas desventajas que deben ser tomadas en consideración:

- a) Necesidad de invertir en equipo especial. Se requiere de equipo especial para poder fabricar una sola pieza, como por ejemplo, el molde.
- b) Dificultad en el diseño de juntas y conexiones. Este es el principal problema en las estructuras prefabricadas, sobre todo cuando se trata de dar continuidad a una estructura para que su comportamiento sea semejante a las coladas monolíticamente.
- c) Escasez de rigidez. En estructuras a base de vigas y columnas siempre constituye un problema lograr una rigidez adecuada debido a la falta de continuidad, propio de las piezas fabricadas aisladamente.
- d) Una supervisión cuidadosa, sobre todo en las dimensiones de las piezas y en la construcción de las juntas.
- e) Necesidad de programar y de proyectar con detalle. El éxito de un proyecto está basado en un buen programa de prefabricación, así como en estudios y proyectos relativamente costosos.
- f) Pérdida por rotura de elementos durante el transporte y montaje de las piezas.
- g) Necesidad de prever con anticipación la colocación de ductos para instalaciones y otros detalles constructivos.

1.1.1 Ideas para proyectar estructuras prefabricadas

Las modalidades básicas usuales de prefabricación son las siguientes:

- a) Formar estructuras a base de elementos prefabricados estandarizados que se ligan entre sí mediante juntas que proporcionan un grado variable de continuidad.
- b) Utilizar elementos prefabricados que se combinan con un colado en el lugar.
- c) Concebir la estructura como descompuesta en porciones y que se prefabrican conservando la naturaleza monolítica de la estructura como fue originalmente concebida.

Cualquiera que sea la modalidad escogida, la meta del proyectista es lograr una estructura que conserve las ventajas de la continuidad de las estructuras de concreto reforzado convencionales y que permita la aplicación de métodos de construcción industrializados.

Es importante mencionar que el proyectista deberá tener en cuenta el peso y la forma de transporte de las piezas diseñadas con el fin de poder hacer más eficiente el trabajo de traslado y montaje. Puede decirse que el éxito de la prefabricación se basa no solamente en la realización de un diseño técnicamente correcto sino en una programación adecuada del proceso constructivo en conjunción con el empleo de procedimientos de fabricación en serie.

1.1.2 Aspectos particulares del diseño de estructuras prefabricadas

Los problemas de diseño que debe resolver el proyectista de estructuras prefabricadas difieren de los problemas que se suelen encontrar en el análisis y proyecto de estructuras convencionales de concreto reforzado.

a) Tipo de estructuración

1. Edificios isostáticos unidos por conexiones que no proporcionen continuidad. Por ejemplo, marcos que por medio de columnas empotradas en la cimentación sostienen travesaños libremente apoyadas. Estos marcos se emplean en edificios bajo cargas laterales muy pequeñas o para naves industriales.
2. Estructuras a base de vigas y columnas rigidizadas por muros. Los elementos pueden ser colados en el lugar o prefabricadas en alguna planta especial. En este caso se supone que las fuerzas horizontales que debe resistir la estructura son absorbidas por los muros, por lo que es posible diseñar las columnas y las vigas como elementos isostáticos, teniendo en cuenta que los sistemas de piso deben funcionar como diafragmas. Con ello se logran juntas entre vigas y columnas sencillas que no requieren de un alto nivel de continuidad.
3. Estructuras a base de marcos continuos en los cuales las vigas y las columnas se diseñan para resistir fuerzas laterales. Este caso es más complicado que los anteriores porque se requiere del diseño de conexiones viga-columna que garanticen la continuidad de los elementos.

b) Características de las juntas

Este es uno de los aspectos más difíciles del proyecto de estructuras a base de prefabricados y muchas veces las ventajas de los prefabricados quedan anuladas por un diseño defectuoso de las juntas. A continuación se presentan algunos de los requisitos que deben cumplir las conexiones prefabricadas.

1. Precisión geométrica aceptable. Considerando tolerancias para evitar un aumento de costo en el montaje.
2. Estabilidad durante el montaje. Tratar que los elementos se sujeten de alguna manera para evitar la instalación de obras falsas mientras se ejecutan las ligas.
3. Sencillez. Mientras más sencilla sea una conexión el peligro de que presente algún defecto durante el montaje se reduce. También el personal necesario para realizarla será menor.
4. Continuidad. Si se emplean juntas que proporcionen continuidad estructural se puede considerar una reducción en las dimensiones de las piezas prefabricadas, en consecuencia, se presenta un ahorro económico debido a que la estructura se podría modelar como una estructura continua.

5. La economía. El costo de las juntas puede representar una parte importante del costo total de la estructura prefabricada, por lo que el proyectista deberá tener en cuenta el costo de los materiales que la forman (placas de acero, pernos, morteros especiales, etc.), costo de la mano de obra, costo del equipo de montaje, costo de proveer a la junta resistencia al fuego o al intemperismo y finalmente, estética.

1.1.3 Consideraciones generales de diseño de conexiones viga-columna

El diseño y detallado de las conexiones en estructuras prefabricadas requiere de un estudio especializado. En muchos casos, las conexiones representan una discontinuidad en las propiedades de los materiales de la estructura. Típicamente, los elementos prefabricados son mucho más rígidos que las conexiones que los unen, resultando en un cambio abrupto en el comportamiento de las conexiones. Este efecto puede ser significativo para determinar la magnitud de las fuerzas que se transfieren a través del nudo de un elemento a otro, así como para el cálculo de las distorsiones de entrepiso y, algunas veces, las deflexiones al centro del claro de las vigas.

Cuando las conexiones están sujetas a cargas cíclicas (inversión de esfuerzos o a condiciones sísmicas), las conexiones deben diseñarse para tener un comportamiento dúctil. A pesar de que las placas de conexión o las barras de refuerzo pueden tener un comportamiento dúctil, es común que las soldaduras que las unen no, y por lo tanto, el tamaño de la soldadura debe aumentarse para evitar fallas frágiles. Es muy común el uso de ménsulas en el diseño de conexiones prefabricadas.

Resumiendo, en el diseño de las conexiones se debe considerar: el desempeño confiable bajo cargas gravitacionales, de viento y sísmicas; la fabricación y procedimientos de montaje que tomen en cuenta el impacto económico; el efecto de los cambios volumétricos entre los elementos de soporte y las cubiertas; los efectos producidos por movimientos; y la protección contra corrosión y fuego.

Los planos de diseño deben incluir información relativa a la fabricación, almacenamiento, embalaje y colocación en obra de los elementos; adicionalmente se deben incluir los siguientes puntos:

- Resistencia del concreto al momento de descimbrar, al presforzar y a los 28 días.
- Cuidados en el manejo y procedimientos de montaje.
- Deflexión inicial y final de los elementos presforzados.

1.2 ANTECEDENTES

El ingeniero estructurista involucrado en el diseño, análisis, prefabricación, transporte y montaje de una estructura reticular prefabricada de concreto, tiene un gran reto: el de conectar las piezas prefabricadas que la integran, en especial las vigas con las columnas, ya que en muchas ocasiones arriban vigas a todas las caras de las columnas en cada nivel de la estructura.

Uno de los mayores problemas que se presentan en una estructura prefabricada no es propiamente el análisis de la estructura, sino la poca importancia que se da a los detalles de las conexiones entre los diferentes elementos que la forman. Una conexión debe ser capaz de recibir y soportar las cargas de un elemento que esté conectado a ella y debe transferirlas adecuadamente a los elementos restantes.

El problema básico en el diseño de estructuras que cuentan con elementos prefabricados para resistencia sísmica es encontrar un método práctico y económico para unir los elementos. En el diseño en general, cuando se consideran sistemas que incorporan elementos prefabricados, tiende a localizar toda la resistencia sísmica en los marcos periféricos, ya que así el peralte de las vigas puede ser tan grande que

aunque queden por fuera del techo y el área de servicios, no comprometen la altura de entrepiso. Esto es muy común en Nueva Zelanda y Estados Unidos de América, pero no en México

Para controlar la distorsión de entrepiso en tales marcos es generalmente necesario usar miembros relativamente cortos y rígidos. Si la rigidez del sistema prefabricado varía respecto a la de uno monolítico, esta variación debe ser tomada en cuenta en el análisis por el diseñador.

Por otro lado, es importante evaluar y demostrar que una estructura prefabricada muestre niveles adecuados de rigidez, resistencia, ductilidad y disipación de energía. Estas características que pueden ser distintas de las de un sistema monolítico, pero estas diferencias deben ser tomadas en cuenta durante el diseño.

También es importante considerar que las bases de columnas de concreto reforzado que proveen conexiones en sistemas estructurales prefabricados, están generalmente embebidas en cimentaciones de distinto tipo. Por lo anterior, este tipo de uniones también deben ser estudiadas.

Las estructuras con elementos prefabricados han demostrado ser tan seguras, durables y de tan alta calidad que las estructuras monolíticas, sumados a su menor costo. Sin embargo, su completa implantación en áreas de alta peligro sísmico ha sido limitada (Vasconez y colaboradores, 1994). En particular, debido a las escasas recomendaciones para el diseño de conexiones viga-columna apropiadas. Otro obstáculo del uso de elementos prefabricados de concreto en zonas sísmicas es la imposición de los altos niveles de ductilidad requeridos por los reglamentos enfocados en promover la ductilidad en las estructuras de concreto coladas en sitio (Englekirk, 1990).

En la actualidad existen dos criterios para el diseño de estructuras prefabricadas. El primero es la emulación una estructura de concreto colado en sitio, el cual es comúnmente adoptado en los reglamentos de diseño (Ghosh y colaboradores, 1997). El segundo criterio es el uso de las propiedades de los elementos prefabricados unidos por medio de conexiones secas o húmedas (Sucouglu, 1995). Las conexiones secas son las que utilizan dispositivos especiales para lograr la continuidad mecánica del acero de refuerzo, pero sin el uso de concreto colado en sitio. Las conexiones húmedas son la que se obtienen con el uso de concreto colado en el sitio para lograr la continuidad de los elementos, adicionalmente, el acero de refuerzo alcanza su continuidad mecánica con o sin dispositivos especiales.

La emulación de estructuras prefabricadas como estructuras monolíticas a disminuido por el pobre desempeño de las estructuras prefabricadas ante fuerzas sísmicas, sobretudo en el detallado de sus conexiones. Las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (NTC-C, 1996) permite el uso de estructuras prefabricadas diseñadas como estructuras monolíticas si se toman en cuenta algunos requisitos especiales tales como detalles constructivos específicos y las propiedades de los materiales.

De acuerdo con las NTC-C, el concreto utilizado en la junta de los elementos debe ser cuando menos igual al de los elementos que une. El refuerzo longitudinal y transversal en la conexión debe ser de grado 42. Las conexiones deben ser diseñadas para resistir 1.3 veces las fuerzas y momentos obtenidos de análisis que actúan en ellos. Finalmente, todas las superficies de los elementos prefabricados que estarán en contacto con un concreto colado en sitio deberán ser lo suficientemente rugosas, estar saturadas con 24 h de anticipación y libre de cualquier tipo de sustancias extrañas antes de realizar el colado en sitio.

Como es usual en el diseño de marcos resistentes a fuerzas sísmicas en otros países, las fuerzas sísmicas recomendadas por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RDF, 1993) son significativamente menores a las fuerzas sísmicas inducidas a una estructura si ésta responde en un intervalo inelástico a un sismo de gran magnitud. La magnitud de las fuerzas de diseño inducidas por el sismo está asociada con la ductilidad de la estructura a través de los factores de respuesta sísmica denominados, Q . Estos factores son equivalentes a los factores de reducción, R , utilizados en el Uniform Building Code (UBC, 1997), por lo que, las hipótesis de diseño del RDF están basadas en un criterio de reducción de fuerzas.

Para marcos resistentes a fuerzas laterales colados en sitio se usan $Q = 3$ ó 4 para obtener un espectro de diseño reducido a partir de un espectro de diseño elástico. Las fuerzas horizontales sísmicas para el diseño de una estructura varían entre 0.04 y 0.20 g dependiendo de la zona sísmica, la categoría del suelo, la importancia de la estructura y el periodo fundamental de vibración de la estructura. Para marcos prefabricados $Q = 2$ ó 3 es usada y las fuerzas horizontales de diseño inducidas varían entre 0.04 y 0.3 g.

Como ha sido reconocido, el desafío en el empleo de las estructuras prefabricadas de concreto es el encontrar conexiones que garanticen una adecuada rigidez, ductilidad, resistencia, estabilidad y que se han lo suficientemente económicas para ser viables (Park, 1995). Los estudios experimentales realizados en los últimos años han ayudado a mejorar el entendimiento del comportamiento de las conexiones entre elementos prefabricados (Cheok y Lew, 1991; Restrepo y colaboradores, 1995a), así como a identificar los mecanismos internos de resistencia (Cheok y Lew, 1993; Priestley y MacRae, 1996; Park, 1995), y desarrollar algunos requisitos de diseño y detallado (Nakaki y colaboradores, 1999; Priestley y MacRae, 1996; Restrepo y colaboradores, 1995b).

En algunos programas, los elementos han sido conectados en la región del nudo, y en otros han sido conectados a la mitad de los claros de las vigas y a la mitad de la altura de las columnas (Cheok y Lew, 1991 y Restrepo y colaboradores, 1995a). Sin embargo, muchos de los programas experimentales actuales están enfocados al uso de marcos perimetrales resistentes a fuerzas laterales, por que estos reducen la complejidad del detallado de las conexiones viga-columna (Cheok y Lew, 1991; Restrepo y colaboradores, 1995b).

En las conexiones viga-columna resistentes a sismo el refuerzo longitudinal es anclado o conectado de diversas formas. La conexión se logra algunas veces uniendo el acero longitudinal de dos elementos prefabricados opuestos con coples de acero (Englekirk, 1995, y Priestley y MacRae, 1996) con ganchos a 90° que atraviesan el nudo (Restrepo y colaboradores, 1995a; 1995b). En otros casos, la continuidad se logra con torones de acero de presfuerzo postensados a través de la conexión (Cheok y Lew, 1993; Englekirk, 1995).

1.3 CONEXIÓN VIGA-COLUMNA EN ELEMENTOS PREFABRICADOS

1.3.1 Clasificación de las conexiones prefabricadas

La selección y diseño de las conexiones prefabricadas no puede ser separado de la selección y diseño del sistema estructural (Stanton y colaboradores, 1991). Los sistemas prefabricados son comúnmente clasificados en términos del tipo de conexión utilizada entre los diversos elementos estructurales. Las conexiones prefabricadas se han clasificado principalmente de dos formas distintas en la literatura.

La primera clasificación depende principalmente de uso del concreto en el lugar de montaje de la estructura. Las conexiones se clasifican como húmedas y secas. Las conexiones húmedas son las que unen los elementos prefabricados a través de un colado en sitio. La transmisión de cortante se hace mediante adherencia, fricción, acción de dovela, contacto directo o combinación. Sin embargo no se debe confiar en la adherencia como mecanismo de transferencia principal, ya que durante la construcción, y por efectos de cambios volumétricos en el concreto, se puede perder completamente la adherencia entre los concretos. La transferencia por fricción únicamente se puede lograr cuando se aplica una fuerza de compresión normal a la cara de la conexión. Esta carga se puede aplicar mediante cargas externas, postensado o acero transversal de bajo carbono.

Las conexiones secas son conexiones comúnmente compuestas de perfiles de acero anclados a elementos prefabricados mediante pernos de corte o varillas. La conexión se realiza con tornillos o soldando un tercer elemento a los perfiles ahogados. Dependiendo del detalle, el cortante puede ser transmitido mediante contacto directo entre los perfiles de acero, cortante entre los elementos de acero, cortante en pernos

o soldadura, o mediante fricción entre las placas atornilladas. Si el espacio entre los paneles o elementos se rellena de mortero, también se puede lograr la transferencia por fricción-cortante.

En las regiones de alto peligro sísmico, las conexiones húmedas se diseñan como conexiones monolíticas, esperando que proporcionen una resistencia, disipación de energía y ductilidad similar al de una estructura colada en sitio, por lo que estas conexiones deberían tener las ventajas de los elementos prefabricados y las de las estructuras coladas monolíticamente. Estas conexiones han sido ampliamente usadas en Nueva Zelanda y Japón.

Las conexiones secas tienen la ventaja de una rápido montaje y una alta calidad, pero su comportamiento suele diferir de una conexión monolítica, por lo que su uso se ha limitado prácticamente a zonas no sísmicas. Este tipo de construcción es muy empleado en los Estados Unidos de América.

Adicionalmente, las conexiones prefabricadas se pueden clasificar dependiendo de la ubicación de la conexión y de la articulación plástica (Englekirk, 1987). Los tipos de estructuras se explican a continuación y están referidos a la fig. 1.1.

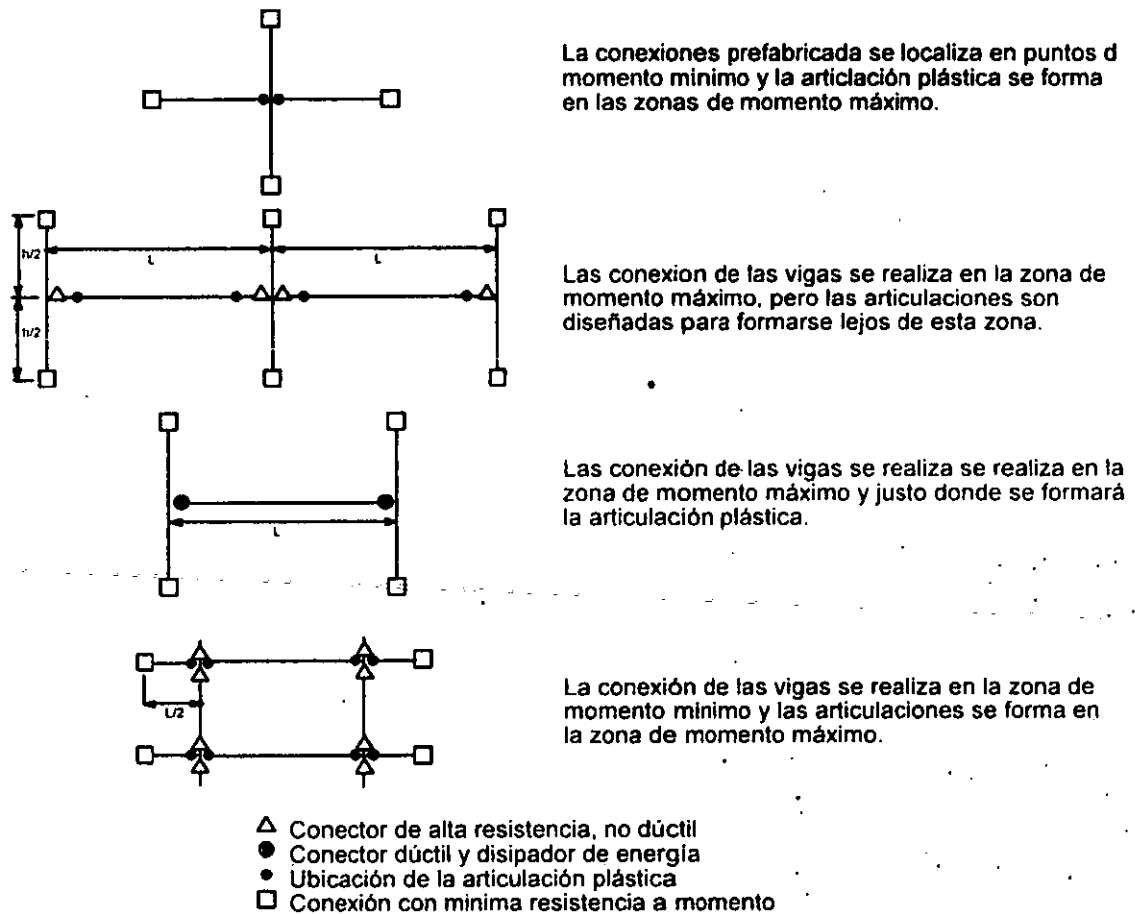


Figura 1.1 - Tipo de conexiones dependiendo de la ubicación de la articulación plástica y de la conexión de los elementos.

- ◆ Conexiones a base de elementos prefabricados donde las conexiones se realizan en las secciones de momento mínimo: las vigas se unen a la mitad del claro que cubren y las columnas a la mitad la altura de entrepiso. La columna y las vigas son coladas en una sola pieza. Estas conexiones utilizan conectores que permiten el desplazamiento por cambios temperatura y contracción de las piezas de los marcos y son capaces de transmitir carga lateral bajo un sismo de gran magnitud.
- ◆ Conexiones prefabricadas resistentes a fuerzas laterales localizadas en las secciones de momento máximo, pero las articulaciones no se formarán en la conexión, sino en una sección de la viga debilitada especialmente para desarrollar esta articulación. En este tipo de conexión se utilizan conectores de muy alta resistencia.
- ◆ Conexiones que se construyen en las secciones de momento máximo y en la misma zona donde se debe presentar la articulación plástica de las vigas. En este caso se utilizan conectores que sean capaces de disipar una gran cantidad de energía y que tengan una gran ductilidad.
- ◆ Conexiones a base de vigas continuas prefabricadas, en las cuales el nudo de la conexión viga-columna ha sido colado junto con la viga continua y las articulaciones plásticas se forman en la sección de momento máximo. Es importante recalcar que la unión de los elementos prefabricados se efectúa en la parte superior e inferior de las columnas con conectores de alta resistencia.

Otros autores como Carranza proponen una clasificación de las conexiones prefabricadas basada principalmente en la forma de las columnas prefabricadas (Carranza y colaboradores, 1997).

- ◆ Conexiones con columnas con ménsula corta. Esta es una conexión cercana al paño de la columna. Uno de sus principales problemas constructivos se presentan al momento de colar las columnas cuando se quieren ménsulas en las cuatro direcciones, ya que debido a la alta concentración de acero en esta zona, se hace necesaria la soldadura, tanto dentro de las piezas a conectar como dentro de la unión entre ellas; lo anterior hace que sea una conexión poco dúctil. En este tipo de conexión, el transporte de las columnas se vuelve menos eficiente debido a que las ménsulas aumentan el ancho de las piezas, disminuyendo el número que se puede transportar por viaje (fig. 1.2).

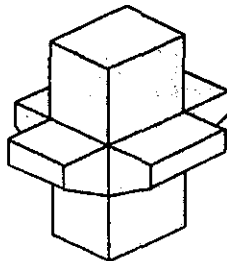


Figura 1.2 - Columna prefabricada con cuatro ménsulas cortas

- ◆ Conexiones con columnas con ménsula larga. Es una conexión alejada del paño de la columna que busca llevar la unión a una zona en donde el momento flexionante sea menor. Presenta los problemas de la anterior en una forma más severa. Cuando se tienen ménsulas largas en las cuatro direcciones se presenta un grave problema para realizar el colado de la columna, los problemas de transporte y montaje son también mayores debido a que la geometría de las columnas las hace poco manejables (fig. 1.3).

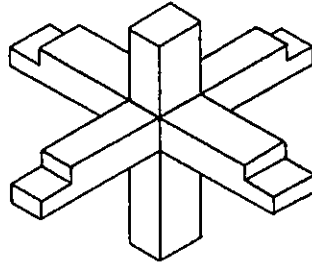


Figura 1.3 - Columna prefabricada con cuatro ménsulas largas

- ♦ Conexiones con postensado. Este tipo de conexiones no tiene problemas de ductilidad. Las columnas pueden o no estar provistas de ménsulas. Cuando tienen ménsulas presentan los problemas anteriormente mencionados; cuando no existen ménsulas, las traveses tienen que soportarse temporalmente por medio de apuntalamiento. Se debe tener mucho cuidado con la posición de los ductos y anclajes para el postensado durante el diseño y fabricación de las traveses y columnas, ya que éstos deben coincidir perfectamente al momento de montar las piezas para que permitan el paso de los cables y se realice el postensado sin causar momentos adicionales a la estructura (fig. 1.4).

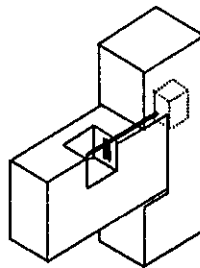


Figura 1.4 - Conexión trabe-columna postensada

- ♦ Conexiones con columnas con ventanas. La conexión se realiza colocando los extremos de las vigas en las ventanas de las columnas. Este tipo de conexión proporciona un nudo más parecido al de las conexiones monolíticas. La fabricación de las columnas se simplifica en gran medida, disminuyendo además la cantidad de moldes necesarios. No se requiere dejar ahogados en columnas ni traveses, anclajes especiales ni elementos soldados al acero de refuerzo. El transporte se optimiza al llevar una mayor cantidad de piezas por cada viaje. El montaje de las columnas se facilita al coincidir su eje longitudinal con el centro de gravedad, lo que evita inclinaciones de las piezas durante las maniobras de izaje (fig. 1.5).

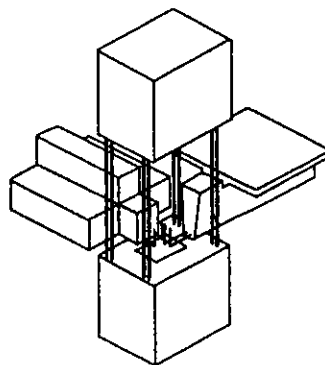


Figura 1.5 - Columna prefabricada con ventana

1.3.2 Diversidad de modelos de conexiones viga–columna de elementos prefabricados

En esta sección se desarrollará una breve reseña de las conexiones viga–columna con elementos prefabricados que se conocen. Muchas de ellas han sido objeto de ensayos con el fin de verificar su comportamiento en diferentes partes del mundo, principalmente en Nueva Zelanda, Japón y Estados Unidos de América.

1.3.2.1 Nueva Zelanda

Los requisitos de diseño para las conexiones prefabricadas del reglamento de este país están basados en hipótesis desarrolladas a base de conexiones monolíticas, lo que conduce a soluciones muy complejas y difíciles de ejecutar.

Sin embargo, algunos sistemas utilizados están basados en la combinación de elementos prefabricados y elementos colados en sitio. Estas conexiones son diseñadas emulando conexiones monolíticas (Park, 1990). Algunos de los sistemas son presentados en la fig. 1.6.

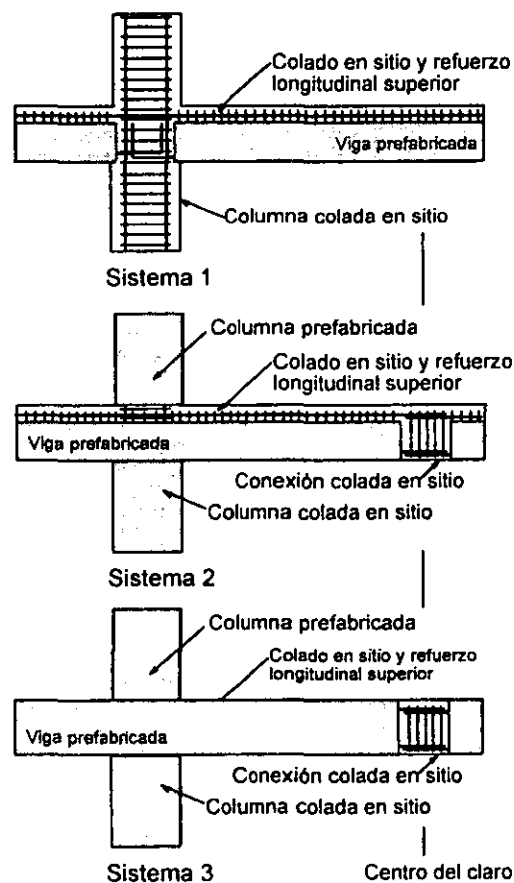


Figura 1.6 - Conexiones viga–columna más comunes utilizadas en Nueva Zelanda

El sistema 1 consiste de vigas y losas parcialmente prefabricadas, y de columnas coladas en sitio. Las vigas prefabricadas se colocan sobre la parte superior de las columnas coladas en sitio, la losa prefabricada se asienta sobre las vigas prefabricadas, se arma el refuerzo superior de la losa y de las vigas, y finalmente se

cuela el nudo y las partes restantes de la losa y las vigas. Este sistema tiene la ventaja de reducir la cimbra y la desventaja de que el acero de refuerzo del lecho inferior de las vigas debe sobre salir para ser anclado en el nudo, por lo que, las columnas deben ser lo suficientemente anchas para proporcionar la longitud de desarrollo necesaria para anclar este refuerzo.

El sistema 2 consiste de tramos de viga prefabricados que se unen a la mitad de sus claros. Las barras del lecho inferior sobresalen de las vigas para ser conectadas con las barras del siguiente tramo de viga. Las columnas pueden ser prefabricadas o coladas en sitio y la losa es prefabricada. El acero de refuerzo del lecho superior de las vigas y de la losa es colocado después del montaje y posteriormente se realiza el colado de las partes restantes de los elementos. Las ventajas de este sistema son que se usa una gran cantidad de elementos prefabricados y se puede hacer arreglos especiales al acero en las zonas de los nudos. Adicionalmente, se realizan conexiones muy sencillas en la zona de unión de las vigas. Pero las desventajas son que se necesitan grandes tolerancias en los elementos prefabricados para el montaje y la posibilidad de que se articulen las columnas en la parte inferior durante el montaje.

El sistema 3 consiste de elementos en forma de T que incluyen la viga de dos claros consecutivos y la columna con una longitud igual a la de entrepiso. Las vigas se unen a la mitad de los claros y la columna se coloca por encima del nudo del nivel inferior. Las ventajas de este sistema son el uso de los elementos prefabricados y la eliminación de complicados detalles del refuerzo en las conexiones. Como las vigas prefabricadas son de una sola pieza que incluye al nudo, pueden ser diseñadas para alejar sus articulaciones plásticas de la columna si es deseado. Pero la desventaja es que necesita de grúas de gran capacidad para el montaje.

Adicionalmente, se han realizado algunos ensayos para comprobar el comportamiento sísmico de distintos arreglos de conexiones tratando de mejorar el desempeño de las conexiones anteriores. En las figs. 1.7 y 1.8 se presentan dos arreglos distintos ensayados en la Universidad de Canterbury; el primero por Bull (Bull y Park, 1986) y el segundo por Park (Englekirk, 1987). El primer modelo presentó un excelente comportamiento ante cargas laterales. Su desempeño fue muy parecido al de una conexión monolítica y no concentró deformaciones inelásticas en la cara de la columna. Sin embargo, este sistema presenta muchas desventajas desde el punto de vista constructivo por lo que no fue aceptado por las empresas prefabricadoras. La principal desventaja es que necesita de un apuntalamiento temporal y de un gran cuidado durante el montaje y colado en sitio.

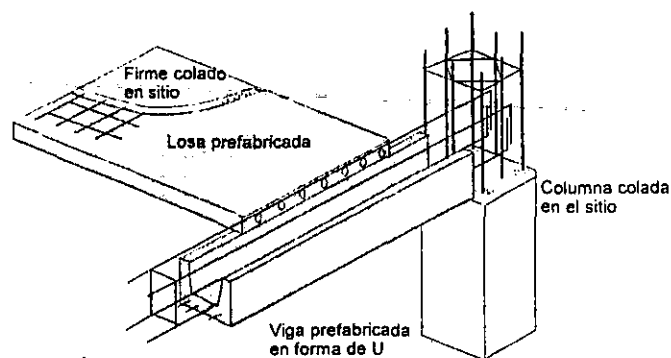


Figura 1.7 - Conexión viga-columna ensayada por Bull y Park

El segundo modelo consta de cables de presfuerzo para postensar la conexión y evitar las rotaciones típicas de los elementos prefabricados en las zonas de conexión. Aunque las rotaciones fueron reducidas en una gran medida, las fuerzas de compresión que se alcanzaron en la junta del nudo con los extremos de las vigas prefabricadas provocan la pérdida del recubrimiento del acero de refuerzo y un deterioro de los extremos de las piezas, que se reflejan en una pérdida de rigidez y resistencia en ciclos mayores de carga.

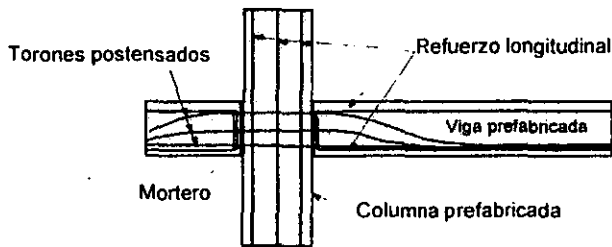


Figura 1.8 - Conexión viga-columna ensayada por Park

1.3.2.2 Japón

El reglamento japonés permite el uso de estructuras prefabricadas siempre y cuando tengan adecuados niveles de resistencia, rigidez y ductilidad. Los japoneses han desarrollado un procedimiento para clasificar las conexiones con los resultados obtenidos de pruebas experimentales. La mayoría de las pruebas experimentales son financiadas por empresas constructoras, por lo que, es muy difícil encontrar los resultados de las pruebas en un solo documento. Algunas de las conexiones más usadas en Japón se presentan en la fig. 1.9 (Vasconez y colaboradores, 1994).

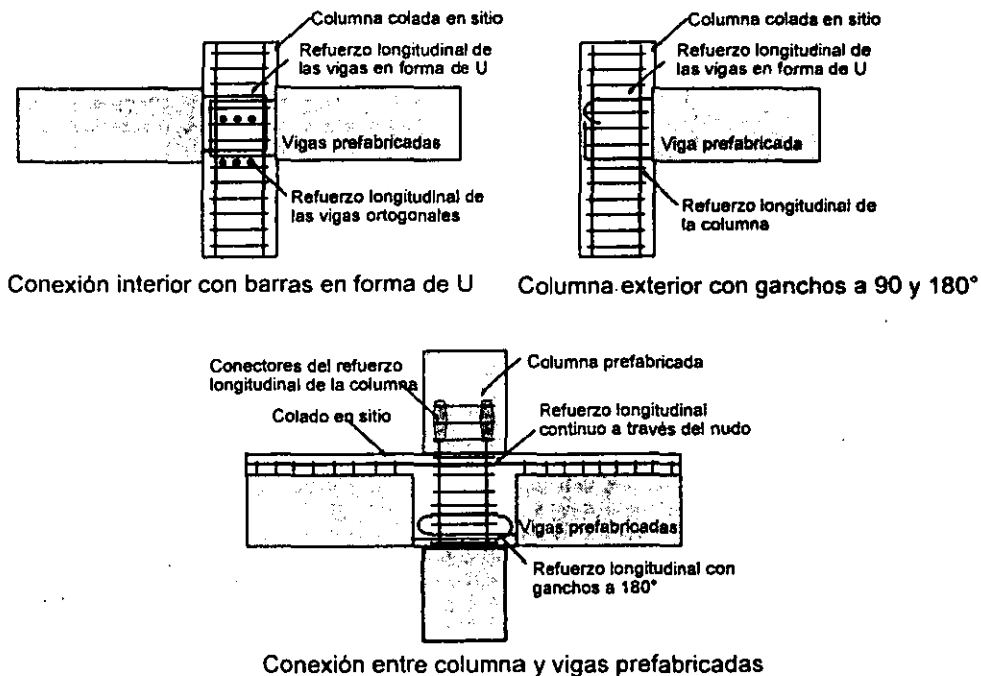


Figura 1.9 - Conexiones viga-columna más comunes utilizadas en Japón

El diseño de las conexiones se realiza mediante la emulación de una conexión monolítica, pero un especial énfasis es dado a la transferencia de fuerzas cortantes dentro de la conexión y a los detalles del refuerzo longitudinal. Se recomienda que las superficies de los elementos prefabricados sobre los cuales se va a colocar un concreto colado en sitio sean lo suficientemente rugosas y algunas veces con refuerzo para aumentar la fricción de ambos concretos.

La mayoría de éstas son hechas con vigas prefabricadas de las cuales sobresalen las barras del acero de refuerzo inferior con varias configuraciones, las columnas pueden ser o no prefabricadas y las losas del sistema de piso son prefabricadas. Estas conexiones son denominadas como húmedas y la continuidad del refuerzo del lecho inferior se logra, exclusivamente, por la adherencia de las barras al concreto, ganchos a 90° ó 180°, y algunas veces con barras adicionales trabajando como dovela.

Adicionalmente, en Japón se han hecho pruebas de laboratorio en algunas conexiones viga–columna prefabricadas (Vasconez y colaboradores, 1994), en las cuales el nudo era prefabricado junto con las vigas o con la columna. Los detalles de las conexiones se muestran en la fig. 1.10. Una de las principales características es que se dejan huecos en el nudo prefabricado para el paso de las barras de refuerzo de las vigas o de las columnas, según el nudo sea colado en la columna o con las vigas. Los nudos fueron reforzados por cortante con placas de acero soldadas, las cuales aumentaron el confinamiento de la junta.

El uso de los nudos colados con las vigas prefabricadas se recomendó ampliamente por el buen comportamiento que se obtuvo de los ensayos. El comportamiento fue muy similar al de una conexión monolítica, con amplia capacidad de disipación de energía y ductilidad. Sin embargo, también se pudo establecer que los conectores que se dejan ahogados dentro de los nudos, los cuales realizan la continuidad mecánica del acero de refuerzo, funcionan bien cuando la articulación plástica no se forma en la dirección de las barras que une. Por lo que, en el caso de las columnas prefabricadas coladas con los nudos, no presentaron un adecuado comportamiento porque la articulación plástica de las vigas se formó cerca de los conectores, lo que aumentó la demanda de anclaje dentro de éstos.

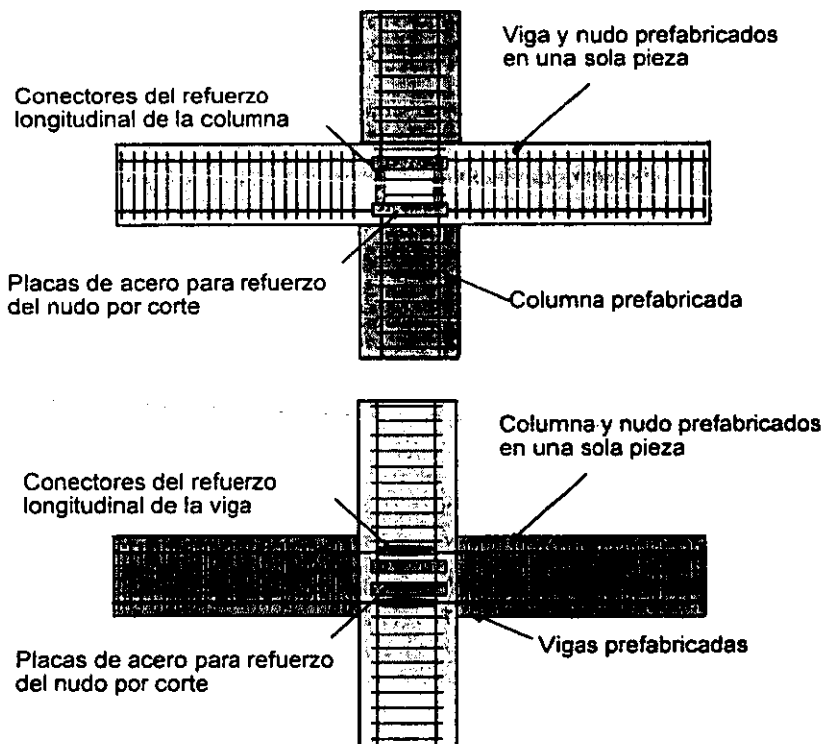


Figura 1.10 - Conexiones viga–columna ensayadas en Japón

1.3.2.3 *Canadá*

En Canadá se utilizan principalmente conexiones secas, contrario a Nueva Zelanda y Japón donde las conexiones húmedas son mayormente utilizadas. En aquéllas, la soldadura es el principal medio empleado para dar continuidad mecánica al acero de refuerzo. En la fig. 1.11 se presentan tres arreglos de conexiones viga-columna prefabricadas ensayadas en Canadá. Estas conexiones fueron propuestas por Pillai y Kirk, Bhatt y Kirk (Vasconez y colaboradores, 1994), y Seckin y Fu (Seckin y Fu, 1990).

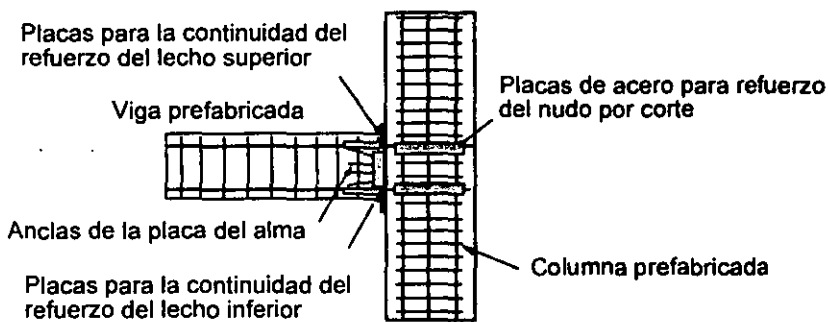
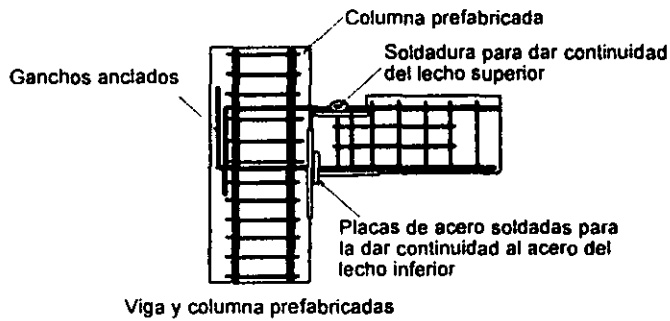
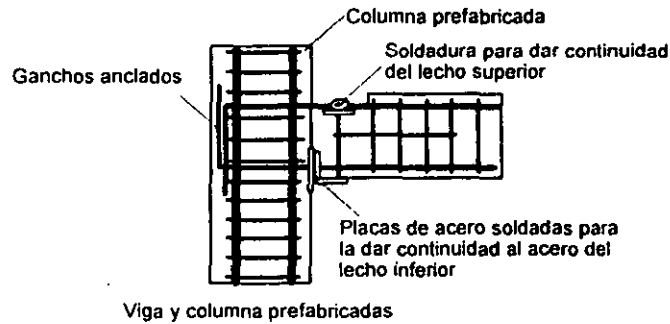


Figura 1.11 - Conexiones viga-columna ensayadas en Canadá

El primer arreglo presentó una falla frágil de la soldadura pero mostró un nivel aceptable resistencia, ductilidad y capacidad de disipación de energía. En este sistema la continuidad se logró soldando el refuerzo de los lechos superior e inferior de la viga a barras previamente ahogadas en la columna en forma de ganchos a 90°, simulando una conexión monolítica. Las barras se soldaron utilizando una placa de acero como conector.

Posteriormente, se desarrolló el sistema propuesto por Bhatt y Kirk en el cual se incrementaron las dimensiones de las placas de acero para mejorar el comportamiento de la soldadura y evitar una falla frágil como la ocurrida con el sistema de Pillai y Kirk, este sistema mostró un mejor comportamiento con mayor resistencia, ductilidad y disipación de energía que el sistema anterior, sin embargo, no pudo evitar que se tuviera una falla frágil en la soldadura.

Finalmente, Seckin y Fu, propusieron un sistema en el cual la soldadura no solamente se concentraba en la parte superior e inferior de las vigas sino que se colocaba adicionalmente a lo largo del peralte del alma en los extremos. Esto se logró con placas ahogadas a lo largo del peralte de los extremos de las vigas ancladas con barras de acero de refuerzo en el concreto prefabricado. Estas placas disminuyeron el esfuerzo cortante en las placas de extremo. Este sistema tuvo un comportamiento prácticamente igual al de una conexión monolítica. Sin embargo, una de las principales desventajas de estos sistemas es que la calidad de la soldadura en obra que se requiere y que tiene muy poco control de calidad y la necesidad de apuntalamiento temporal durante el montaje.

1.3.2.4 Estados Unidos de América

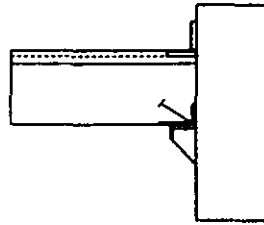
En Estados Unidos de América los diseñadores y constructores, se han inclinado por el uso de las conexiones secas en lugar de las conexiones húmedas. No obstante también han tratado de encontrar la viabilidad del uso conexiones postensadas para mejorar el comportamiento de las conexiones viga–columna, si bien el uso de cables o barras para postensado y pesforzado está prohibido en sus reglamentos de diseño hasta el momento. A continuación se mencionan algunos de los proyectos más importantes en conexiones viga–columna de elementos prefabricados ensayadas en algunas universidades e institutos de este país.

En la Universidad de Washington se probaron siete tipos de conexiones viga–columna incluidas en el Manual de Conexiones del Instituto del Concreto Presforzado y Prefabricado (Dolan y colaboradores, 1987). Las conexiones ensayadas se presentan en la fig. 1.12.

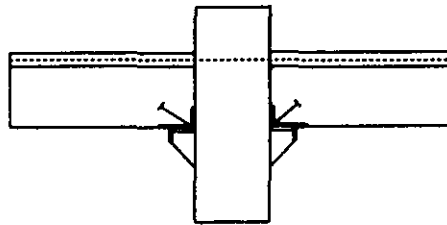
Prácticamente todos los tipos de conexiones ensayados, con la excepción de las BC-28 y BC-29, alcanzaron resistencias iguales o mayores a las predichas, por lo que pueden ser consideradas lo suficientemente resistentes para el uso en marcos sujetos a fuerzas sísmicas. Sin embargo, todas mostraron una escasa capacidad de disipación de energía, con la excepción de la conexión BC-26, la cual fue hecha con columnas coladas en el sitio. En los tipos de conexiones BC-15 y BC-16A se comprobó que el uso de ménsulas tienen un efecto negativo en las barras de acero del lecho superior, principalmente debido al deslizamiento de la parte inferior de la viga sobre la ménsula lo que aumenta las rotaciones y las concentra en la parte superior de la viga en la cara de la columna.

Finalmente, los autores recomendaron reducir las excentricidades durante el montaje y el proceso de soldadura, para minimizar el número de fuerzas que actúan en la conexión y predecir mejor el comportamiento de las conexiones. También hicieron énfasis en que ellos únicamente ensayaron un espécimen por cada tipo de conexión, por lo que, se deberían realizar un mayor número de pruebas de cada tipo de conexión para plantear mejor las ventajas y desventajas de cada una.

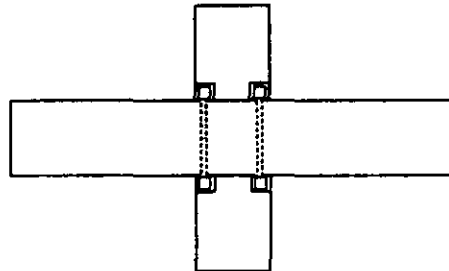
BC-15
 Conexión viga-columna utilizando placas soldadas para hacer continuo el refuerzo positivo y negativo



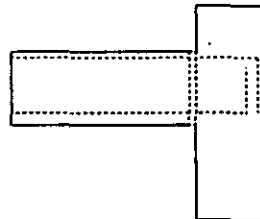
BC-16A
 Conexión con refuerzo del lecho superior continuo y el refuerzo inferior se hace continuo con placas soldadas



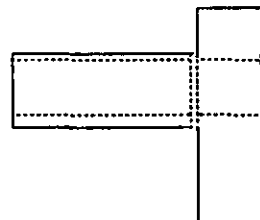
BC-25 y CC1
 Viga prefabricada colada con el nudo y el refuerzo longitudinal de la columna se hace continuo con pernos especiales



BC-26
 Viga prefabricada, el refuerzo longitudinal sobresale en el extremo y es ahogado en la columna colada en sitio



BC-27
 Viga y columna prefabricadas, las cuales se unen con un postensado



BC-28 y BC-29
 Viga y columna prefabricadas las cuales son montadas en sitio, el refuerzo longitudinal de la columna entra en orificios previamente dejados en la viga y posteriormente se rellenan con un mortero especial

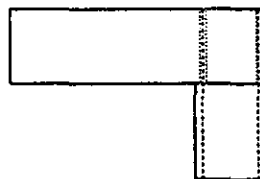


Figura 1.12 - Tipos de conexiones viga-columna ensayadas en Universidad de Washington

En contraste, en la Universidad de Minnesota se realizaron pruebas a conexiones viga–columna con elementos prefabricados utilizando barras para postensar (French y colaboradores, 1989a y 1989b). En algunos especímenes se utilizó un colado en sitio en la parte superior de las vigas. Adicionalmente, se ensayó también un arreglo especial obtenido con soldadura y placas de acero. Todos los especímenes fueron diseñados con el concepto de columna fuerte–viga débil, pero algunos fueron diseñados para formar articulaciones plásticas en la cara de la columna y otros lejos de la cara de la columna. Los detalles de las conexiones ensayadas se presentan en la figura 1.13.

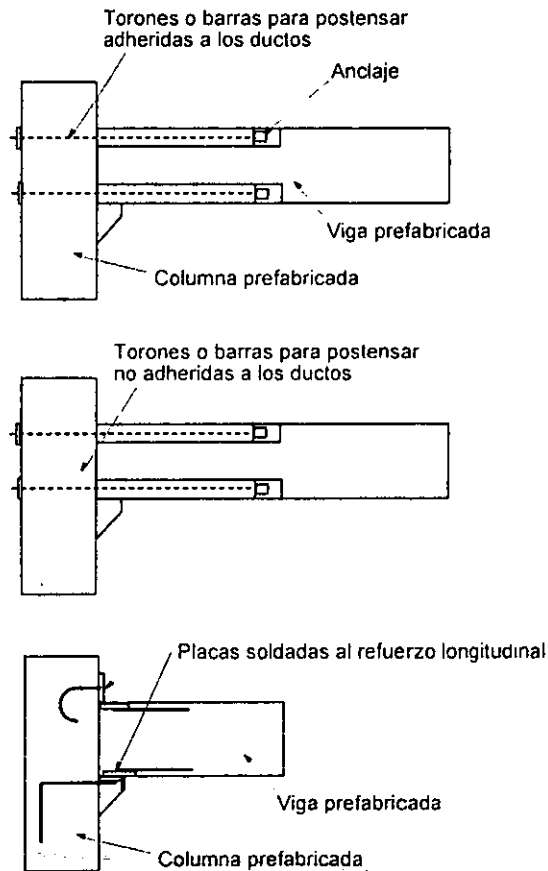


Figura 1.13 - Tipos de conexiones viga–columna ensayadas en Universidad de Minnesota

Los especímenes diseñados para desarrollar articulaciones plásticas lejos de la cara de la columna mostraron una menor cantidad de energía de disipación que los diseñados para formar la articulación plástica en la cara de la columna, esto se debió a que los anclajes de las barras se encontraban en la zona de articulación plástica concentraron el daño en esta sección. Sin embargo, redujeron el daño en la cara de la columna y mantuvieron su resistencia aceptablemente. Los especímenes diseñados para formar la articulación plástica en la cara de la columna prestaron también una baja disipación de energía debido al deslizamiento de las barras postensadas en la sección de la cara de la columna. Sin embargo, recomendaron que el uso de conectores de comunes debería ser prohibido cuando la articulación plástica se forme en la zona de conexión.

La conexión soldada tuvo una gran similitud con el comportamiento de una conexión monolítica pero presentó grandes dificultades de fabricación.

El Instituto Nacional de Normatividad y Tecnología (NIST) llevó a cabo un proyecto en el cual se trató de conocer el comportamiento de conexiones prefabricadas utilizando barras para postensar y torones de presfuerzo, ya sean adheridos con un mortero de relleno o son adherir.

Los arreglos ensayados fueron similares a los dos primeros de la fig. 1.13. De los resultados se obtuvo que las conexiones con barras de postensado y los torones de acero de presfuerzo exhibieron prácticamente el mismo comportamiento. Sin embargo, las conexiones que utilizaban torones o barras para postensado y que fueron anclados a la viga con un mortero de relleno, presentaron una resistencia similar a la esperada, una ductilidad mayor que las conexiones monolíticas y un nivel de disipación de energía aceptable. Sin embargo, mostraron una elevada degradación de rigidez. El extremo de la viga que llegaba a la columna presentó un desconchamiento importante en la parte superior e inferior; este desconchamiento produjo una pérdida de la fuerza de presfuerzo en las barras o torones de esta sección, lo cual se observó en la curva fuerza lateral-distorsión como una rigidez prácticamente de cero cerca del origen. Adicionalmente, las deformaciones inelásticas que se concentraron en las barras en esta sección y que redujeron adicionalmente la fuerza de presfuerzo fueron atribuidas al mismo fenómeno en la rigidez de la gráfica mencionada anteriormente (fig. 1.14).

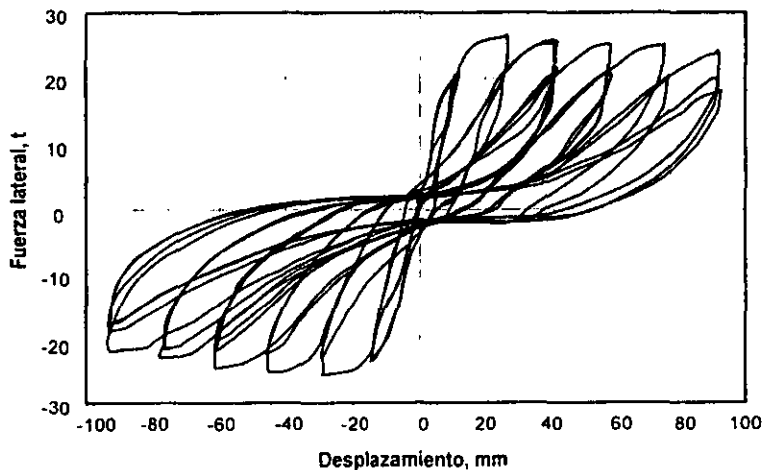


Figura 1.14 - Curva fuerza lateral contra desplazamiento de conexiones viga-columna con torones o barras para postensar ancladas con un mortero de relleno

Las conexiones con torones o barras que no fueron ancladas a lo largo de la viga, presentaron un comportamiento distinto. Las curvas mostraban un comportamiento elástico con una resistencia similar a la esperada, una ductilidad mayor que la obtenida en los modelos monolíticos, una degradación de rigidez con los ciclos y una escasa capacidad de energía disipación. El comportamiento de la conexión estuvo dominado por la fuerza de postensado, la cual no registró pérdidas como en el caso anterior, por lo que los lazos fueron prácticamente elásticos. Sin embargo, la pérdida de rigidez se debió al desconchamiento del concreto en los extremos de la viga perdiendo sección a compresión (fig. 1.15).

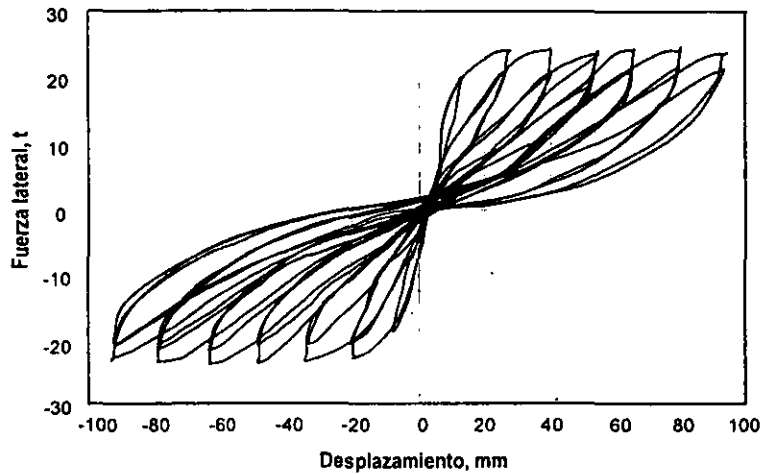


Figura 1.15 - Curva fuerza lateral contra desplazamiento de conexiones viga-columna con torones o barras para postensar no ancladas dentro de los ductos

Algunos meses después, Priestley en la Universidad de California en San Diego (Priestley y colaboradores, 1993) retomó el concepto de los torones no anclados a la sección y propuso un confinamiento especial en la parte superior e inferior de las vigas para evitar el desconchamiento. Adicionalmente, propuso cambiar la altura de los torones de los extremos hacia el centro de la conexión. Él encontró que el confinamiento especial fue muy útil en evitar la pérdida de sección debida a las cargas cíclicas pero que el cambiar la altura de los torones no modificó en una medida importante el comportamiento.

1.3.2.5 México

En México, los edificios a base de elementos prefabricados son escasos. En los últimos años, Riobón desarrolló un sistema estructural a base de marcos compuestos por grupos de columnas, en los que se supone concentrada la resistencia y estabilidad ante cargas laterales (Riobón, 1990). Las traves principales continúan constando de traves centrales que se apoyan sobre vigas-mensula que atraviesan las columnas (fig. 1.16). El sistema de piso está hecho a base de vigas prefabricadas con un firme de compresión de concreto. El edificio fue construido en un lapso razonable.

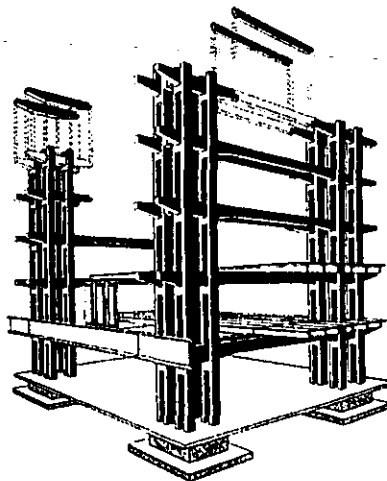


Figura 1.16 - Sistema a base de elementos prefabricados desarrollado por Riobón

Recientemente, se propuso una solución con características de una conexión húmeda y exenta de placas de acero y soldadura, que permite evitar los cambios bruscos de secciones y materiales, y su apariencia es similar al de una estructura monolítica. La conexión fue propuesta por Carranza (Carranza y colaboradores, 1996), y está formada de vigas, columnas y losas prefabricadas. Las vigas son parcialmente construidas en planta y las columnas constan de huecos a la altura de cada entrepiso denominados ventanas. Esta conexión se menciona con mayor énfasis por ser la base de este estudio y se presenta en la fig. 1.17.

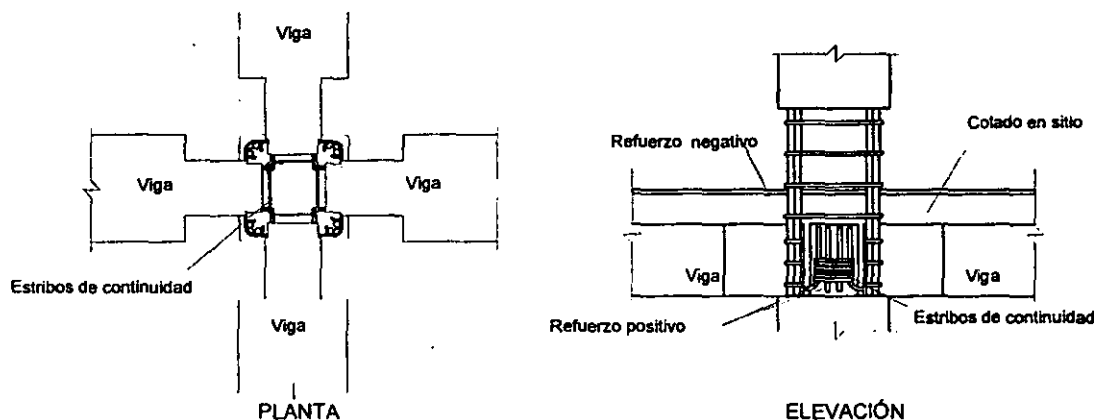


Figura 1.17 - Conexión viga-columna propuesta por Carranza

En esta conexión, las preparaciones de los elementos se hacen en la planta de producción. Las traveses están provistas del acero positivo necesario de acuerdo con el diseño; el acero negativo es colocado en obra inmediatamente después del montaje de las traveses y es continuo a través de los nudos. La parte inferior de las ventanas consta de un hueco rectangular el cual hace la función de una llave de corte cuando el concreto del nudo es colocado. El tamaño de la ventana es función del peralte de las traveses que se van a colocar.

Se deben tener en cuenta ciertas consideraciones estructurales al utilizar este tipo de conexiones, ya que las primeras condiciones de apoyo y empotramiento de los elementos no son iguales a las condiciones finales. Las columnas tienen una parte hueca lo que hace que la rigidez antes del colado de la conexión sea menor y que las vigas deben diseñarse para dos condiciones de apoyo: como simplemente apoyadas para el montaje, y como continuas después de realizar el colado de las conexiones en el sitio.

Durante la etapa de montaje en una estructura de varios niveles; en la que las columnas están empotradas en la cimentación y las traveses se encuentran simplemente apoyadas, se debe revisar que la estructura resista fuerzas accidentales tales como sismo, viento e incluso posibles golpes de las piezas durante el montaje. Es conveniente colar los nudos de los niveles inferiores antes de continuar con el montaje de los niveles superiores.

Las actividades del proceso son explicadas a continuación. Inicialmente se insertan las columnas en los huecos (candeleros) dejados previamente en la cimentación. Los extremos de las vigas prefabricadas son montados en las ventanas de las columnas. La continuidad del refuerzo del lecho inferior de las vigas se da por medio de estribos interiores que se insertan en los extremos del refuerzo del lecho inferior que terminan con ganchos a 90°. Estos ganchos sobresalen de los extremos de las vigas prefabricadas. El acero negativo de cada trabe es colocado en forma continua a través del nudo y es envuelto por estribos abiertos previamente ahogados en la parte prefabricada de las vigas. Seguidamente, el nudo es confinado con estribos que siguen la misma modulación que en los extremos de la columna. Estos estribos son comúnmente formados por cuatro ganchos con dobleces a 135° en sus extremos que envuelven el acero longitudinal de cada cara de la columna. Para colocar los ganchos a la altura de las narices de las vigas prefabricadas son dejados ductos. Una vez armadas las conexiones se procede a su cimbrado y colado (fig. 1.17). El montaje de las losas prefabricadas o

el sistema de piso que se esté empleando se puede realizar antes o después del colado de los nudos. Dependiendo del diseño de las trabes, es recomendable colar los nudos de los niveles inferiores antes de montar las losas de los niveles superiores por seguridad de la estructura y los trabajadores.

Rodríguez y Blandón (2000) ensayaron una parte de un edificio de dos niveles a escala 1/2, en el cual fueron utilizadas dos conexiones de tipo ventana. La primera consistió en vigas que se apoyaban sobre las ventanas, en las cuales el acero longitudinal del lecho inferior fue anclado dentro de la columna con ganchos a 90°. Estos ganchos atravesaban el nudo y contaban con una longitud de anclaje importante. El segundo tipo de conexión fue el propuesto por Carranza (Carranza y colaboradores, 1996). Ellos concluyeron que el primer tipo de conexión tuvo un comportamiento aceptable, mientras que el segundo tipo de conexión presentó grandes deficiencias, especialmente porque la longitud de anclaje de las barras del lecho inferior no tenían la longitud de desarrollo suficiente y los estribos colocados para proporcionar la continuidad mecánica no mostraron deformaciones importantes.

1.3.2.6 Algunos estudios en conexiones monolíticas para ubicar la articulación plástica lejos de la columna

Algunos investigadores como Paulay, Priestley y Wight han realizado estudios sobre las ventajas de alejar las articulaciones plásticas lejos de la cara de la columna en estructuras monolíticas (Paulay y Priestley, 1992; Abdel-Fattah y Wight, 1987). La principal ventaja es que las deformaciones inelásticas se presenten lejos del nudo, lo que evita que se propaguen hacia el interior del nudo y afecten la resistencia y el anclaje de las barras. Es decir, el nudo permanece elástico después de un sismo de gran magnitud. Adicionalmente, se puede mencionar que los trabajos rehabilitación en las vigas son mucho más fáciles que en un nudo.

En las figs. 1.18 y 1.9 se presentan algunos de los armados propuestos por los investigadores anteriores. La hipótesis principal es formar una sección con menor resistencia a una cierta distancia de la cara de la columna de tal forma que funcione como un fusible. Esta sección deberá ser la primera en alcanzar el momento resistente de toda la longitud de la viga.

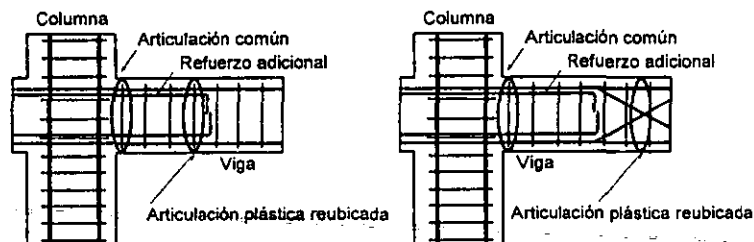


Figura 1.18 - Detalle de conexión viga-columna para formar la articulación plástica lejos de la cara de la columna propuesta por Paulay y Priestley

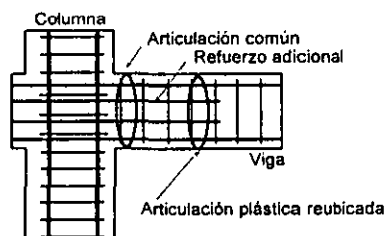


Figura 1.19 - Detalle de conexión viga-columna para formar la articulación plástica lejos de la cara de la columna propuesta por Abdel-Fattah y Wight

1.4 DISTINTAS CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE CONEXIONES VIGA-COLUMNA SOMETIDAS A FUERZAS SÍSMICAS

La mayor parte de las fallas en el concreto reforzado no ocurren por deficiencias en el análisis de la estructura o el diseño de los elementos, sino por la inadecuada atención que se le presta a las conexiones de los elementos de un sistema estructural.

Existe una tendencia desafortunada en la práctica estructural moderna en la que el ingeniero confía el diseño de las uniones a una persona encargada de detallar y diseñar cada una de las secciones y elementos. Por lo general, se adoptan detalles estándar que aparecen en los manuales del ACI y PCI, pero es importante mencionar que solamente un ingeniero especializado en estructuras con una visión global del análisis estructural puede tomar esta decisión. En muchos otros casos, los requisitos especiales para lograr una transferencia efectiva de las fuerzas entre elementos exigen una especificación completa de los detalles en los planos constructivos, que incluyen configuración de los dobleces, puntos de corte de barras principales y detalles del refuerzo complementario.

El requisito básico que se debe cumplir en las conexiones es que todas las fuerzas existentes en los extremos de los elementos se transmitan, a través de la conexión, a los elementos de soporte. En las intersecciones de las vigas y columnas existen estados de esfuerzos complejos que se deben reconocer en el diseño de las conexiones. Además, se presentan discontinuidades repentinas en la dirección de las fuerzas internas y se hace necesario la colocación de barras de refuerzo ancladas en forma adecuada para resistir las tensiones resultantes. En los ensayos experimentales se ha encontrado que algunos detalles utilizados muy a menudo en las conexiones llegan a proporcionar apenas el 30% de la resistencia requerida.

En los últimos años, un número importante de investigaciones se ha dirigido a establecer mejores principios básicos del diseño de conexiones. Los ensayos a escala natural de conexiones viga-columna han generado métodos de diseño mejorados, como los que se mencionan en las recomendaciones de diseño de conexiones vigas-columna del ACI y las recomendaciones de detallado de conexiones propuestas por Park (1994). En ambas recomendaciones se establece una base para el diseño seguro de las conexiones, tanto para construcciones pequeñas como para edificios sometidos a fuerzas sísmicas. Otros ensayos ofrecen valiosas aclaraciones para el entendimiento del comportamiento de conexiones entre vigas secundarias y vigas principales, de conexiones entre muros y de otras configuraciones de conexiones, que así generan una base sólida para el diseño.

En el diseño de la conexión no debe pasarse por alto el sentido práctico. El refuerzo de la viga que penetra en una conexión viga-columna deberá atravesar por dentro de las barras longitudinales de la columna. La consideración oportuna de este hecho en el dimensionamiento de los elementos, de las barras y del espaciamiento puede evitar costosos atrasos en obra. Así mismo, el acero de una viga secundaria y el acero de una viga principal que se intersectan en ángulo recto en una conexión común viga secundaria- viga principal-columna, no pueden estar en el mismo plano horizontal al entrar a la conexión.

1.4.1 Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y del Instituto Americano del Concreto

Los Reglamentos de Construcciones para el Distrito Federal (RDF, 1993) y del Instituto Americano del Concreto (ACI, 1999) establecen que los elementos de un marco se deberán diseñar para que las vigas se articulen en la cara de la columna y las columnas no se articulen, excepto la parte inferior de las columnas de la planta baja, con el fin de que el mecanismo de colapso general de la estructura sea constante con el criterio de viga débil-columna fuerte. Esto se logra determinando la máxima resistencia a momento flexionante de las vigas y con estos valores se diseñan las columnas. Se debe obtener una relación de la suma de resistencias

nominales a flexión de la columna a la suma de resistencias nominales a flexión de las vigas de al menos 1.5 o 1.2 para los reglamentos de ACI y RDF, respectivamente.

En una conexión es también de gran importancia el diseño por fuerzas de cortante. Estas fuerzas son causa de un gran número de fallas en conexiones viga–columna, y también tienen el grave inconveniente de que puede conducir a colapsos instantáneos (falla frágil). Para el diseño de las fuerzas de corte resistentes se toman en cuenta, principalmente, las dimensiones de la sección transversal de la columna, un factor de reducción que depende del confinamiento del nudo y, por último, la resistencia a tensión del concreto en esa sección. Este valor deberá superar a la fuerza cortante, calculada de un diagrama de cuerpo libre de la mitad de la altura del nudo. Se debe considerar que el acero que pasa a través del nudo resistirá esfuerzos mayores que los de fluencia debidos a un fenómeno de endurecimiento por deformación y que el esfuerzo de fluencia real de las barras es mayor que el esfuerzo nominal de fluencia de diseño, por lo que, el esfuerzo de fluencia (f_r) se deberá multiplicar por un factor adicional que considere ambos conceptos (con un valor usual de 1.25). Es importante mencionar que dentro de la conexión se colocarán estribos con una misma separación o menor que los que se encuentran en las secciones próximas de la columna para confinar el concreto del nudo.

1.4.2 Reglamento de Nueva Zelanda

En el reglamento de Nueva Zelanda se aplican los mismos conceptos de diseño por flexión que los utilizados en el ACI y RDF; sin embargo, en este reglamento se considera que las fuerzas que actúan sobre el nudo son resistidas por un puntal diagonal de compresión de concreto y por el refuerzo transversal dentro del nudo. El modelo de puntales y tensores será explicado en la sección 1.5. La resistencia del puntal diagonal del concreto es considerada en menor proporción que en los reglamentos antes mencionados, porque se deteriora ante la repetición de ciclos de carga. Es importante hacer notar que la resistencia a corte del concreto es la única que consideran los reglamentos del RDF y ACI.

En el reglamento de Nueva Zelanda se necesita dotar al nudo de refuerzo transversal vertical y horizontal con el fin de garantizar la transferencia de las fuerzas de corte y el confinamiento del concreto en esta parte de la estructura. Es importante mencionar también que el refuerzo transversal, vertical y horizontal, aumentar la ductilidad de deformación del nudo.

1.4.3 Anclajes

Otro punto importante en el diseño y comportamiento de las conexiones viga–columna de esquina o de borde es el anclaje del refuerzo longitudinal de las vigas que se intersectan. Para esto, el RDF y el ACI solamente especifican que las barras deberán tener la suficiente longitud de desarrollo para alcanzar el esfuerzo de fluencia y que el refuerzo longitudinal del lecho superior e inferior deberá atravesar la conexión incluyendo las barras de refuerzo longitudinal de la cara posterior de la columna con la cual colinda y ahí doblarse con ángulos a 90°. Este mismo criterio se utiliza en el código neozelandés, sin embargo, en años recientes se han desarrollando nuevas técnicas de anclaje, conocidas como anclajes mecánicos, los cuales consisten en un aditamento que se atornilla o suelda al final de las barras de acero y que tiene forma de T.

Las investigaciones han dado buenos resultados ya que casi todos los ensayos realizados señalan mejores respuestas a la extracción que las obtenidas con ganchos a 90°. Recientes ensayos en el laboratorio también han demostrado el buen comportamiento de este tipo de anclaje ante cargas cíclicas, por lo que, algunos comités como el ACI–ASCE–352 ya recomiendan su uso en conexiones viga–columna. Esta es una alternativa muy ventajosa, pues se podría reducir la concentración de acero dentro de los nudos (fig. 1.20).

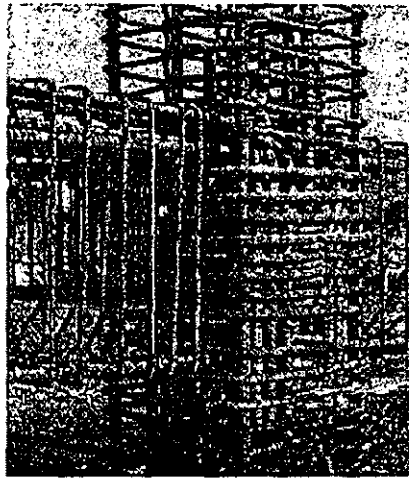


Figura 1.20 - Congestión de acero en una conexión viga-columna

1.5 MODELO DE PUNTALES Y TENSORES

En los reglamentos de construcción aparecen ciertas conexiones estándar con diseños seguros, principalmente basados en resultados de ensayos en el laboratorio, los cuales solamente son aplicables a conexiones viga-columna con geometrías similares. La limitada información disponible para diseñarlas correctamente nos ha obligado a echar mano de otros modelos, por esta razón, ha llamado la atención el modelo de puntales y tensores como base para el diseño de conexiones monolíticas y con elementos prefabricados. Con este modelo se puede interpretar mejor el mecanismo resistente de la conexión, así como la dirección en que las fuerzas son transmitidas.

El modelo de puntales y tensores consiste en formar una armadura, en la cual las barras de acero de refuerzo son los elementos resistentes a fuerzas de tensión (tensores) y el concreto constituye los elementos que soportan las fuerzas de compresión (puntales). Una armadura típica que se obtiene de un modelo de puntales y tensores para una conexión monolítica viga-columna de un marco plano sujeta a fuerzas laterales se presenta en la fig. 1.21. En la armadura, los momentos en las vigas tienen en el sentido contrario de las manecillas del reloj y están equilibrados por los momentos en la columna. Los momentos en los extremos de la viga y de la columna se descomponen en un par de fuerzas que actúan en la cara del nudo. Las fuerzas verticales de compresión en la parte superior e inferior del nudo se cruzan con las horizontales de compresión de los extremos de las vigas en puntos opuestos de la conexión, lo que provoca la formación de un puntal diagonal interior en el concreto de nudo que equilibra las fuerzas. De acuerdo con lo anterior, el concreto dentro del nudo es sometido a un estado biaxial de esfuerzos y, en marcos tridimensionales, triaxial.

Un modelo de puntales y tensores permite visualizar fácilmente el flujo de fuerzas dentro del nudo; así mismo, permite confirmar el cumplimiento de los requisitos de equilibrio y hacer énfasis en el anclaje adecuado de las barras.

De acuerdo con este modelo, la principal función de los estribos de la columna dentro del nudo, es el prevenir el pandeo hacia afuera de las barras verticales de la columna y confinar el concreto del puntal de compresión. Este refuerzo mejora tanto la ductilidad, como la resistencia y controla el agrietamiento que puede suceder por tensión diagonal perpendicular al eje del puntal de compresión. Es importante recalcar que los puntales y tensores son cargados en forma axial solamente.

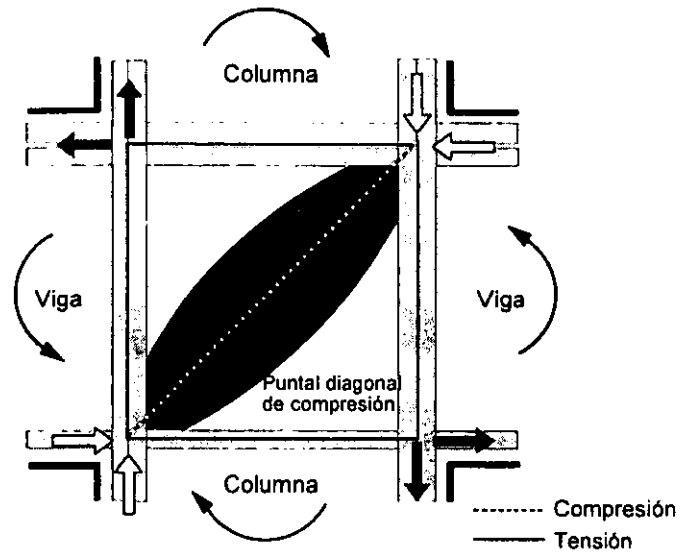


Figura 1.21 - Modelo de puntales y tensores típico de una conexión viga-columna de un marco resistente a fuerzas laterales.

En modelos de puntales y tensores más complicados, se considera la contribución de los estribos a la transferencia de parte de las fuerzas de compresión originadas por puntales adicionales a compresión que se forman entre ellos. Estas fuerzas de compresión son equilibradas por fuerzas de tensión en los estribos.

Este modelo no sólo ofrece una valiosa interpretación del comportamiento de las conexiones viga-columna, sino que también representa una valiosa herramienta para los diseños de las conexiones que no están contempladas dentro de los reglamentos de diseño.

1.6 INDICES PARA EVALUAR EL DESEMPEÑO DE LAS CONEXIONES VIGA-COLUMNNA

Para poder predecir el desempeño de las conexiones viga-columna algunos investigadores han tratado de evaluarlas por medio de índices adimensionales en términos de energía o trabajo, a continuación se presentan algunas de las propuestas más importantes.

1.6.1 Índice de trabajo (I_w)

Gosain, Brown y Jirsa (Higazy y Elnashai, 1997) propusieron un índice de trabajo en un intento de comparar el comportamiento de diferentes conexiones viga-columna ensayadas en el laboratorio por diferentes investigadores. Este índice era una medida adimensional de la capacidad de disipación de energía de diferentes arreglos de acero de refuerzo en las conexiones. Antes de que la energía disipada fuera calculada como el área dentro de los lazos de histéresis, se desarrolló una relación empírica basada en la ductilidad de desplazamiento, Δ/Δ_y , y en una relación de la fuerza para el ciclo i y la fuerza de fluencia, P_i/P_y . Por lo tanto, el índice de trabajo para cada ciclo es:

$$I_w = \frac{P_i \Delta_i}{P_y \Delta_y}$$

Sin embargo, surgieron diversos defectos inherentes a la simplicidad de la técnica; uno de ellos era que se obtenían valores similares para un espécimen cargado cuatro veces a una ductilidad de desplazamiento de 5 y uno cargado dos veces a una ductilidad de 10. Esto se debió a que no tomaba la severidad del daño

ocurrido en los ciclos anteriores. Finalmente, el índice fue desechado por no considerar la contribución de cada ciclo de carga.

1.6.2 Índice de Energía (D_i)

Otro intento por comparar conexiones de concreto reforzado sujetos a cargas cíclicas fue realizado por Nmai y Darwin (Higazy y Elnashai, 1997). Ellos presentaron un índice de energía denominado D_i , el cual cuantificaba la energía total disipada por los ciclos que alcanzaron cuando menos el 75% de la carga de fluencia. La energía elástica almacenada en el arreglo era tomada como $0.5P_y\Delta_y$, donde P_y y Δ_y son la carga y el desplazamiento correspondiente a la fluencia del acero de refuerzo longitudinal. Similar al índice de trabajo, el mayor problema asociado con el uso de D_i fue que el efecto individual de cada ciclo no fue considerado.

1.6.3 Índice de Energía de Disipación por Corte (I_{SDE})

Este índice es propuesto por Higazi relaciona varias cosas importantes mencionadas a continuación durante el diseño de las conexiones (Higazi y Elnashai, 1997):

- La relación de la suma de los momentos últimos de columna y la suma de los momentos últimos de las vigas debe ser cuando menos 1.4 con el fin de obligar a que se plastifiquen las vigas.
- Un porcentaje de refuerzo lateral contra refuerzo longitudinal
- Una relación de aspecto en la zona del panel, que se puede entender como el peralte completo de la columna entre el peralte completo de la viga.

Con estos tres factores se puede determinar de una manera fácil y confiable según los autores, un índice para evaluar el desempeño a corte de las conexiones por medio de unos diagramas de flujo, no mostrados en el texto. Es importante mencionar que este índice relaciona de manera indirecta los ciclos de carga, así como la degradación que produce cada uno de éstos, pero como el nombre del índice indica, la gráfica de histéresis está formada por el cortante en la columna y la deformación producida en la conexión por corte. Por ende, se puede concluir que este índice incluye todas las consideraciones que los índices anteriores despreciaron, y por las cuales, no obtenían mediciones acertadas. El índice se puede calcular de la siguiente manera.

$$I_{SDE} = \sum_{i=1}^N (\mu_i^2) (K_i / K_y) (E_{SDi} / E_{SDy})$$

donde

E_{SDi}	Energía de deformación por corte durante el ciclo i ,
E_{SDy}	Energía de deformación por corte en la fluencia del acero de refuerzo longitudinal a tensión,
K_i	Rigidez del espécimen en el ciclo i ,
K_y	Rigidez del espécimen cuando se presenta la fluencia del acero de refuerzo a tensión
μ_i	Porcentaje de ductilidad deducido de la curva fuerza cortante–deformación de la conexión

1.6.4 Evaluación de las conexiones con el criterio del ACI ITG/T1.1-99

Este criterio tiene como finalidad el conexiones prefabricadas que no cumplen con los requisitos expuestos por el Reglamento del Instituto Americano del Concreto para el diseño de conexiones viga–columna no monolíticas resistentes a sismos y aceptarlas como conexiones que presentan un buen comportamiento sísmico. El criterio está basado principalmente en las rigideces inicial y final, la energía de

disipación, y la capacidad de mantener la resistencia máxima después de un movimiento sísmico de consideración. Las conexiones son evaluadas a través de las curvas histeréticas fuerza lateral–distorsión. Este criterio se explica ampliamente en la sección 5.10. Al parecer este es el primer criterio de evaluación de conexiones viga–columna aceptado completamente, y exige la necesidad de realizar pruebas de laboratorio para poder ser aplicado.

1.7 OBJETIVOS DE ESTUDIO

En este estudio se describe el comportamiento inelástico ante cargas cíclicas de tres tipos de conexiones viga–columna a escala natural desarrolladas en México. El marco bajo consideración fue diseñado y detallado emulando una conexión monolítica según los requisitos del Reglamento de Construcciones para Distrito Federal. Esta investigación fue dirigida para evaluar el comportamiento de las conexiones en tamaños, su rigidez, deformación y características de resistencia cuando los nudos se sometieron a grandes fuerzas de corte y demandas de adherencia. Las elevadas demandas de corte y adherencia fueron aceptadas para evaluar así la viabilidad de las hipótesis de emulación.

Los especímenes probados representaban una conexión viga–columna interior de un marco. Para ello, se aislaron la mitad de la altura de las columnas arriba y abajo, y la mitad de la longitud de las vigas en ambas direcciones, portante y rigidez. Se supuso que en los extremos de estos elementos ocurren puntos de inflexión en la envolvente del diagrama de momentos flexionantes.

Las conexiones fueron ensayadas bajo carga cíclica unidireccional y bidireccional que simularon las fuerzas típicas de un sismo. Las variables fueron el tipo de detallado usado en el nudo para alcanzar la continuidad mecánica del refuerzo longitudinal de las vigas en el lecho inferior y el tipo de construcción, en una y dos direcciones. La ventaja más relevante de los detalles adoptados para alcanzar la continuidad mecánica es que no se utilizaron pernos especiales ni soldadura. Preferentemente, acero de refuerzo convencional o de presfuerzo fue utilizado. El diseño del espécimen siguió el concepto de columna–fuerte–viga–débil. Los resultados se compararon con conexiones monolíticas calculadas y entre ellas mismas.

CAPITULO 2

MODELO J-E

2.1 INTRODUCCIÓN

Debido al gran desarrollo que han alcanzado las estructuras prefabricadas y presforzadas, el estudio de las conexiones viga-columna ha sido necesario, debido a que en estos puntos se presentan las condiciones más complicadas de diseño y construcción, lo que muchas veces ha conducido a soluciones poco prácticas y difíciles de ejecutar. Es importante mencionar que, además, el comportamiento real de estas conexiones viga-columna ante cargas sísmicas no se conoce con toda precisión.

Para conocer el comportamiento de una conexión prefabricada específica se construyó el modelo J-E. Este sistema consiste en dejar aberturas o ventanas en las columnas prefabricadas. Posteriormente, las vigas prefabricadas se apoyan en la columna a la altura de dichas ventanas. Las barras de refuerzo para momento positivo (lecho inferior) tienen dobleces a 90° dentro del nudo. Estas barras se unen y se pretende hacer continuas por medio de estribos. El refuerzo para momento negativo es continuo a través del nudo. La junta es finalmente reforzada transversalmente con estribos diseñados para confinar el concreto de la junta (Carranza y otros, 1996).

Para el ensaye del espécimen se diseñó un marco de carga que permite aplicar cargas cíclicas pseudoestáticas. Además, el espécimen fue densamente instrumentado con el propósito de conocer las rotaciones del nudo, desplazamientos, cargas y distribución de esfuerzos en diferentes secciones transversales, tanto de las vigas como de las columnas.

En este capítulo se presentan los resultados generales del ensaye del modelo J-E, comparando su respuesta con el comportamiento esperado de acuerdo con las hipótesis de diseño. Se hace especial énfasis en el comportamiento del anclaje del acero de refuerzo para momento positivo.

2.2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

El modelo J-E representó un marco plano resistente a momento. Este modelo es importante para estudiar el desempeño de la unión sin hacer intervenir el comportamiento ante acciones en dos sentidos. La geometría se propuso de tal forma de tener un sistema equivalente al prototipo con una escala cercana a la real, tanto en la altura de la columna y claros de vigas, como en las secciones transversales. En la fig. 2.1 se muestran las dimensiones generales del modelo.

En el diseño se usaron los lineamientos dados por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, NTC-C, (Departamento del Distrito Federal, 1996) y las propiedades de diseño de los materiales. Se tomaron factores de reducción de resistencia unitarios ($F_R = 1.0$).

Las cuantías de refuerzo longitudinal de vigas y columnas se propusieron de tal manera que el nudo quedara sometido a grandes demandas por corte y adherencia, de modo de revisar los mecanismos resistentes de la conexión J-E y comparar su comportamiento con estructuras monolíticas equivalentes. Sin embargo, solamente se debe utilizar con fines de pruebas experimentales.

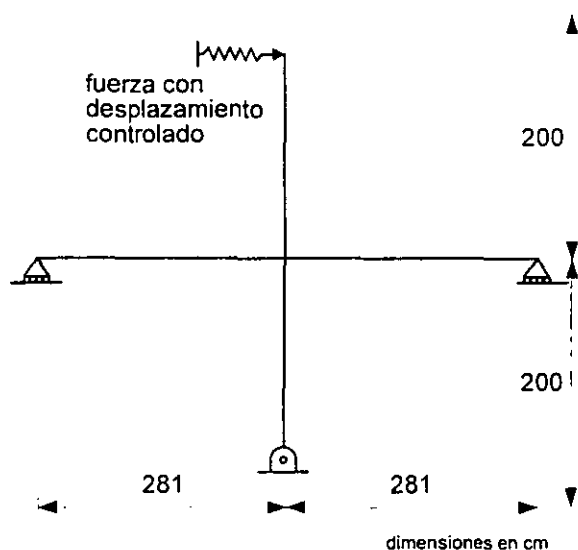


Figura 2.1 - Dimensiones generales del modelo J-E

2.2.1 Diseño de la columna

Se propuso la siguiente sección transversal y características de los materiales:

sección	50 x 50 cm
barras :	8 No.10 $\rho = .025$
concreto :	$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$
acero :	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
	$f_u = 7000 \text{ kg/cm}^2$

por lo tanto:

$$f^*c = 0.8 f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2 > 250 \text{ kg/cm}^2, \text{ entonces}$$

$$f''c = f^*c (1.05 - f^*c/1250) = 231 \text{ kg/cm}^2$$

La carga axial en la condición máxima se supuso igual a cero, ya que investigaciones experimentales en nudos viga-columna han demostrado que su contribución a la resistencia al corte del nudo puede ser despreciada (Kurose y otros, 1988).

2.2.1.1 Resistencia a flexocompresión

El diagrama de interacción es el lugar geométrico de las combinaciones de carga axial y momento flexionante con las que un elemento alcanza su resistencia. Este diagrama normalmente es calculado con las hipótesis de diseño de las NTC-C, pero puede calcularse con otros modelos de comportamiento del concreto como el propuesto por Hognestad (Park y Paulay, 1988) y un modelo de comportamiento del acero que tome en cuenta el endurecimiento por deformación del acero. El modelo del acero con endurecimiento se determina a partir de la deformación de fluencia, la deformación para la cual comienza el endurecimiento y la deformación última. El tramo elástico y plástico se consideró como un comportamiento elastoplástico perfecto y el tramo de endurecimiento se representó con un polinomio de tercer grado. Para la columna propuesta, en la fig. 2.2 se presentan los diagramas de interacción obtenidos con ambos modelos.

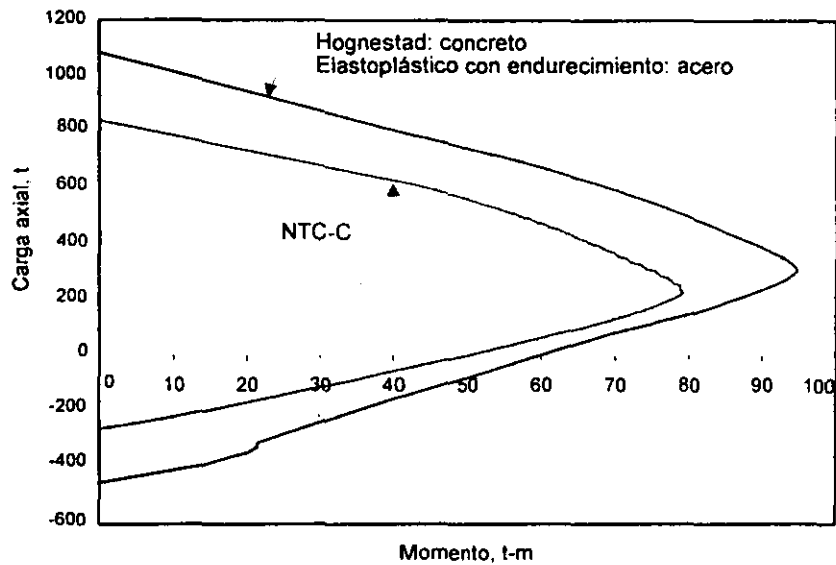


Figura 2.2 - Diagrama de interacción de la columna

El diagrama momento-curvatura de una sección muestra gráficamente la resistencia a momento de un elemento de acuerdo con el incremento de curvatura en la sección para una carga axial específica. La curvatura es el gradiente del perfil de deformaciones en una sección del elemento (Park y Paulay, 1988). En la fig. 2.3 se presentan dos gráficas momento-curvatura.

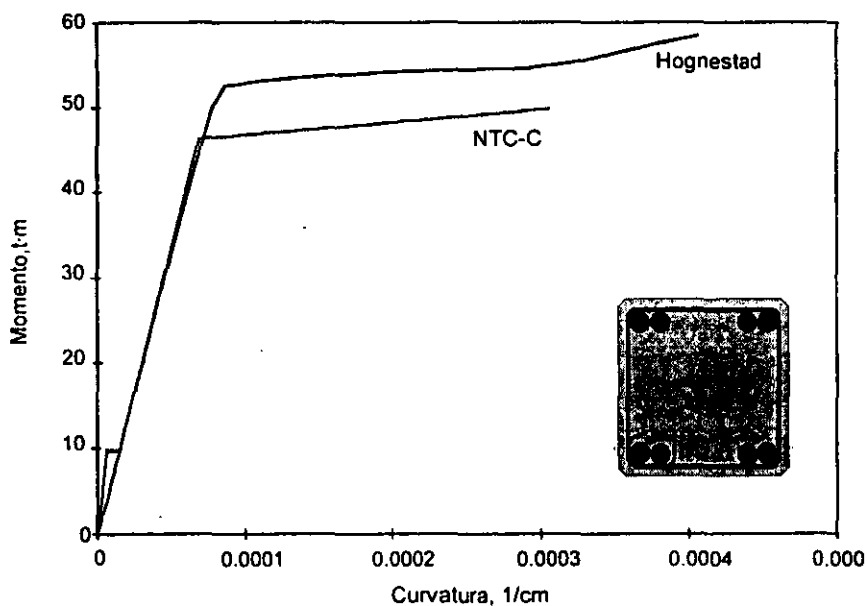


Figura 2.3 - Diagrama momento-curvatura, para carga axial N = 0

La gráfica denominada NTC-C se calculó con cuatro principales puntos; el primer punto corresponde al momento y la curvatura obtenida con la sección bruta de la viga cuando el esfuerzo a tensión en el concreto

alcanza el máximo permitido por las NTC-C. El segundo corresponde a la curvatura obtenida con la sección agrietada transformada y el momento del primer punto. El tercero corresponde al momento obtenido con la sección agrietada transformada considerando que el acero del lecho a tensión estaba fluyendo. En estos tres primeros puntos el modelo de comportamiento del concreto fue elástico lineal. El último punto se obtuvo con las hipótesis de las NTC-C, considerando un bloque de esfuerzos equivalente como comportamiento del concreto. En todos los puntos mencionados el acero se consideró elastoplástico perfecto. En la otra gráfica, se utilizó el modelo de comportamiento del concreto propuesto por Hognestad y un modelo para el acero que consideró el endurecimiento por deformación.

Por lo tanto, el momento resistente para la columna propuesta y con carga axial nula según las NTC-C es

$$M_R = 49.8 \text{ t}\cdot\text{m}$$

2.2.1.2 Resistencia a fuerza cortante

Se propusieron estribos cuadrados del No.4 (12.7mm) separados a cada 10 cm (E No.4@10), por lo que para cada dirección de análisis se consideraron sólo dos ramas.

- Área de acero a cortante

$$A_v = 2(1.27) = 2.54 \text{ cm}^2$$

- cuantía de acero longitudinal (capa más cercana a la cara de compresión mínima)

$$\rho = A_s/A_g = 4(7.95) / 50^2 = 0.0127$$

- y como $0.0127 > 0.01$, se usó la siguiente expresión para calcular el esfuerzo cortante del concreto

$$V_{CR} = 0.5 h d f_c \rho = 0.5 (50) (42.2) 280 = 17\,653 \text{ kg}$$

La contribución a la resistencia a la fuerza cortante que proporcionan los estribos se calculó como:

$$V_s = A_v f_y d / s = 2.54 (4200) (42.2) / 10 = 44\,018 \text{ kg}$$

y la resistencia total resulta:

$$V_R = V_{CR} + V_s = 17.7 + 44 = 61.7 \text{ t}$$

El cortante asociado al desarrollo de la resistencia a flexión de la columna es:

$$V_U = M_R / L_c = 49.8 / 1.75 = 28.5 \text{ t} < 61.7 \text{ t}$$

2.2.2 Diseño de las vigas

Para el diseño de las vigas se consideró la sección completa y el armado del acero de refuerzo que atraviesa el nudo, ya que éste es el único que trabajará en el paño de la columna. Se propuso la siguiente sección transversal:

sección	50x50 cm
barras:	lecho superior 2 No. 10 y 2 No. 8 lecho inferior 2 No. 8
concreto :	$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$
acero :	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ $f_u = 7000 \text{ kg/cm}^2$

2.2.2.1 Resistencia a flexión

Los resultados del cálculo de la resistencia de la viga se resumen en la fig. 2.4. El último punto de las gráficas del RDF corresponde al momento resultante según las hipótesis de las NTCC, que se consideró que todo el acero longitudinal a tensión está fluyendo.

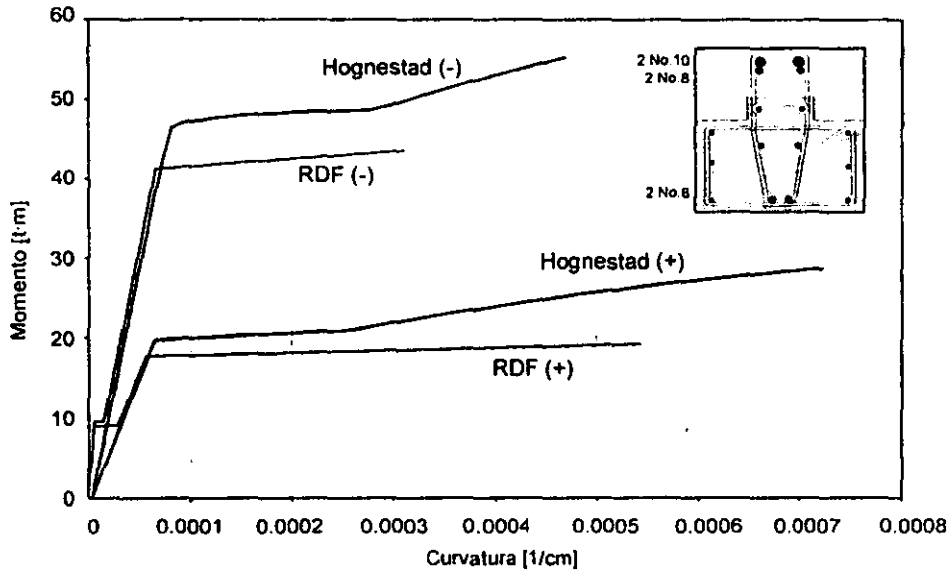


Figura 2.4 - Diagramas momento curvatura de la viga

Resumiendo, las resistencias a flexión obtenidas según las hipótesis de las NTC-C:

$$M_R^{(+)} = 19.2 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_R^{(-)} = 43.8 \text{ t}\cdot\text{m}$$

2.2.2.2 Resistencia a fuerza cortante

Se consideraron estribos del No. 3 separados a 10 cm. Sólo se consideraron dos ramas de estribos para la sección completa ya que eran las que cubrían todo el peralte de las vigas (ver fig. 2.5).

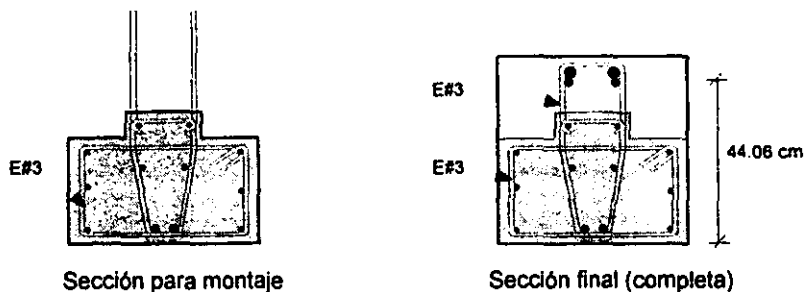


Figura 2.5 - Refuerzo para fuerza cortante

- área de acero a cortante

$$A_v = 2 (0.71) = 1.42 \text{ cm}^2$$

- cuantía de acero longitudinal

$$\rho = A_v/A_g = [2(7.92)+2(5.07)] / [(50)(43.9)] = 0.0118 > 0.01$$

$$V_{cr} = 0.5 b d \sqrt{f_c^*} = 0.5 (50)(43.9) \cdot 280 = 18\,364 \text{ kg}$$

- es decir

$$V_{cr} = 18.4 \text{ t}$$

El acero transversal proporciona:

$$V_s = A_v f_y d / s = 1.42 (4200) (44.06) / 10 = 26\,277 \text{ kg}$$

y la resistencia total es:

$$V_R = V_{cr} + V_s = 44.7 \text{ t}$$

El cortante plástico máximo asociado a la formación de la articulación plástica por momento negativo en la viga en el paño de la columna es:

$$V_u = M_R^{(j)} / L_v = 43.8 / 2.56 = 17.1 \text{ t} < 44.7 \text{ t}$$

2.2.3 Revisión del nudo

De acuerdo con las NTC-C, el nudo se consideró como no confinado, ya que a él llegan solamente dos vigas en caras opuestas de la columna.

Por lo tanto, la resistencia de diseño se calculó según las NTC-C como:

$$V_R = 4.5 \sqrt{f_c^*} b_c h$$

donde :

b_c = media del ancho de vigas y columna, 50 cm.

h = dimensión de la columna en dirección de la carga, 50 cm.

f_c^* = resistencia nominal del concreto a compresión, kg/cm²

$$V_R = 4.5 \cdot 280 \cdot (50) (50) = 188\,248 \text{ kg}$$

$$V_R = 188 \text{ t}$$

Las fuerzas actuantes en el nudo se pueden ver esquemáticamente en la fig. 2.6. El corte en el nudo se calculó como:

$$V_{jh} = T_1 + T_2 - V_{cut}$$

Los momentos resistentes anteriormente calculados, de 43.8 y 19.2 t·m para flexión negativa y positiva, se supuso que se presentarían en el paño de la columna. Tomando el claro $L = 5.12 \text{ m}$ en las vigas (con el punto de inflexión al centro de éstas) los cortantes valen:

$$V_1 = 43.8 / 2.56 = 17.1 \text{ t}$$

$$V_2 = 19.2 / 2.56 = 7.5 \text{ t}$$

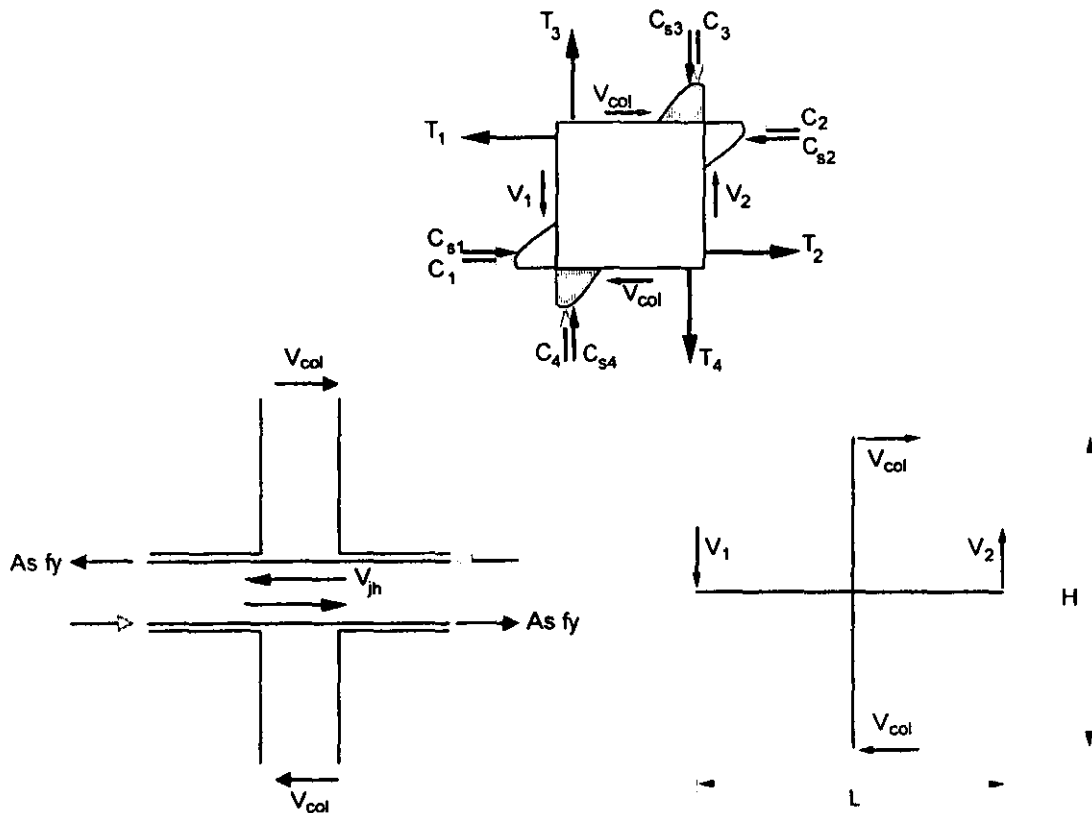


Figura 2.6 - Acciones de cortante en el nudo

La fuerza cortante en la columna se calculó como:

$$V_{col} = (V_1 + V_2) \cdot L / 2H$$

por lo tanto

$$V_{col} = (17.1 + 7.5) 5.62 / (2(4)) = 17.3 \text{ t}$$

Las fuerzas a tensión en el acero de las vigas, considerando un factor igual a 1.25 que tome en cuenta un mayor esfuerzo de fluencia que el nominal especificado y el endurecimiento por deformación del acero longitudinal, valen:

$$T_1 = A_s^{(1)} 1.25 f_y = 25.98 (1.25) (4200) = 136\,395 \text{ kg}$$

$$T_2 = A_s^{(2)} 1.25 f_y = 10.14 (1.25) (4200) = 53\,235 \text{ kg}$$

por lo tanto, la demanda de cortante en el nudo será:

$$V_{jh} = 136.4 + 53.2 - 17.3 = 172.3 \text{ t}$$

Finalmente, comparando la fuerza cortante resistente del nudo con la demanda, se tiene:

$$V_{Rj} = 188.25 > 172.3 \text{ t}$$

La demanda de fuerza cortante en el nudo es muy cercana a la resistencia, como se había establecido.

2.2.3.1 Revisión de los estribos de continuidad del refuerzo positivo

En este inciso se revisan los estribos necesarios para hacer continuo el refuerzo positivo de la viga dentro del nudo (fig. 2.7).

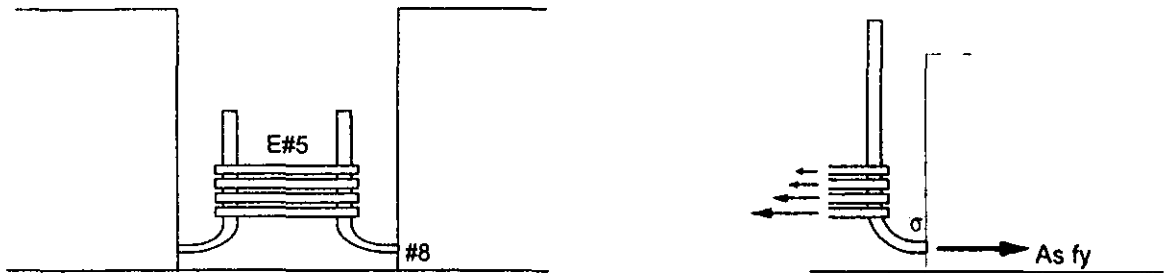


Figura 2.7 - Estribos de continuidad del acero de refuerzo positivo de las traves

Se pretendió que la fuerza que se desarrolla en las barras longitudinales del lecho inferior de las vigas sea resistida por esfuerzos de tensión en los estribos. Por compatibilidad de deformaciones, es de esperar que existan esfuerzos de aplastamiento en el concreto en el doblé de las barras, así como una tendencia al desprendimiento de una pirámide de concreto del nudo. Si se considera, simplíficamente, que las fuerzas en las barras longitudinales es resistida directamente por los estribos, entonces bastará proporcionar suficiente área de estribos para igualar a la de las barras longitudinales.

Las barras de acero tuvieron un área total de 10.1 cm². Si se usan estribos del No.5, se necesitan tres para alcanzar un área de 11.9 cm². Se decidió proporcionar cuatro estribos del No.5 para considerar la tendencia de la extracción del concreto del nudo al tensionar las barras longitudinales del lecho inferior.

La fuerza máxima esperada en las barras de acero longitudinal del lecho inferior es:

$$F_{m\acute{a}x} = A_s f_y = 2(5.07)(4200) = 42\,588 \text{ t} = 42.6 \text{ t}$$

La fuerza máxima resistente de los estribos es:

$$F_r = A_s f_y = 8(1.98)(4200) = 66\,528 \text{ kg} = 66.52 \text{ t} > 42.6 \text{ t}$$

2.2.4 Configuración del conjunto vigas–columna

Con los resultados anteriores se revisaron las fuerzas máximas de diseño que se podrían aplicar al modelo (fig. 2.8). Se consideraron claros de 5.12 m al paño de la columna y alturas de entrepiso de 4 m. Se supuso que ante cargas horizontales la estructura tendría los puntos de inflexión cerca de los centros de los claros de sus elementos.

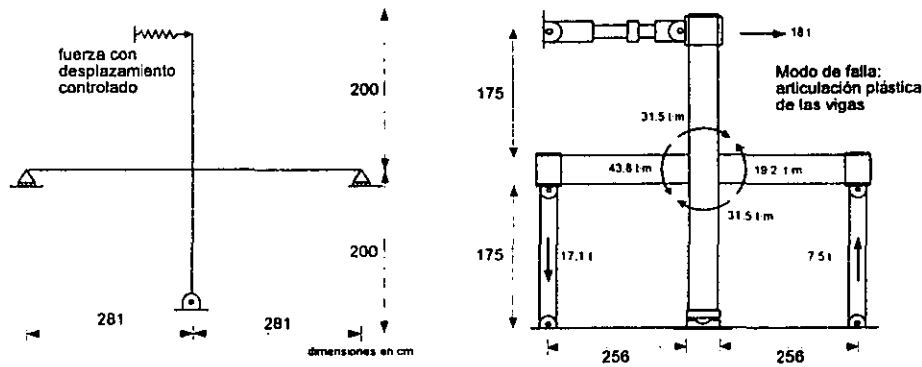


Figura 2.8 - Fuerzas máximas de diseño del modelo J-E

2.2.4.1 Cálculo de la cortante máxima de entrepiso debido a la falla de nudo

La expresión siguiente permitió determinar la cortante máxima de entrepiso que produce la falla del nudo. La ecuación 2.1 se obtuvo de considerar que las articulaciones plásticas se formarían en la cara de la columna y que la resistencia máxima del nudo por corte es la propuesta por las NTC-C para nudos no confinados.

$$V_{lateral} = \frac{4.5 \cdot f_c^* \cdot b_v \cdot h \cdot J_h}{H \left(1 - \frac{h}{L} - \frac{J_h}{H} \right)} = \frac{4.5 \cdot 280 \cdot (50) \cdot (50) \cdot (38.9)}{400 \left(1 - \frac{50}{512} - \frac{38.9}{400} \right)} = 22.7 \text{ t} > 18.1 \text{ t} \quad (2.1)$$

donde

- $V_{lateral}$ = Cortante última de entrepiso que produce la falla del nudo, t
- f_c^* = esfuerzo medio a compresión del concreto, kg/cm²
- b_v = media del ancho de las vigas y columna, cm
- h = altura del nudo, cm
- J_h = brazo de momento en las vigas, cm
- L = longitud de claro de vigas, cm
- H = altura de la columna, cm

Se comprobó que la cortante máxima de entrepiso asociada a la falla del nudo es mayor que la cortante asociada a la falla por articulaciones plásticas en las vigas (ec. 2.1).

2.2.5 Consideraciones de diseño

La cuantía de acero de refuerzo longitudinal para momento positivo se obtuvo para resistir aproximadamente el 50% del momento negativo (sección 5.2.2 del RDF-93), con la finalidad de representar las fuerzas actuantes en un edificio construido con este sistema estructural. Se revisó, además, que los momentos resistentes flexionantes, tanto en las vigas como en la columna fueran superiores a 1.5 veces a sus respectivos momentos de agrietamiento (sección 2.1.2.a del RDF-93). Estos requisitos son exigidos en el diseño de marcos dúctiles y de elementos a flexión de las NTC-C respectivamente.

Se cumplió con la sección 5.3.2 de las NTC-C que limitan la resistencia mínima a flexión de la columna en el nudo con la siguiente relación:

$$\frac{\sum M_e}{\sum M_g} = 1.55 \geq 1.5$$

donde:

$\sum M_e$ = es la suma de los momentos resistentes de diseño de las columnas que llegan al nudo.

$\sum M_g$ = es la suma de los momentos resistentes de diseño de las vigas que llegan al nudo

En la sección 5.4.3 de las NTC-C se limita la relación $h_{columna} / d_b \text{ barra de viga} \geq 20$ para controlar la degradación de rigidez y la resistencia del nudo debido al deterioro en la adherencia de las barras de las vigas que atraviesan el nudo. Reconociendo que se corría el riesgo de que la adherencia de las barras longitudinales de las vigas sufriera deterioro, se decidió no cumplir con el requisito anterior y colocar barras con relación $h / d_b = 15.7$. Esto se hizo con objeto de someter al nudo a altas demandas de corte y poder así estudiar los mecanismos resistentes al corte en el modelo J-E

Es importante mencionar que las barras de acero de refuerzo inferior no son continuas a través del nudo y que la continuidad se pretende lograr con estribos cerrados. Este innovador tipo de conexión del acero no tiene referencia alguna en las NTC-C, de modo que se diseñó como se presentó en 2.2.3.1.

La separación del acero de refuerzo transversal del nudo fue similar a la del acero de refuerzo por corte en la columna. Así, se cumplió con los requisitos de marcos dúctiles de las NTC-C (sección 5.4.2).

2.2.6 Descripción del modelo

2.2.6.1 Columna

La geometría y armado se muestran en la fig. 2.9. La columna tenía una sección de 50 x 50 cm y una longitud de 4.14 m. Estaba reforzada longitudinalmente con ocho barras del No.10 distribuidas en las esquinas en paquetes de dos barras, todas continuas a lo largo del elemento. El refuerzo transversal consistió en estribos del No.4 separados a 10 cm. Ambos refuerzos fueron de grado 42.

La columna fue de concreto reforzado y prefabricado. La parte prefabricada comprendió los extremos de la columna. A la mitad del claro se dejó una abertura de 1 m para permitir el montaje de las vigas, la cual, se coló con la parte superior de las vigas una vez que el armado de la conexión estuvo listo. La resistencia nominal del concreto fue de 350 kg/cm^2

En cada cara de la columna a la altura de la ventana se dejaron dos barras del No. 5 en forma de cruz con la finalidad de evitar problemas de pandeo y torsión durante su transporte, las cuales, posteriormente, fueron parcialmente retiradas antes del montado (fig. 2.9).

En la parte superior de la ventana, el concreto prefabricado termina en forma de cono, en cuyo vértice afloran cuatro ductos galvanizados de 1/2 plg (1.27 cm) de diámetro, como se observa en el detalle A de la fig. 2.9, con el propósito de facilitar la expulsión del aire atrapado durante el colado de la ventana. Adicionalmente, en la parte inferior de la ventana se dejó una llave de corte entre el concreto prefabricado y el colado en sitio, para mejorar la adherencia y transmisión de fuerzas entre ambos concretos.

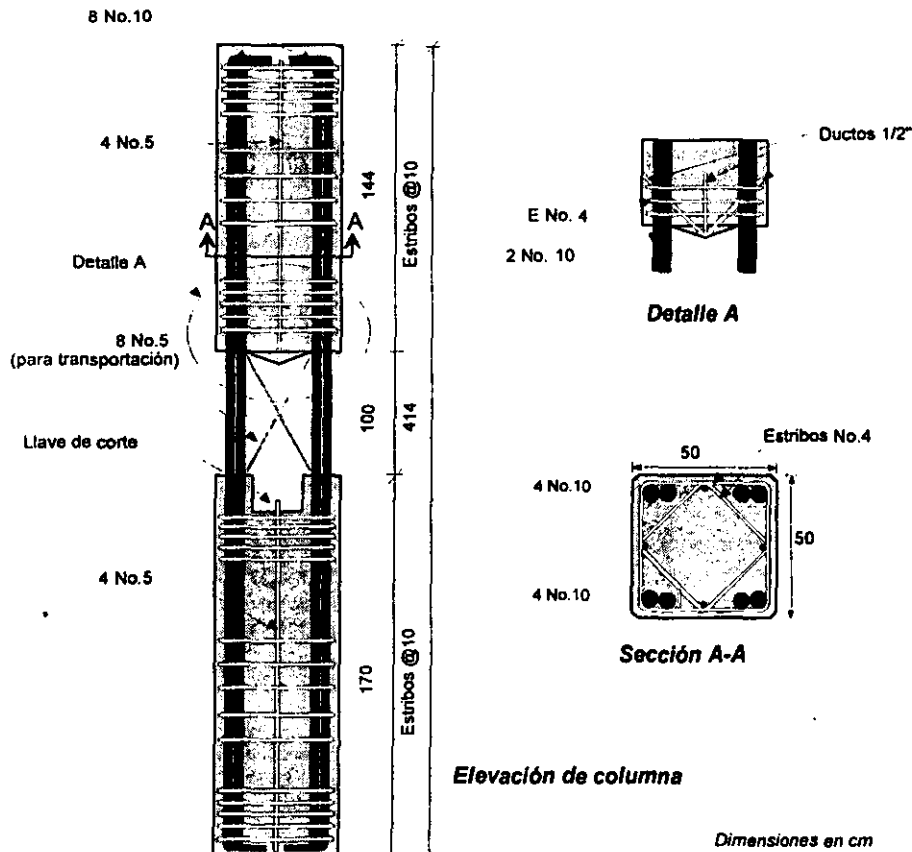


Figura 2.9 - Geometría y armado de la columna del modelo J-E

2.2.6.2 Vigas

La geometría y refuerzo de las vigas se muestran en la fig. 2.10. Las vigas se construyeron en dos partes; primero, en la planta de prefabricados, se construyó la parte inferior y posteriormente se completaron ya montadas en la estructura con un colado en sitio. La parte inferior se reforzó con dos barras longitudinales del No. 8 en su lecho inferior y estribos abiertos del No. 3 a cada 10 cm. El acero longitudinal se extendió, formando ganchos a 90°, fuera del extremo de la viga que se conectaría con la columna en el nudo. Esta parte inferior de la viga comúnmente se construye presforzada, y su ancho se reduce en la zona del nudo (como se muestra en la fig. 2.10) para poder ser apoyada en la ventana de la columna durante el montaje. Esta nariz contiene dos pares de ductos de 3/4 plg (1.9 cm) de diámetro con el fin de permitir el paso de los estribos de confinamiento del nudo, durante el armado de la conexión en el sitio. La sección prefabricada de las vigas se muestra en la sección B-B de la fig. 2.10.

En la segunda parte se completó el peralte total de las vigas. Para esto se colocaron los estribos de continuidad del acero longitudinal del lecho inferior, el refuerzo transversal del nudo y, por último, el acero longitudinal del lecho superior de las vigas (fig. 2.11). El acero longitudinal del lecho superior constó de dos barras del No. 10 y dos barras del No. 8 continuo a través de la junta. La continuidad del acero del lecho inferior se logró con cuatro estribos cerrados del No. 5 que abrazan los ganchos a 90° salientes de las vigas prefabricadas. Las secciones finales de las vigas fueron de 50 x 50 cm

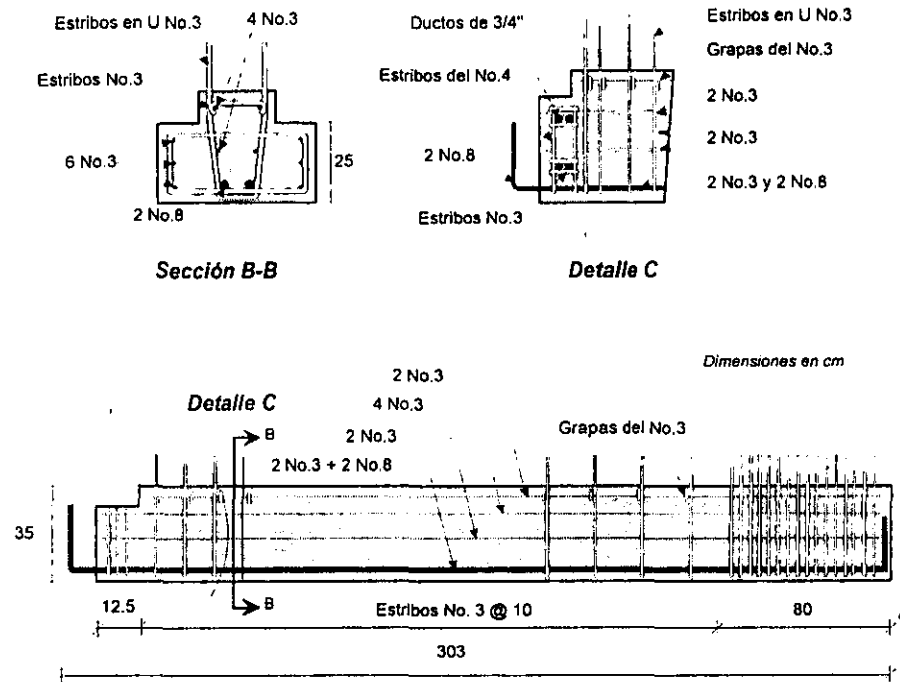


Figura 2.10 - Geometría y armado de las vigas

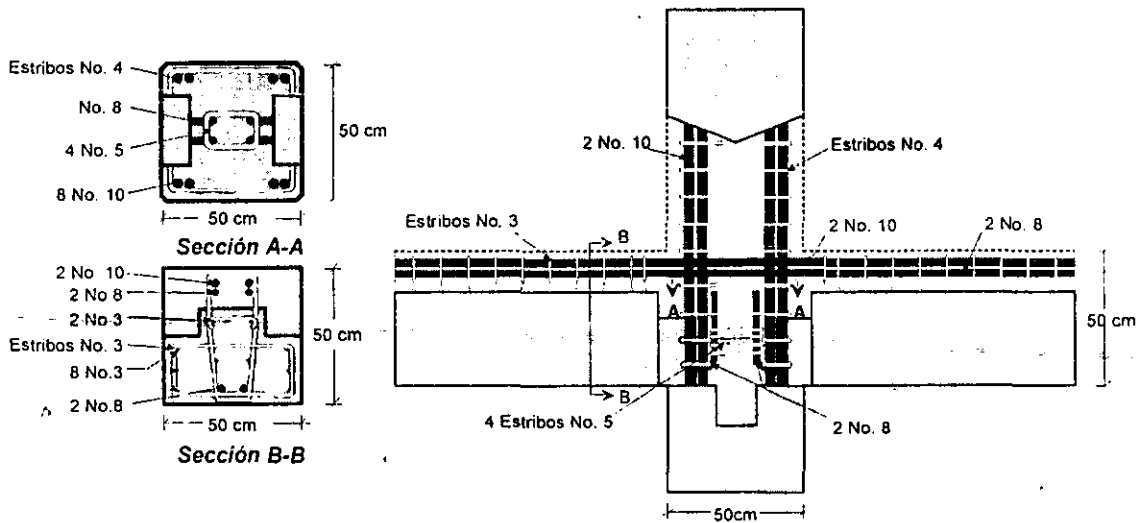


Figura 2.11 - Detalles de la unión viga columna

2.3 FABRICACIÓN Y CONSTRUCCIÓN

Como se mencionó, la fabricación del modelo se realizó dos principales etapas. La primera etapa se llevó a cabo en la planta de elementos prefabricados de Servicios y Elementos Presforzados S.A. de C.V. (SEPSA) ubicada en Jiutepec, Morelos. Esta etapa consistió en el habilitado del acero de refuerzo, colocación de la instrumentación interna en el acero de refuerzo, armado, elaboración de moldes, colado, curado a vapor y descimbrado de los elementos que formarían parte de la conexión.

Primero, se instrumentó el refuerzo con deformímetros eléctricos de 5 mm de longitud. Una vez terminados los armados de las vigas y de la columna, se colocaron dentro de moldes de acero previamente impregnados con diesel como desmoldante. El concreto fue colocado en los moldes directamente de la dosificadora por medio de un brazo especial, en capas, y su compactación se realizó mediante un vibrador eléctrico portátil. Dos horas después del colado se comenzó el curado de las piezas con presión de vapor de agua. El curado duró alrededor de 8 h hasta que las piezas alcanzaron el 80% de su resistencia nominal. El concreto fue elaborado en la propia planta en una dosificadora portátil, con un tamaño máximo del agregado de 3/4 plg (1.9 cm) y cemento portland tipo I.

La columna fue colada en posición horizontal. La colocación del concreto se realizó en tres capas de aproximadamente 17 cm y dejando una abertura de un metro a la mitad del total de su longitud según lo indicado en 2.2.6.1. El concreto tuvo un revenimiento promedio de 8 cm. En la fig. 2.12 se presenta el armado de la columna antes de introducirlo en la cimbra y en la fig. 2.13 la colocación del concreto.

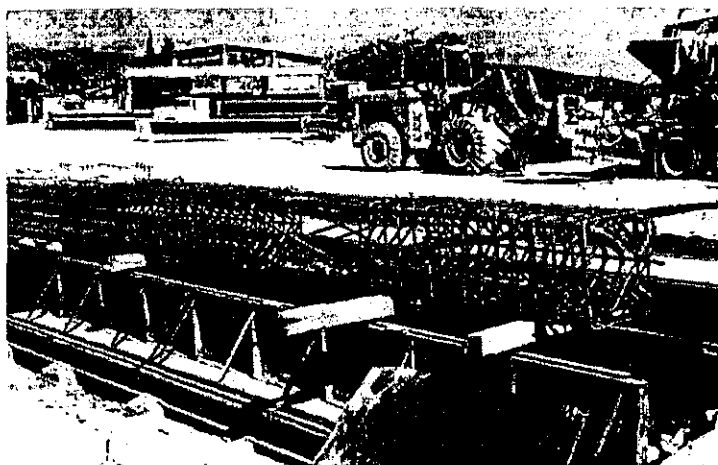


Figura 2.12 - Armado de la columna

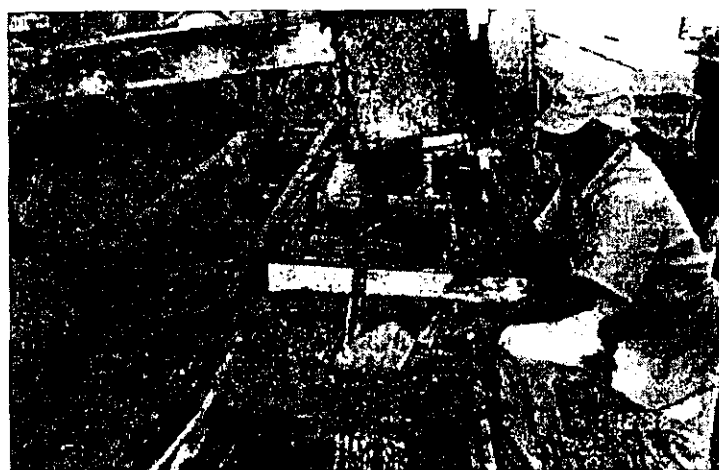


Figura 2.13 - Construcción de la columna

Las vigas fueron coladas en posición horizontal y en dos capas de 17 cm, aproximadamente. En esta primera etapa de prefabricación, sólo se colaron 35 cm del peralte total en su parte central y 25 cm en sus extremos según lo indicado en 2.2.6.2. El concreto tuvo un revenimiento promedio de 12 cm. En las vigas se dejaron estribos del No. 3 abiertos, en forma de U, que se utilizaron posteriormente para abrazar el acero longitudinal del lecho superior. En las figs. 2.14 y 2.15 se presentan el armado de la viga dentro del molde y la colocación del concreto, respectivamente.

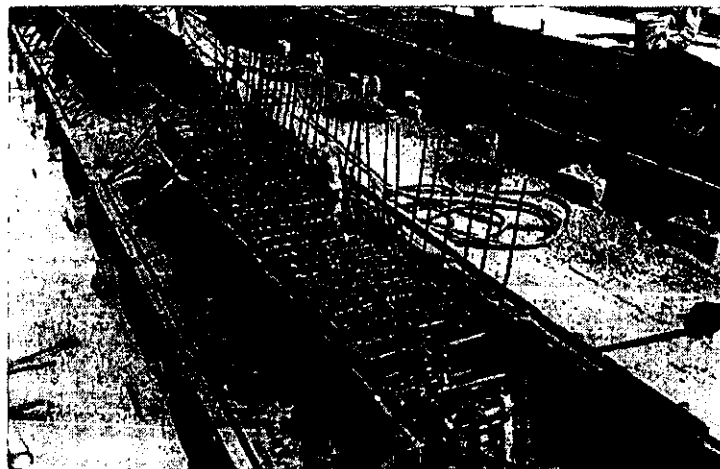


Figura 2.14 - Armado de la viga



Figura 2.15 - Colocación y compactación del concreto de las vigas

Una vez que el concreto de las vigas y la columna alcanzó el 80% de su resistencia nominal, obtenida por medio de pruebas a compresión simple de cilindros de concreto fabricados durante los colados de las piezas, los elementos se transportaron al Laboratorio de Estructuras Grandes del Cenapred (LEG). Así, se ejecutó el montaje, armado y colado final del modelo por personal de SEPSA, de modo de reproducir las condiciones que se presentan en obra.

El montaje se realizó con la ayuda de una grúa viajera de 10 t y colocando puntales provisionales para su soporte. Seguidamente, se colocaron los estribos de continuidad de las barras del lecho inferior, los estribos de confinamiento del nudo, las barras de acero longitudinal del lecho superior. Por último, se cerraron los estribos con forma de U de las vigas prefabricadas. En la fig. 2.16 se presenta el armado final de la conexión.

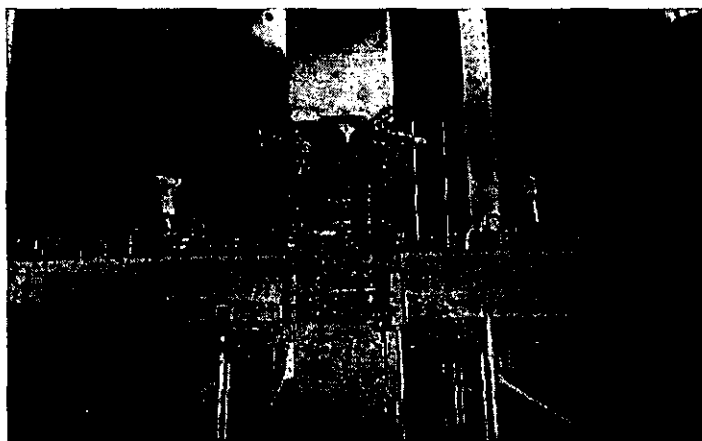


Figura 2.16 - Armado de la conexión, Modelo J-E

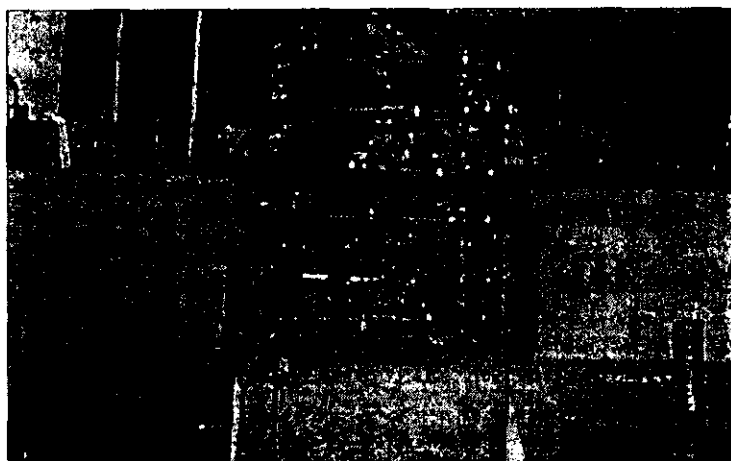


Figura 2.17 - Detalle de los estribos de continuidad, Modelo J-E

Los estribos de continuidad estaban hechos con barras del No.5 de forma rectangular, cerrada y con dobleces a 90°, colocados sin separación, uno sobre otro, y dentro de los cuales quedaron los ganchos a 90° de las barras del lecho inferior (fig. 2.17). Los estribos de confinamiento eran estribos del No. 4 cerrados colocados con separaciones de 10 cm para respetar la modulación de estribos de las secciones prefabricadas de la columna. Los dos primeros estribos de confinamiento a partir de la parte inferior de la ventana se colocaron de manera especial. Al principio los estribos tenían forma de U, una punta larga y otra corta, para

permitir la introducción de ambas puntas en los orificios dejados en las vigas con este fin. Posteriormente la punta corta se dobla a 135° y la larga se dobla dos veces a 90° , de tal forma que se obtenga un estribo cerrado, similar a los de la columna. Los estribos del No.3 de las vigas prefabricadas fueron cerrados con ganchos a 90° una vez que las barras longitudinales atravesaron el nudo en forma continua.

Terminado el armado se colocó una cimbra de madera en las vigas y la ventana de la columna. La cimbra se impregnó con diesel como desmoldante (fig. 2.18). El colado se hizo con un concreto, fabricado en una revolvedora portátil. Con objeto de mejorar su trabajabilidad y facilitar su colocación, sobre todo en el nudo, se usó un aditivo superfluidificante. Este concreto tenía las mismas propiedades que el elaborado en planta. Una vez que el concreto endureció, se curó con costales húmedos durante siete días.



Figura 2.18 - Colado del Modelo J-E

Por último, se descimbró el modelo y se pintó de color blanco para facilitar la observación de la evolución del daño y el registro de los patrones de agrietamiento durante los ensayos. Se dibujó una retícula adicional para agilizar este proceso. En la fig. 2.19 se presenta el modelo terminado y listo para ser ensayado.

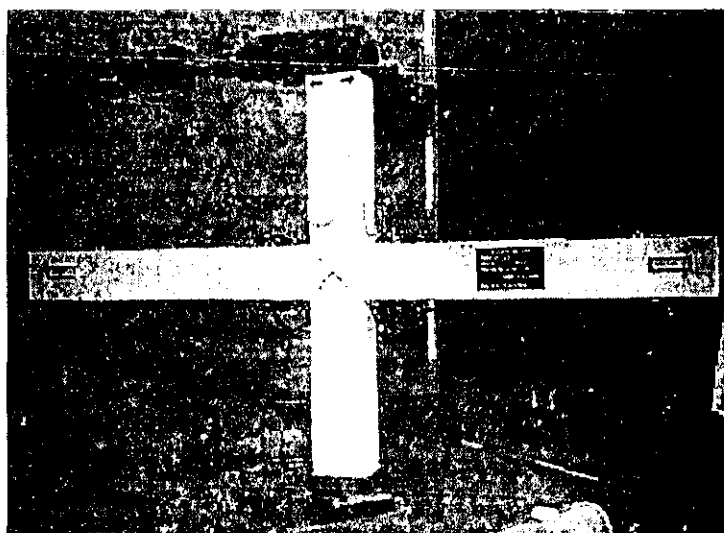


Figura 2.19 - Modelo J-E terminado

Durante la primera y segunda parte constructiva se tomaron muestras del concreto fresco de acuerdo con la Norma Mexicana NMX-C-161 (ONNCCE, 1997a), Se elaboraron cilindros de concreto para obtener la resistencia a compresión del concreto, al día de la prueba, siguiendo lo establecido en la Norma Mexicana NMX-C-083 (ONNCCE, 1997b).

2.4 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES Y REVISIÓN DEL MODELO

2.4.1 Propiedades de los materiales

Como se indicó en 2.2, el modelo fue diseñado con una resistencia del concreto de 350 kg/cm² a 28 días en las vigas y en la columna. El concreto de los elementos prefabricados fue hecho en planta con cemento portland tipo I y tamaño máximo del agregado de 3/4 plg (1.9 cm). Del concreto fresco de cada elemento se obtuvieron muestras según la Norma Mexicana NMX-C-161 (ONNCCE, 1997a), con las cuales se elaboraron tres cilindros de dimensiones estándar, 15 x 30 cm. Los cilindros fueron ensayados para conocer la resistencia del concreto, cercana al día de la prueba, de acuerdo con lo establecido en la Norma Mexicana NMX-C-083 (ONNCCE, 1997b). El concreto utilizado en el colado del nudo y en la parte superior de las vigas, fabricado en el laboratorio, tenía características y propiedades similares al fabricado en planta, con la excepción de que se le agregó superfluidificante para mejorar su trabajabilidad y facilitar su colocación. Además, se muestreo para conocer su resistencia. La resistencia del concreto cercana al día de la prueba se presenta en la tabla 2.1.

De modo de conocer las propiedades de las barras utilizadas se realizaron pruebas de tensión para todos los diámetros utilizados en el modelo, de acuerdo con la Norma Mexicana NMX-B-172 (SECOFI, 1994). El esfuerzo nominal de fluencia de todas fue de 4200 kg/cm² de acuerdo con lo mencionado en 2.2. Las propiedades medidas del acero de refuerzo se presentan en la tabla 2.2.

Tabla 2.1 - Propiedades medidas del concreto

PROPIEDADES MECÁNICAS DEL CONCRETO					
Lugar de colado	Elementos	Resistencia a la compresión, kg/cm ²		Módulo de Elasticidad x10 ⁵ kg/cm ²	α
		28 días	Día de la prueba		
Planta	Columna	335	315	2.13	12060
	Viga este	335	340	2.14	11600
	Viga oeste	310	325	2.13	11800
Laboratorio	Nudo	450	440	2.41	10200

Tabla 2.2 - Propiedades medidas del acero de refuerzo

PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ACERO DE REFUERZO					
Elemento	Designación	Esfuerzo de fluencia, kg/cm ²	Esfuerzo de ruptura, kg/cm ²	Alargamiento en 200 mm, %	Deformación de fluencia
Columna	No. 4	4460	7140	9.6	0.0023
	No. 5	4430	7050	11.6	0.0025
	No. 10	4500	7400	15.5	0.0026
Vigas	No. 3	4195	7300	10.3	0.0032
	No. 5	4430	7050	11.6	0.0033
	No. 8 (Lecho inferior)	4640	7330	13.7	0.0026
	No. 8	4690	7430	13.0	0.0026
	No. 10	4570	7450	12.7	0.0027

2.4.2 Revisión del modelo

Una vez determinadas las propiedades mecánicas de los materiales usados en el modelo se recalculó la resistencia de los elementos con los valores medidos, considerando un modelo que tomara en cuenta el fenómeno de endurecimiento por deformación en el acero de refuerzo y el modelo de comportamiento del concreto propuesto por Hognestad. El diagrama de interacción de la columna y los diagramas momento-curvatura obtenidos para las vigas y columna se resumen en las figs. 2.2 a 2.4. En la tabla 2.3 se presentan las resistencias de diseño y las resistencias calculadas con las propiedades reales de los materiales.

Tabla 2.3 - Resistencias de los elementos

Elemento	Resistencia	Según las propiedades de los materiales	
		Nominales de diseño	Medidas
Columna	Flexión	49.8 t-m	58.5 t-m
	Cortante	61.7 t	67 t
Vigas	Flexión +	19.2 t-m	28.6 t-m
	Flexión -	43.8 t-m	55.1 t-m
	Cortante	44.7 t	46.5 t
Nudo	Cortante	188 t	211 t

Finalmente, los elementos mecánicos resistentes calculados a partir de propiedades reales se presentan esquemáticamente en la fig. 2.20.

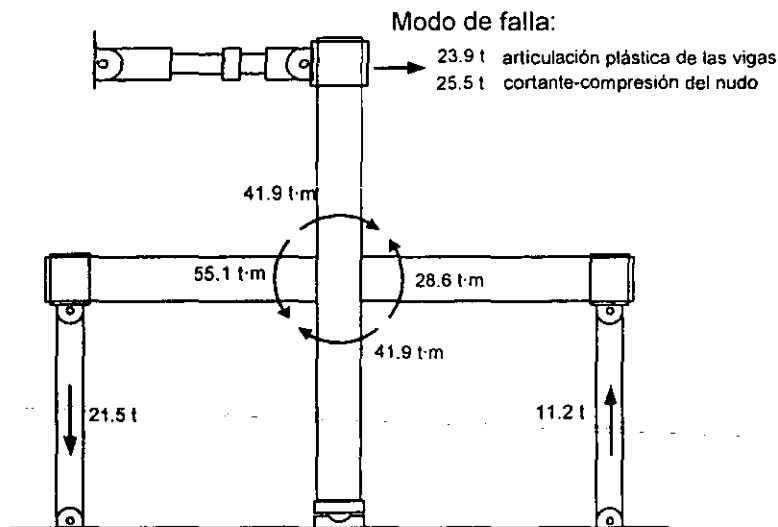


Figura 2.20 - Acciones y resistencias calculadas con las propiedades reales de los materiales

2.5 MARCO DE CARGA

El marco de carga consistió de cuatro articulaciones y de dos gatos hidráulicos como se observa en la fig. 2.21. Las articulaciones se colocaron en los extremos de las vigas y de la columna en donde se presentarían puntos de inflexión en el diagrama de momentos flexionantes en los pisos inferiores de una estructura real durante un sismo. Se supuso que este lugar corresponde a la mitad del claro de las vigas y la mitad de la altura de la columna en una estructura real sujeta a cargas verticales y horizontales, pero que su comportamiento es controlado por sus demandas sísmicas.

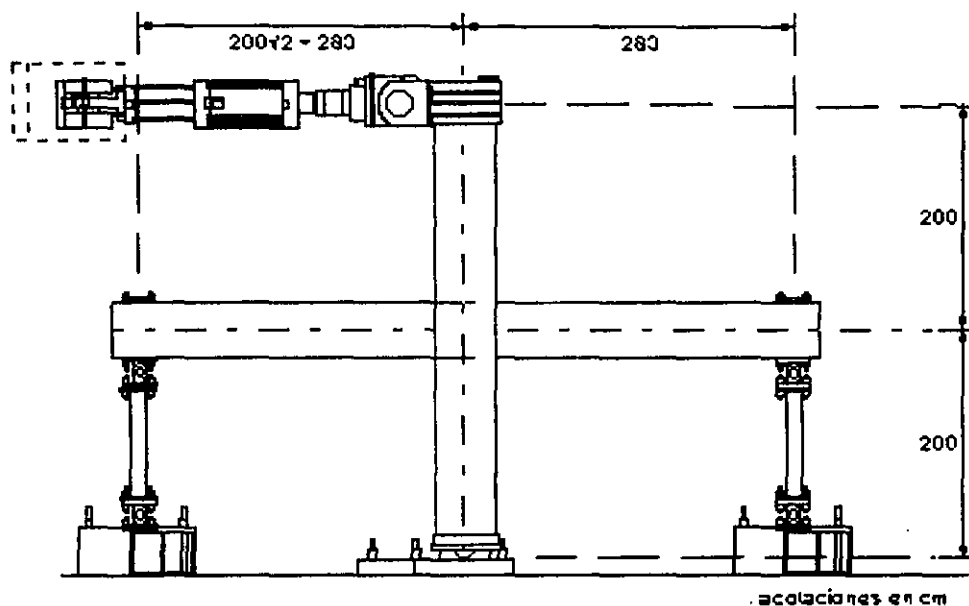


Figura 2.21 - Marco de carga

Se emplearon dos gatos hidráulicos de doble acción con capacidad de 100 t. Solamente un gato hidráulico aplicó la fuerza horizontal, la fuerza cortante de entrepiso, mientras el otro corrigió los desplazamientos horizontales del modelo fuera del plano de aplicación de carga. La historia de desplazamiento (sección 2.7) se aplicó controlando los desplazamientos de los émbolos de los actuadores con una computadora.

Las vigas fueron sujetas a la losa de reacción por medio de puntales de acero articulados en sus extremos y barras postensadas de alta resistencia. Los puntales pueden trabajar a compresión y a tensión, y las articulaciones permitieron que las vigas giraran libremente.

2.6 INSTRUMENTACIÓN

Con objeto de medir el comportamiento del modelo y poder así entender los mecanismos resistentes y disipación de energía, J-E se instrumentó con sensores de desplazamiento, deformación y fuerza.

La instrumentación interna consistió de deformímetros eléctricos adheridos a las barras de acero de refuerzo de las vigas y de la columna. Los sensores fueron colocados antes del colado de los elementos, ya sea en SEPSA o en el LEG. En la fig. 2.22 se muestra la distribución final y nomenclatura de los deformímetros eléctricos en el modelo terminado.

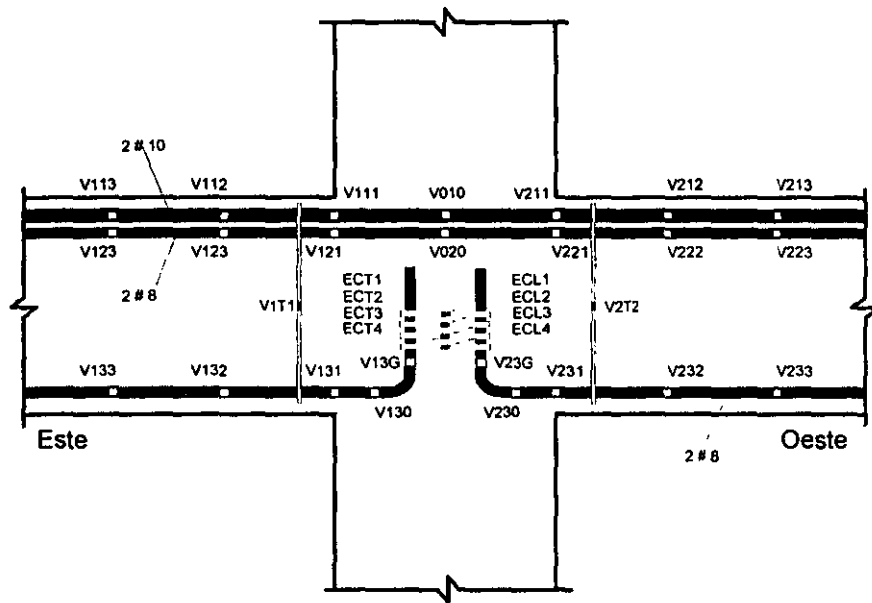


Figura 2.22 - Instrumentación interna

La instrumentación externa consistió de transductores de desplazamiento colocados en diferentes secciones de las vigas y la columna con el fin de conocer las rotaciones que se presentan en distintas secciones de los elementos durante el ensayo. Las fuerzas y desplazamientos aplicados en el extremo superior de la columna se obtuvieron con celdas de cargas y transductores de desplazamientos propios del sistema de aplicación de carga. Por último, los puntales fueron instrumentados para conocer sus fuerzas actuantes, simulando celdas de carga. La configuración final de transductores de desplazamiento se observa en la fig. 2.23.

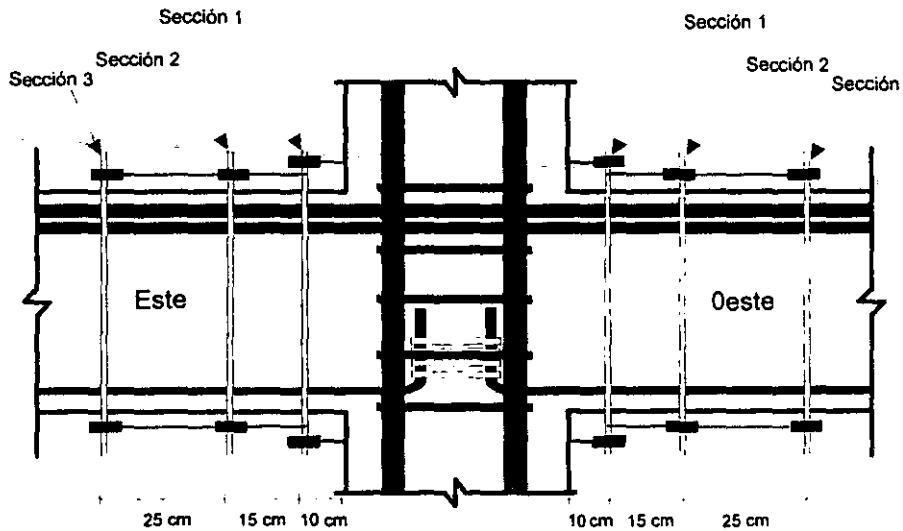


Figura 2.23 - Instrumentación externa

2.6.1 Captura de datos

El equipo para la captura de datos consistió en un registrador programable, una computadora personal 486 y una impresora de matriz de puntos. El registrador de datos recibe la señal analógica de cada uno de los canales y la convierte en una señal digital que es leída por la computadora. El programa grafica la información seleccionada y la almacena en su totalidad en un dispositivo magnético para su posterior análisis. Simultáneamente, se generó una salida en papel por medio de la impresora.

El equipo anterior opera bajo un programa que permite el monitoreo en tiempo real de algunos canales. Los canales monitoreados, que funcionaron como controles durante el ensaye, fueron las cargas aplicadas en los gatos y el desplazamiento horizontal de la parte superior de la columna en la dirección Este-Oeste y Norte-Sur.

2.7 HISTORIA DE DESPLAZAMIENTOS

El modelo fue ensayado aplicando desplazamientos controlados en el extremo superior de la columna. La historia de desplazamientos es mostrada en la fig. 2.24. Para cada nivel de distorsión se aplicaron tres ciclos. Se entiende por distorsión al cociente entre el desplazamiento horizontal en el extremo de la columna superior y la altura del modelo. En un principio se aplicaron ciclos a una distorsión de 0.25% y 0.5% para registrar el agrietamiento del modelo. Posteriormente, se aplicaron incrementos de 0.5% hasta una distorsión de 3.5% o una pérdida de resistencia del 20%, lo que ocurra primero.

La historia de desplazamientos aplicada es similar a la recomendada en la referencia American Concrete Institute (1999).

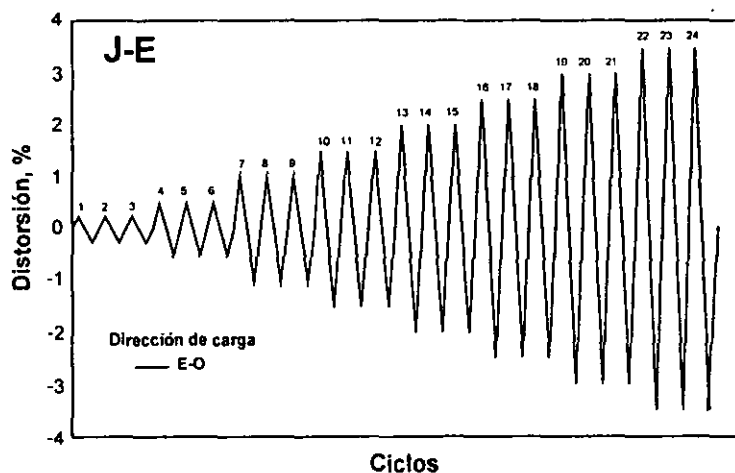


Figura 2.24 - Historia de distorsiones

2.8 RESULTADOS DEL ENSAYE

En esta parte se describe el desempeño general del espécimen. El comportamiento de la conexión se explica a partir de la historia de daños y del estudio de la curva fuerza cortante-distorsión, así como de otros parámetros, como son las rotaciones, curvaturas, deformaciones angulares y deformaciones del acero de refuerzo.

- El comportamiento general del espécimen se analizó utilizando las siguientes fuentes de información:
- Esquemas del progreso de grietas. En estos esquemas se dibujó el agrietamiento que presentó el modelo en el desplazamiento máximo de cada ciclo.
 - Historia fotográfica.
 - Curva histerética cortante-distorsión obtenida durante el ensaye. Esta representa el comportamiento completo del modelo durante la aplicación de la historia de desplazamiento.
 - Registro de los deformímetros eléctricos adheridos al acero de refuerzo.
 - Registro de los transductores de desplazamiento.

2.8.1 Patrones de agrietamiento

Durante el ensaye, el agrietamiento que surgía fue marcado en el modelo para el desplazamiento máximo de cada ciclo, es decir, para los desplazamientos máximos positivos y negativos de cada ciclo de carga, con dos colores diferentes, azul y rojo, respectivamente. Se utilizaron dos colores para distinguir las grietas producto de cada dirección de carga. Simultáneamente, se dibujó en papel el agrietamiento y se hicieron las fotografías correspondientes. Estos patrones e historias proporcionan importante información del modo de falla. En la figs. 2.25 a 2.31 se presentan los agrietamientos registrados y las fotografías para las distorsiones de mayor importancia.

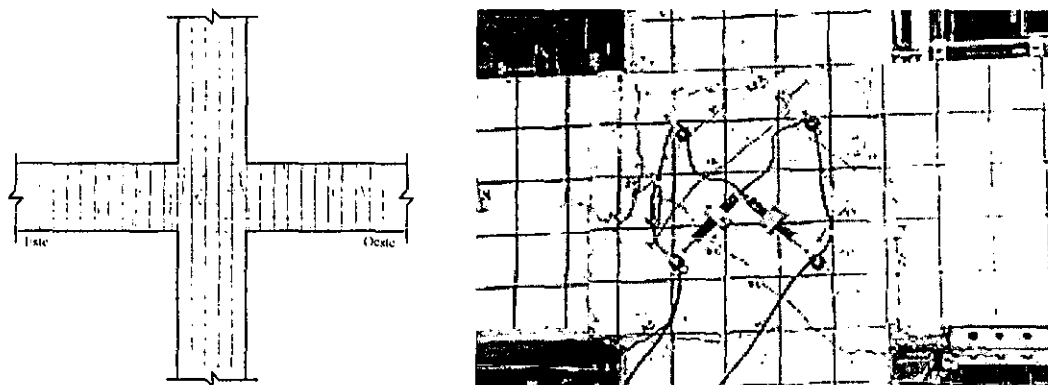


Figura 2.25 - Agrietamiento, 0.5% de distorsión

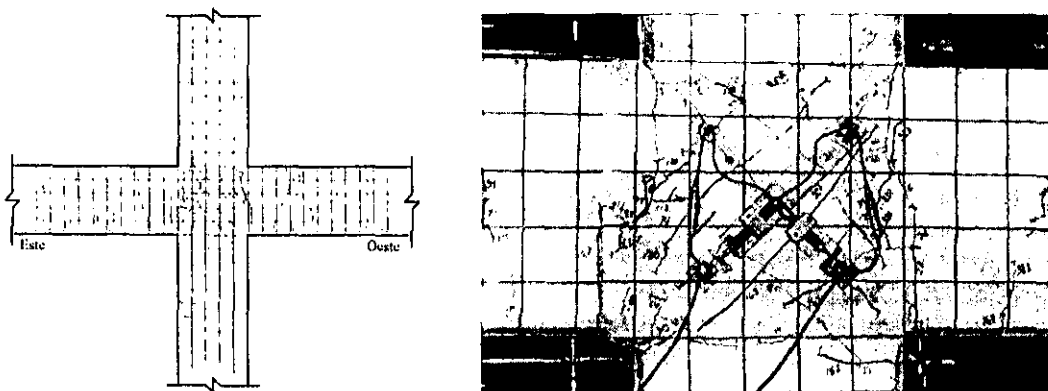


Figura 2.26 - Agrietamiento, 1.5% de distorsión

La primera grieta inclinada en el nudo se presentó para una distorsión del 0.25%. Para una distorsión de 0.5% aparecieron grietas inclinadas que definieron un patrón de daño que se mantendría el resto del ensaye. El agrietamiento del nudo aumentó en tamaño y anchura conforme se aplicaron mayores distorsiones al modelo. Para la distorsión del 2%, el agrietamiento inclinado se incrementó notoriamente con respecto a las distorsiones anteriores (fig. 2.27). El primer registro de pérdida del recubrimiento de la junta se obtuvo para una distorsión del 3.0% (fig. 2.29) y la pérdida de gran parte de este para 3.5% en la parte posterior (fig. 2.31). Llama la atención la aparición de grietas inclinadas a través del nudo que se extendían de la mitad del peralte de la viga, en la sección del paño de la columna, hacia abajo hasta una sección horizontal correspondiente al paño inferior de las vigas. Este tipo de agrietamiento no es común en nudos de estructuras monolíticas

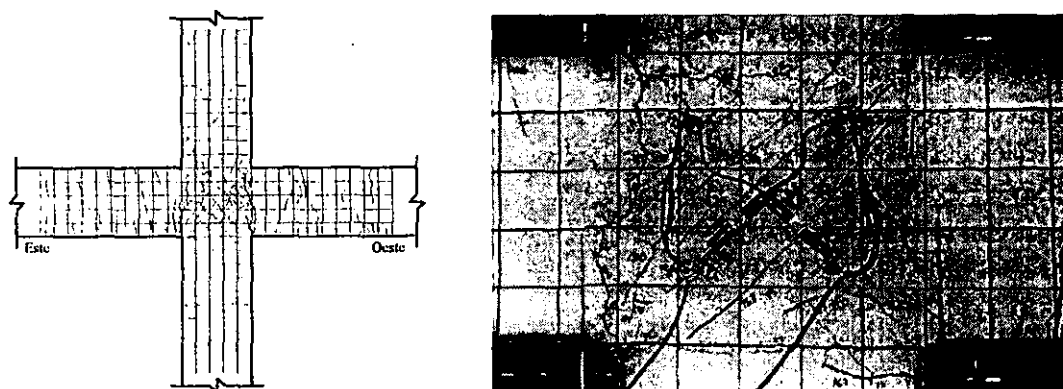


Figura 2.27 - Agrietamiento, 2.0% de distorsión

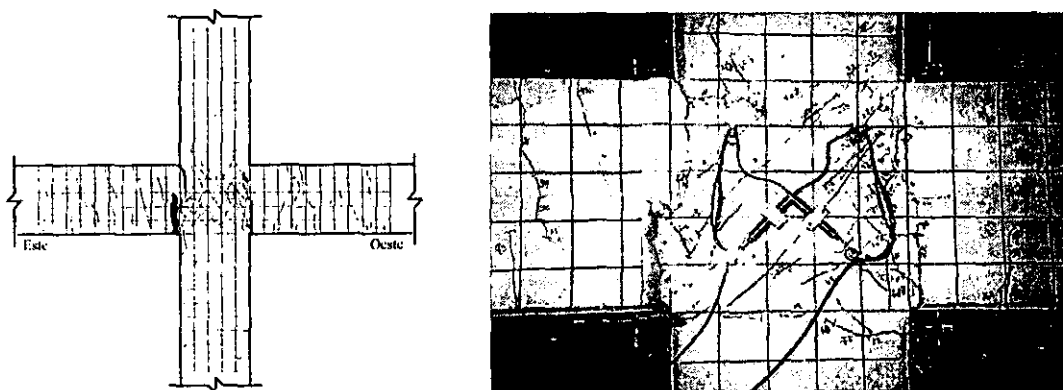


Figura 2.28 - Agrietamiento, 2.5% de distorsión

Las vigas presentaron un escaso agrietamiento por flexión en la parte inferior y un amplio agrietamiento en la parte superior. En la parte inferior, a partir de una distorsión del 1.5%, las grietas sólo aumentaron su anchura (fig. 2.26), en contraste con el lecho superior, en donde siguieron apareciendo grietas nuevas hasta distorsiones del 2.5% (fig. 2.28).

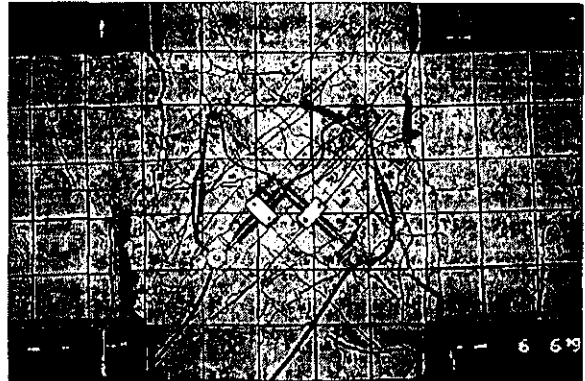
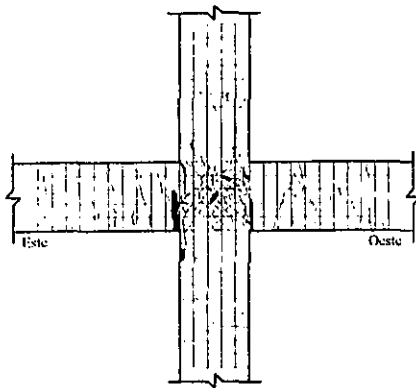


Figura 2.29 - Agrietamiento, 3.0% de distorsión

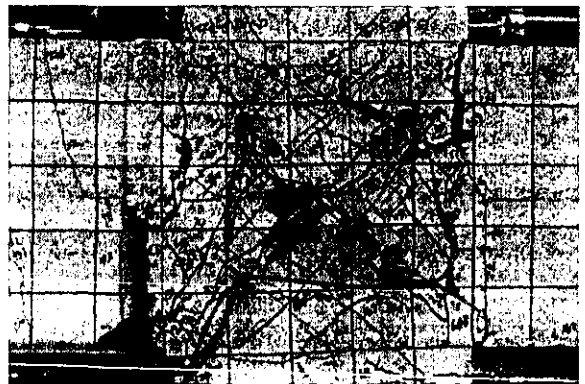
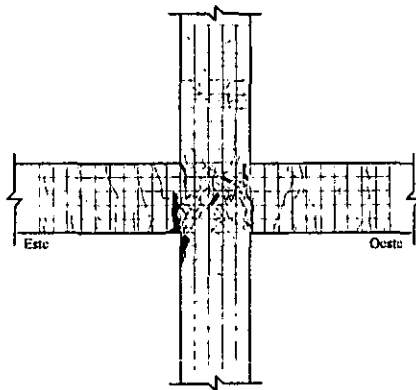


Figura 2.30 - Agrietamiento, 3.5% de distorsión

En estructuras monolíticas, conforme las distorsiones se incrementan, las vigas exhiben una mayor cantidad de grietas mismas que, además, son de anchura mayor. Esto es consistente con lo observado en la parte superior de las vigas. El modelo J-E presentó una grieta en cada viga que seguía el contorno de la nariz de la parte prefabricada. Fue claro que conforme aumentaban las distorsiones demandadas, el tamaño de la grieta aumentaba. Durante la demolición del espécimen se tuvo especial cuidado en distinguir el agrietamiento localizado en la nariz de las vigas prefabricadas (fig. 2.31). Estaba caracterizado por grietas diagonales en la parte inferior del nudo desde el interior hacia la intersección de las vigas con la columna producidas por la flexión y rotación de la viga en esta zona. Se ha adelantado, como explicación, que la junta de los elementos prefabricados y el concreto colado in situ no es completamente monolítica como se supuso en el diseño. Este fenómeno se reflejó, adicionalmente, en un escaso agrietamiento por flexión en la parte inferior de las vigas. En efecto, la junta fría entre el nudo y las vigas permiten la formación de un agrietamiento prematuro que conduce, con cierta facilidad, a la concentración de deformaciones en unas cuantas secciones. Desde los primeros ciclos se registraron incrementos significativos en las anchuras de grietas en estos puntos y posteriormente para una distorsión del 2%, desconchamientos debidos a la apertura y cierre repetidos de éstas. Las anchuras de grietas en estos puntos alcanzaron hasta 14 mm para distorsiones de 3.5%. Las mediciones de las anchuras de las grietas monitoreadas se presentan en la tabla 2.4.

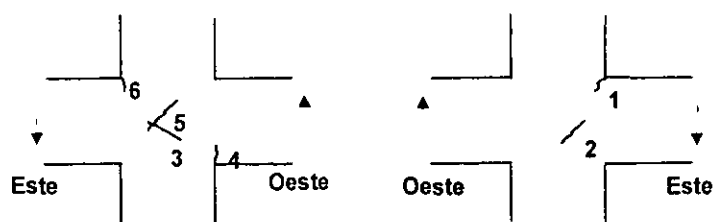


Figura 2.31 - Desconchamiento de la parte posterior del nudo y agrietamiento descubierto durante la demolición del modelo J-E

Tabla 2.4 - Anchuras de grietas

Distorsión, %	0.5	-0.5	1.0	-1.0	1.5	-1.5	2.0	-2.0	2.5	-2.5	3.0	-3.0	3.5	-3.5
Paso	130	142	279	298	456	484	634	659	808	832	968	987	1124	1150
Ciclo/Grietas	6	-6	9	-9	12	-12	15	-15	18	-18	21	-21	24	-24
1	0.70	0.00	1.20	0.00	1.20	0.00	8.00	5.00	8.00	5.00	10.00	5.00	11.00	5.00
2	0.08	0.15	0.20	0.35	0.00	0.60	0.00	1.20	0.15	0.80	0.40	0.85	-	-
3	0.00	0.15	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.45	0.00	0.25	0.00	2.00	2.00	2.50
4	0.60	0.05	2.10	0.20	3.50	0.45	7.00	2.50	9.00	3.00	11.00	3.00	14.00	4.00
5	0.15	0.00	0.20	0.00	0.10	0.00	0.04	0.00	0.04	0.00	0.06	0.00	0.40	0.15
6	0.45	0.00	3.20	1.50	2.50	2.00	5.50	1.80	7.00	2.00	8.00	2.00	10.00	2.00

Dimensiones, mm



Las flechas indican los cortantes para ciclos positivos

Con base en lo expuesto, es claro que el nudo fue el elemento mayormente dañado, de modo, que su comportamiento controló el comportamiento de todo el modelo. El daño observado en vigas no es indicativo de la formación de articulaciones plásticas como las que comúnmente se desarrollan en marcos monolíticos.

2.8.2. Instrumentación externa

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

2.8.2.1 Distorsión y curva histerética

La *distorsión*, R , es el cociente entre el desplazamiento medido al nivel de aplicación de la carga lateral, Δ , y la altura a la que se aplica esta carga, H , (fig. 2.32); la distorsión R se indica como porcentaje.

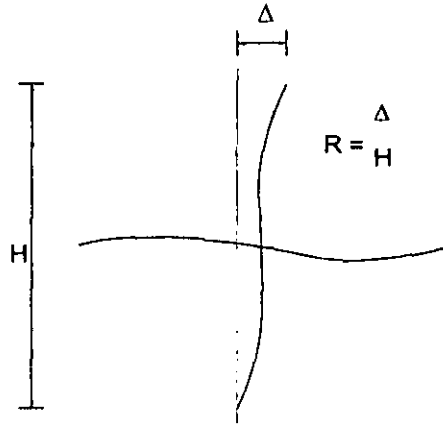


Figura 2.32 - Definición de distorsión

La *curva histerética* de un modelo es la representación gráfica de la relación entre una fuerza o momento y deformación o desplazamiento asociada a lo largo del ensaye. En estas curvas es común expresar la deformación en términos de distorsión y la fuerza en términos de la fuerza cortante de entrepiso. El fenómeno por el que los tramos de carga y descarga no se superponen, se denomina histéresis. En estos casos no se restituye todo el trabajo invertido en la deformación del modelo y se produce por tanto, una disipación de energía.

El desplazamiento lateral total del modelo Δ_T , es producto de la suma del desplazamiento lateral debido a la flexión de las vigas y la columna, y el desplazamiento lateral debido al corte en el nudo (ec. 2.2). Las deformaciones por corte en las vigas y la columna se despreciaron por que se ha visto que en elementos con la esbeltez de las ensayadas tienen deformaciones de corte poco significativas (Park y Paulay, 1997).

$$\Delta_T \cong \Delta_F + \Delta_{C_{\text{nudo}}} \quad (2.2)$$

donde Δ_F es el desplazamiento lateral debido a la flexión de las vigas y de la columna; y $\Delta_{C_{\text{nudo}}}$ es el desplazamiento lateral debido a corte en el nudo.

Dividiendo 2.3 entre la altura H , se puede escribir:

$$R = R_F + \gamma_{\text{nudo}} \quad (2.3)$$

donde R es la distorsión registrada experimentalmente durante el ensaye
 R_F es la contribución de la deformación por flexión en vigas y columna a la distorsión y
 γ_{nudo} es la contribución de la deformación por corte en el nudo a la distorsión.

En la fig. 2.33 se presentan las componentes principales de la distorsión.

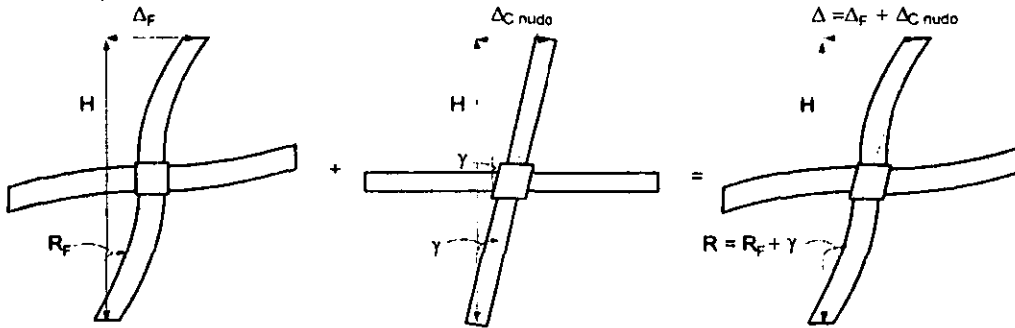


Figura 2.33 - Componentes principales de la distorsión

El estudio de la contribución de las deformaciones por corte y por flexión a la distorsión permite entender mejor el modo de falla del modelo. La disposición de la instrumentación hizo posible la determinación de estas deformaciones. Un par de transductores de desplazamiento se ubicaron en la cara norte del nudo, sujetos con láminas de acrílico, que a su vez, se fijaron a barras roscadas, ancladas en las esquinas del nudo, a través de rotulas que permitieran el giro.

El primer miembro de la ec. 2.3 se puede determinar en forma global, de vigas y columna conjuntamente, a través de la medición directa durante el ensaye; sin embargo el segundo término se desconoce. La *deformación angular del nudo* se calculó con la ec 2.4 obtenida con los principios de resistencia de materiales:

$$\gamma = \left| \frac{\delta_1}{L_1} \right| + \left| \frac{\delta_2}{L_2} \right| \tag{2.4}$$

- donde
- γ es la deformación angular del nudo;
 - δ_1 es el acortamiento o alargamiento medido en la diagonal 1;
 - δ_2 es el acortamiento o alargamiento medido en la diagonal 2;
 - L_1 es la longitud inicial de la diagonal 1; y
 - L_2 es la longitud inicial de la diagonal 2

En la fig. 2.34 se muestra la deformación exagerada, de un nudo. En la misma figura se observa que mientras una diagonal experimenta alargamiento la otra se acorta.

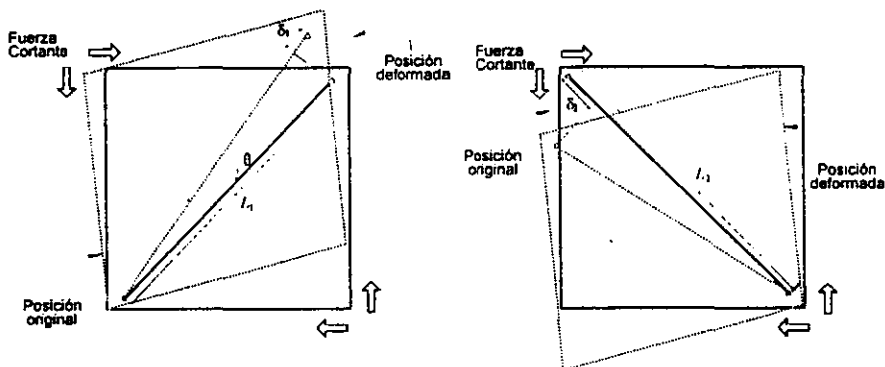


Figura 2.34 - Deformación angular del nudo

2.8.2.2 Rotación y curvatura

La *rotación* en las vigas del modelo se determinó a partir de las lecturas de los transductores de desplazamiento distribuidos en la parte superior e inferior del eje de las vigas. Este parámetro se calculó en tres regiones en la longitud de la viga cuya posición y longitud se muestran en la fig. 2.35. La rotación se calculó con la expresión 2.5.

$$\theta_{\text{región } i} = \frac{l_{Ti} - l_{Ci}}{d_i} \quad (2.5)$$

donde $\theta_{\text{región } i}$ es la rotación de la viga en la región i-ésima;
 l_{Ti} es la lectura del transductor ubicado sobre la viga sujeto a tensión, en la región i-ésima;
 l_{Ci} es la lectura del transductor ubicado sobre la viga a compresión, en la región i-ésima; y
 d_i es la distancia vertical entre los apoyos de los transductores de la región i-ésima.

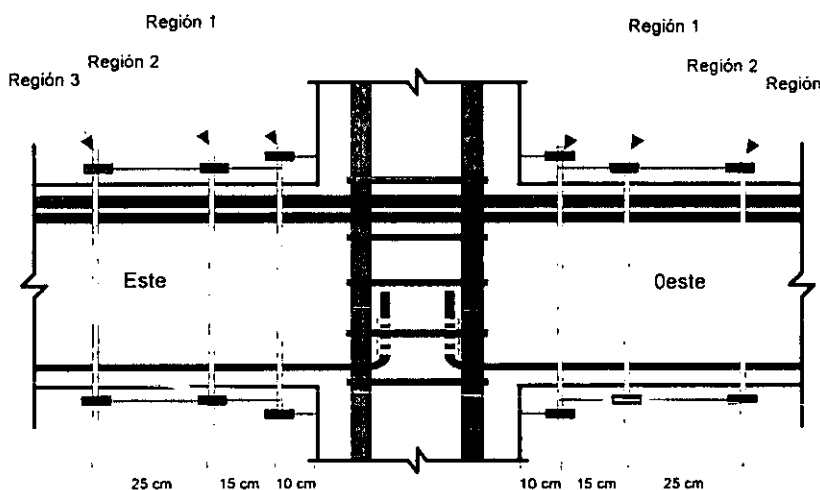


Figura 2.35 - Regiones establecidas para el cálculo de rotaciones y curvaturas

En las rotaciones calculadas con la ec. 3.4 se incluyen deformaciones elásticas e inelásticas, así como la rotación local de la columna como cuerpo rígido que se observa para ciclos inelásticos a distorsiones considerables. También se incluye cualquier deslizamiento que hubiese ocurrido del refuerzo longitudinal de las vigas que pasa a través del nudo, por pérdida de adherencia. Las rotaciones se presentan en porcentaje para facilitar su interpretación. La *curvatura* relativa de una sección a otra en cada región de la viga se calculó dividiendo la rotación en una sección entre la longitud de la región, es decir, la distancia entre secciones consecutivas.

Los transductores se fijaron sobre barras roscadas de $\frac{1}{2}$ plg (1.27 cm) colocadas antes del colado, en tres secciones distintas sobre cada viga. El émbolo del primer transductor se apoyó sobre la columna y los siguientes se apoyaron en placas metálicas colocados en la sección del transductor anterior (fig. 3.35).

2.8.2.3 Comportamiento histerético fuerza cortante–distorsión

En la fig. 3.36 se presentó la curva histerética fuerza cortante–distorsión del modelo J-E. También se presentan con líneas horizontales las cortantes máximas de entrepiso calculados en la sección 2.4.2 para diferentes estados límite según las propiedades medidas de los materiales.

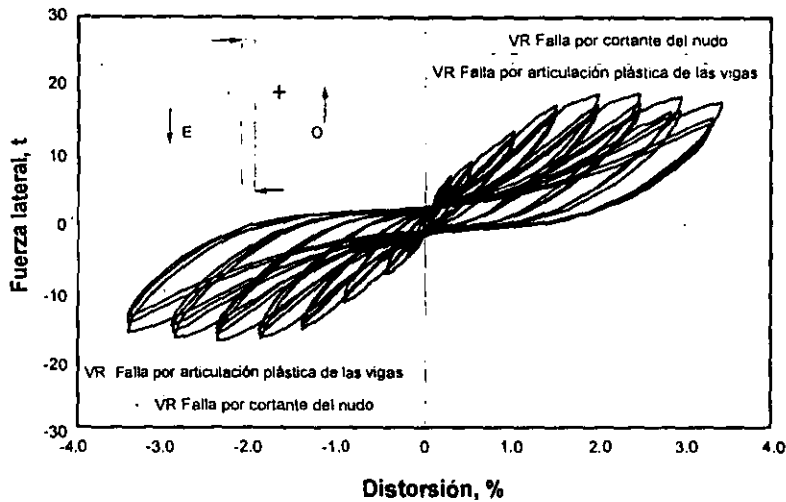


Figura 2.36 - Curva fuerza lateral-distorsión

Desde el primer ciclo, el modelo presentó un poco de histéresis. El área entre los lazos histéreticos creció proporcionalmente con la fuerza lateral y con la distorsión, hasta una distorsión de 1.0%, pero manteniendo la separación entre lazos ocurrida desde el primer ciclo. La histéresis se atribuye al agrietamiento por flexión que ocurrió en las vigas y al agrietamiento por corte en el nudo. Sin embargo, los lazos ya mostraban signos de un adelgazamiento cerca del origen.

A partir de la distorsión de 1%, el área entre los lazos histéreticos aumentó en mayor proporción a la fuerza lateral. De este modo, el daño ocurrido por los agrietamientos registrados introdujo al modelo aún más en el rango inelástico. Conforme aumentaron las distorsiones, la resistencia del modelo aumentó, pero con una degradación paulatina de la rigidez. La resistencia del modelo se alcanzó, en los ciclos positivos y negativos a distorsiones del 2.5%, con valores iguales a 19.9 t y 18.1 t respectivamente. A partir de aquí se registró un deterioro muy reducido de la resistencia.

Los lazos presentaron un estrangulamiento en el origen, particularmente en los ciclos a grandes distorsiones, mayores de 1.5%, que es común en estructuras con fallas de corte. En los ciclos para la misma distorsión, los lazos fueron muy estables hasta distorsiones del 3%, para distorsiones al 3.5% se observa una degradación de la resistencia.

La fuerza lateral máxima del modelo fue igual al 80% de la fuerza lateral de diseño calculada con las propiedades medidas de los materiales para la falla por corte del nudo y del 83% para producir la falla por flexión (articulación plástica) de las vigas.

2.8.2.3 Rotaciones y curvaturas

Las rotaciones de las vigas se presentan en la fig. 2.37. Las curvas corresponden a seis regiones que fueron instrumentadas. Cada viga fue instrumentada en tres secciones; la primera a 10 cm, la segunda a 25 cm y la tercera 50 cm de la cara de la columna. Es importante recalcar que la segunda y tercera regiones midieron rotaciones relativas a la región anterior. Como era de esperar en sistemas a base de columnas fuertes-vigas débiles, las curvas exhiben grandes rotaciones en la región próxima al nudo.

En la viga este, la rotación en la región próxima al nudo para ciclos negativos es mayor que para ciclos positivos. Durante los ciclos positivos, la viga este está sujeta a flexión negativa. Esto se debió al deslizamiento y rotación que como cuerpo rígido sufrió la viga dentro y con respecto a la superficie inferior

de la columna. Las rotaciones negativas se incrementaron consistentemente con la fuerza lateral. Sin embargo, las rotaciones positivas presentaron incrementos notables al alcanzar la fuerza lateral máxima. La rotación en la segunda región, a 25 cm de la columna, presentó cierta deformación a ciclos positivos y casi nula a ciclos negativos congruente con el agrietamiento de la parte superior que se extendió sobre toda la viga, mientras que para la parte inferior se concentró en la cara de la columna.

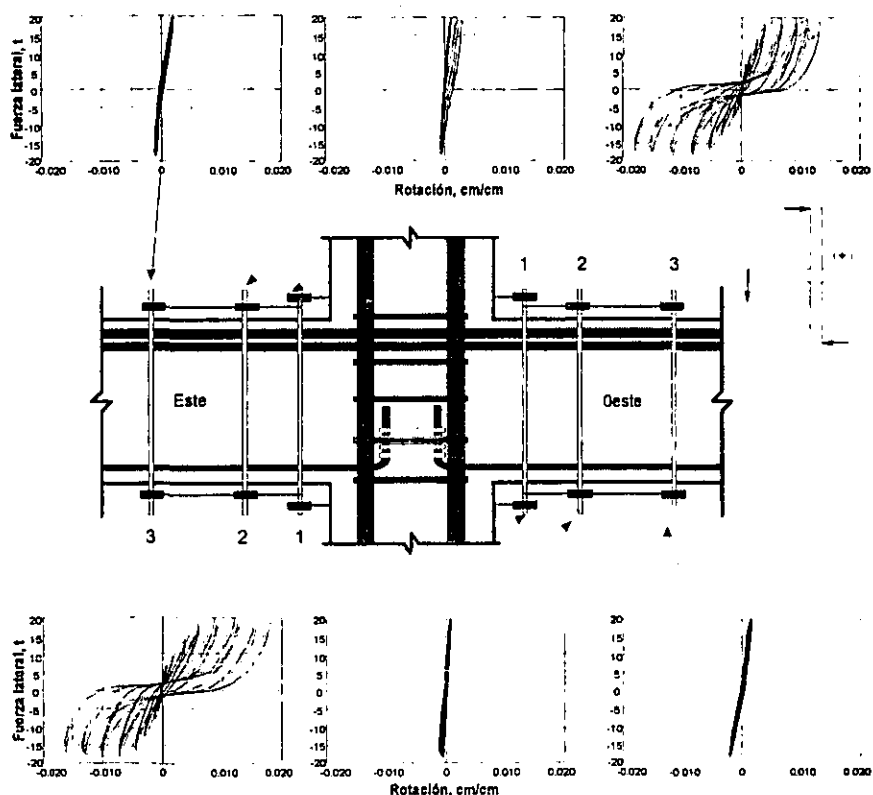


Figura 2.37 - Curvas fuerza lateral-rotación

En la viga oeste, se presentaron resultados similares, tomando en cuenta el cambio de signo en las rotaciones debidas a la deformada del modelo (fig. 2.37)

De acuerdo con las curvas fuerza lateral-rotación, las vigas presentaron articulaciones plásticas en las regiones próximas a la columna congruente con el agrietamiento exhibido durante el ensaye, sin embargo, muy concentradas. Las regiones 2 y 3 permanecieron elásticas, contrario con lo esperado en una estructura monolítica, en la cual, se registraría comportamiento no lineal en la región 2 y quizá en la región 3.

De acuerdo con la teoría de flexión simple (vigas esbeltas), y puesto que el momento flexionante en la longitud de la viga aumenta hacia la columna, las curvaturas deben ser lineales y tener su máximo en la cara de la columna. En la fig. 2.38, se presentan las curvaturas de la viga este en función de la longitud de la viga. Según la disposición de la instrumentación, las curvaturas tienen valores constantes en la distancia de cada región. En la fig. 2.38 se puede apreciar que las curvaturas aumentan conforme se acercan a la cara de la columna. La diferencia entre la tendencia lineal esperada y la medida se atribuye a la disposición de la instrumentación; en particular, a la diferencia de longitud entre las regiones, ya que las curvaturas se calculan a partir de rotaciones que pueden incluir efectos inelásticos. Las curvaturas de la sección próxima al nudo aumentaron con la distorsión. La distribución de curvaturas en la viga oeste, no presentadas, fueron muy similares a las de la viga este.

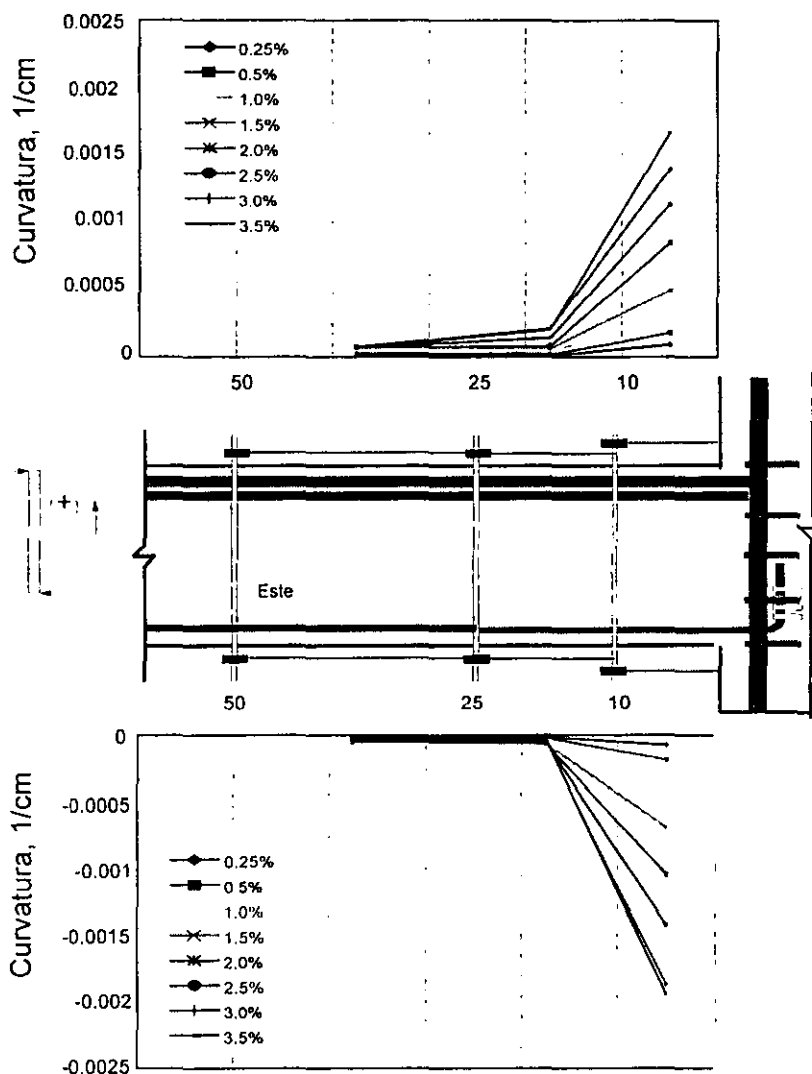


Figura 2.38 - Distribución de curvaturas en la longitud de la viga este

2.8.2.4 Deformación angular

En la fig. 2.39 se presenta la gráfica fuerza lateral contra deformación angular del nudo. Desde los primeros ciclos las deformaciones angulares presentaron histéresis, debidos al prematuro agrietamiento por corte del nudo. A partir de la fuerza lateral máxima el nudo comenzó a presentar degradación de resistencia y rigidez, coherente con el incremento del agrietamiento del nudo. Para los ciclos de falla el nudo demostró una amplia deformabilidad.

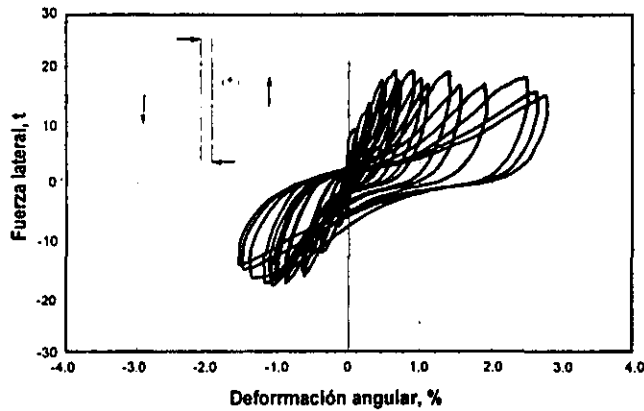


Figura 2.39 - Deformación angular del nudo

Con el fin de evaluar la participación del nudo en la deformación total del modelo, se presenta la fig. 2.40. Es notorio que, para la distorsión de fuerza lateral máxima ($R=2.5\%$) el nudo contribuyó con cerca del 30% de la distorsión total y para la distorsión final ($R=3.5\%$) el nudo contribuyó con el 55%, lo que parece apoyar que la falla del modelo fue por cortante-compresión del nudo. Las vigas contribuyeron prácticamente un 30% a la distorsión total durante todo el ensaye. Finalmente, la columna contribuyó inversamente a la contribución del nudo.

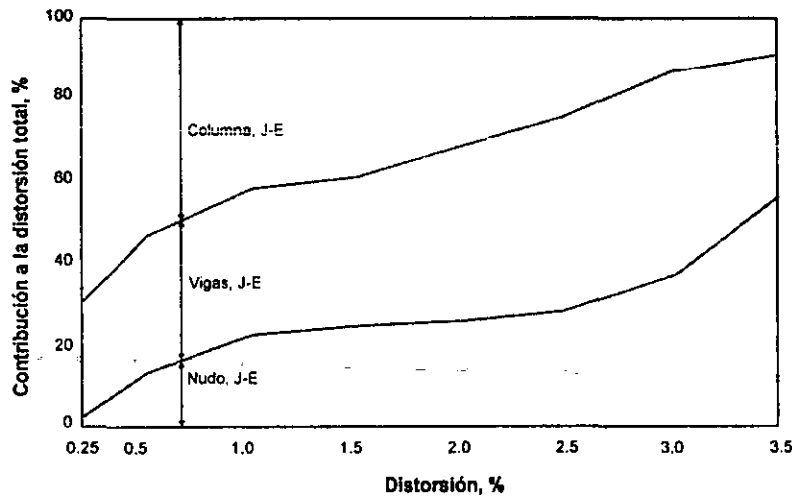


Figura 2.40 - Contribución del nudo a la deformación total

2.8.3 Instrumentación interna

En esta sección se presentan los registros de los deformímetros eléctricos adheridos al refuerzo longitudinal y transversal de los elementos. También se incluyen algunos comentarios sobre la plastificación del refuerzo.

Los deformímetros eléctricos se fijaron al acero de refuerzo de las vigas y de la columna en secciones consideradas críticas. El estudio de los esfuerzos y las deformaciones del refuerzo en estas secciones permitió conocer con mayor detalle el comportamiento interno del modelo. Se instrumentaron las barras longitudinales

del lecho superior e inferior, las barras longitudinales de la columna, los estribos de continuidad y los de confinamiento.

2.8.3.1 Consideraciones generales sobre el análisis de los deformímetros eléctricos

A continuación se presentan las consideraciones más importantes que se establecieron para el análisis de los deformímetros eléctricos. En este análisis, las deformaciones registradas por los deformímetros se transformaron a esfuerzos empleando la curva esfuerzo-deformación idealizada en la fig. 2.41. El modelo se utilizó para representar el comportamiento del acero grado 42.

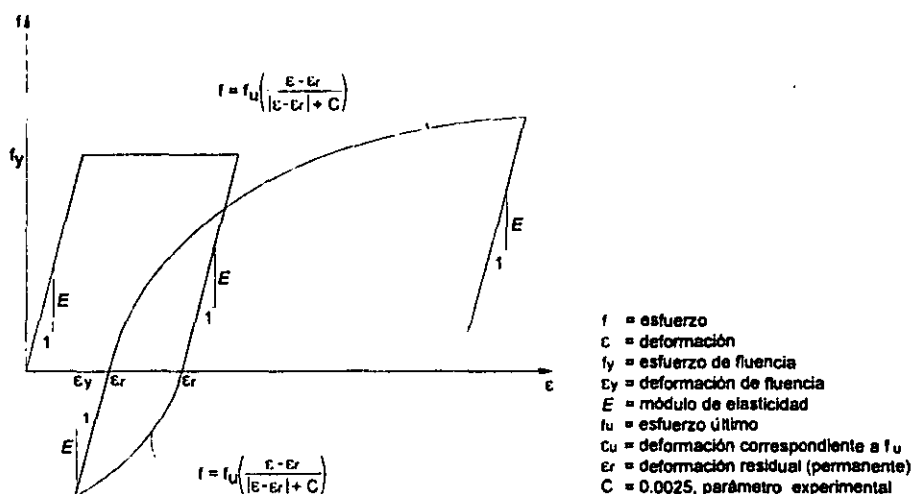


Figura 2.41 - Curva esfuerzo-deformación idealizada para el comportamiento del acero de refuerzo grado 42 ante carga cíclica

La rigidez inicial del acero en el modelo se consideró igual al módulo de elasticidad teórico del acero, E_s (2 100 000 kg/cm²) y el esfuerzo de fluencia, f_y , se supuso igual al obtenido como promedio de las pruebas monótonas que se practicaron al acero de refuerzo empleado en la construcción (sección 2.4.1).

Dadas las limitaciones de la máquina universal del Laboratorio de Estructuras Grandes del Cenapred, no se efectuaron ensayos cíclicos reversibles a las probetas del acero de refuerzo. Esto implica que la relación de la fig. 2.41 debe considerarse como indicativa y no como un modelo representativo del comportamiento real del acero de refuerzo empleado ante cargas cíclicas reversibles. Los esfuerzos obtenidos a partir de la relación esfuerzo-deformación de la fig. 2.41 tendrán, igualmente, carácter indicativo. La consideración anterior acepta que las curvas de los ensayos monótonos coinciden con las envolventes de los modelos ante cargas cíclicas. No obstante esta simplificación, las tendencias que se describirán son válidas, puesto que son independientes del modelo de comportamiento esfuerzo- deformación del acero.

La fluencia del acero de refuerzo se definió como la presencia de deformaciones permanentes después del registro de deformaciones mayores a la de fluencia, ϵ_y . La deformación de fluencia para el acero de refuerzo se consideró igual a la medida (tabla 2.2). Las deformaciones asociadas con la fluencia de los distintos diámetros del acero de refuerzo corresponden al final de la etapa de proporcionalidad.

2.8.3.2 Deformaciones en las barras de refuerzo

En esta sección se presentan y discute el comportamiento de los sensores más relevantes de la instrumentación interna. En la fig. 2.42 se presentan las gráficas fuerza lateral contra deformación de todos los deformímetros eléctricos que registraron fluencia en el acero de refuerzo. El número en la figura corresponde

al paso para el cual fluyeron. El paso representa el número de lecturas tomadas de la instrumentación interna y externa durante toda la historia de desplazamientos. A partir de este análisis se pueden inferir las zonas y la secuencia de fluencias del acero de refuerzo durante el ensaye.

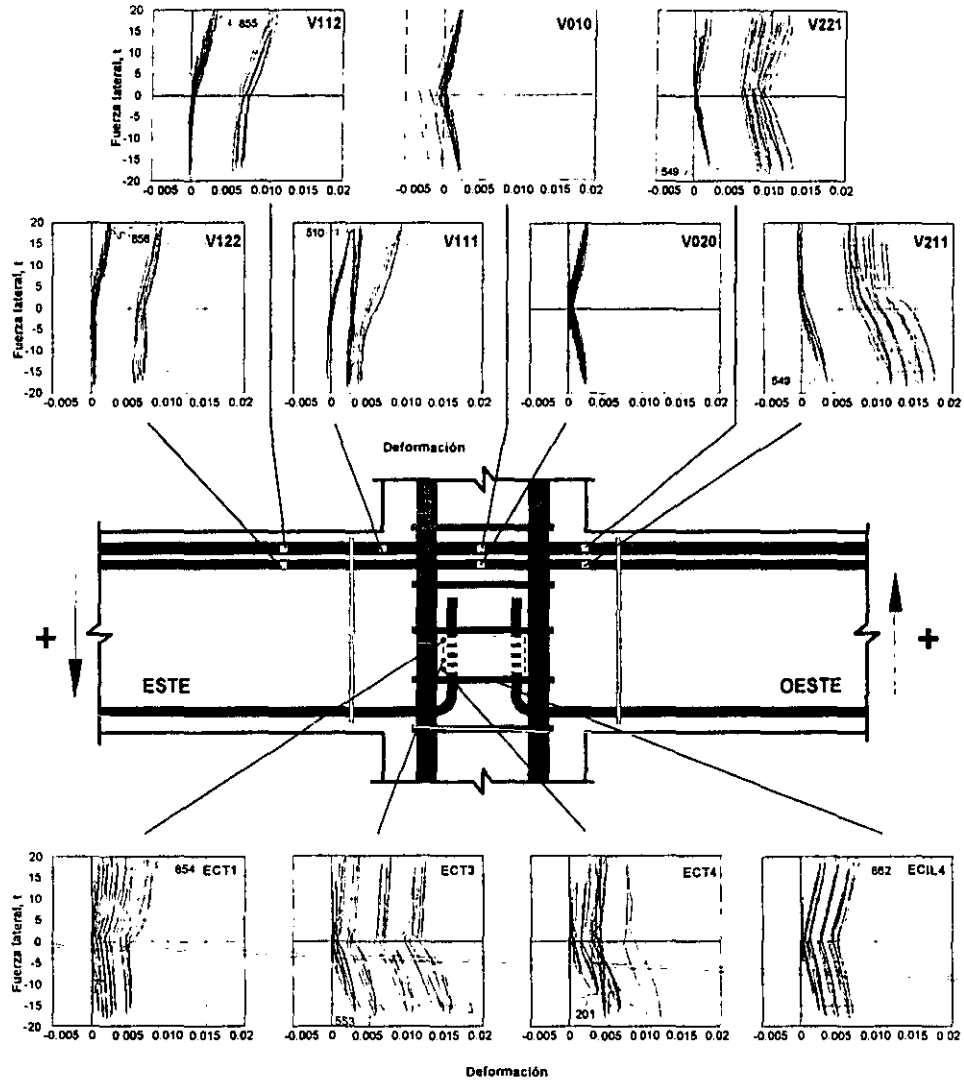


Figura 2.42 - Deformímetros que registraron fluencias del refuerzo longitudinal, transversal y de continuidad

En las figs. 2.43 y 2.44 se muestran las deformaciones en el acero de refuerzo longitudinal de las vigas en los diferentes puntos instrumentados de cada lecho de acero de refuerzo para cada pico positivo del primer ciclo a una distorsión dada. Las deformaciones positivas indican deformaciones debidas a tensión. En la gráfica se ha señalado la deformación de fluencia medida en ensayos a tensión (sección 2.4.1, tabla 2.2). Los resultados del lecho superior muestran que las deformaciones se concentraron cerca de la columna, salvo para la distorsión de 3.5% en la viga este, en la que deformaciones mayores de 0.004 se desplazaron a 25 cm de la cara de la columna. La deformación registrada en los deformímetros V010 y V020 aumentó consistentemente con la distorsión, lo que indica que no se perdió adherencia en estas barras, contrario a lo que se podía esperar y que se comentó en la sección 2.2.5.

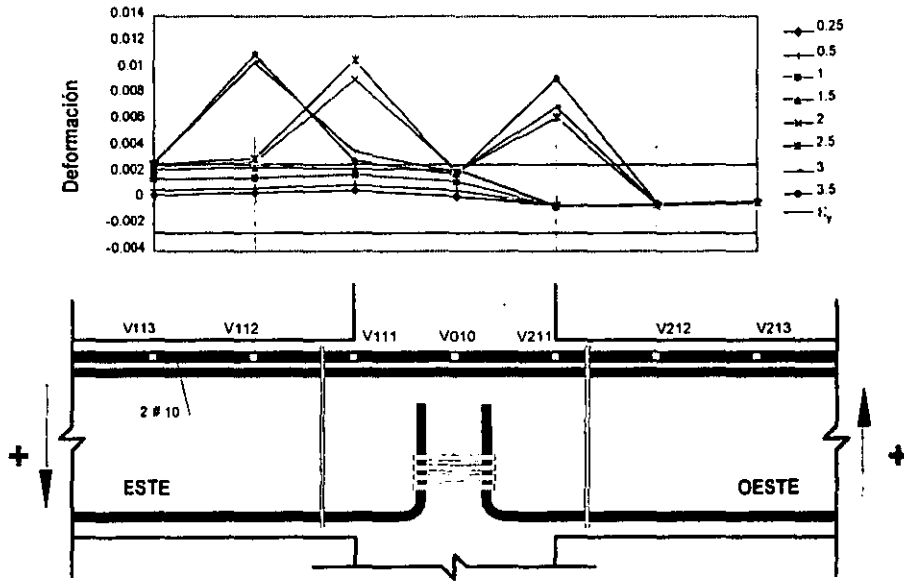


Figura 2.43 - Deformaciones en el acero de refuerzo del lecho superior

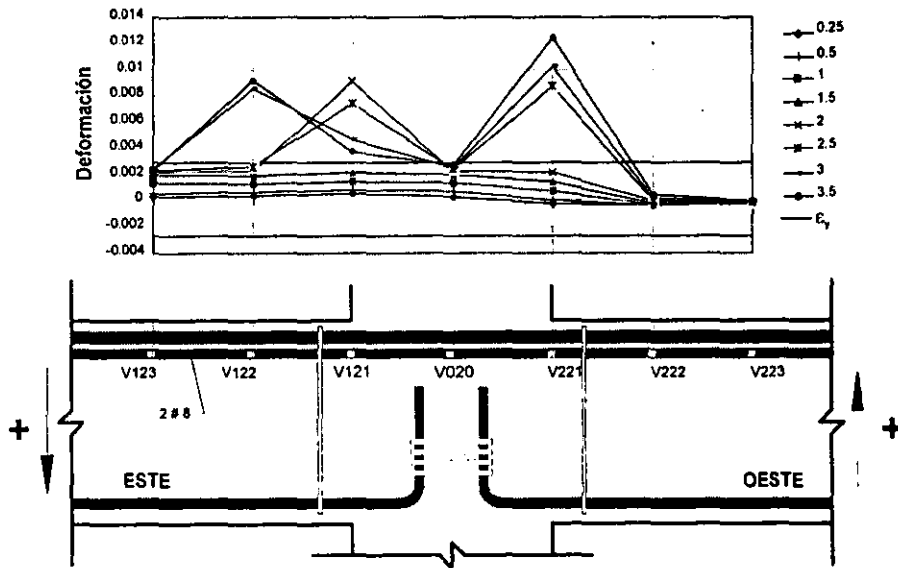


Figura 2.44 - Deformaciones en el acero de refuerzo del lecho superior

En las figs. 2.45 y 2.46 se presentan las gráficas correspondientes a las figs. 2.43 y 2.44 en términos de esfuerzo. En la 2.45, se observa que, del lado este al oeste de la columna, el esfuerzo cambia de tensión a compresión, congruente con el cambio de momentos de positivo a negativo en la deformada del modelo. Esto indica que la conexión no presentó problemas de adherencia, al menos desde un punto de vista global. De acuerdo con lo anterior, parece que el nudo no falló por la pérdida de adherencia de las barras de acero longitudinal que lo atraviesan. Merece un comentario el esfuerzo en la posición V111 para ciclos a 3 y 3.5% de distorsión. La disminución del esfuerzo en la barra se asocia a un comportamiento de la deformación casi

constante con la carga (fig. 2.42), que en este caso parece indicar una falla local de la adherencia alrededor de la posición V111.

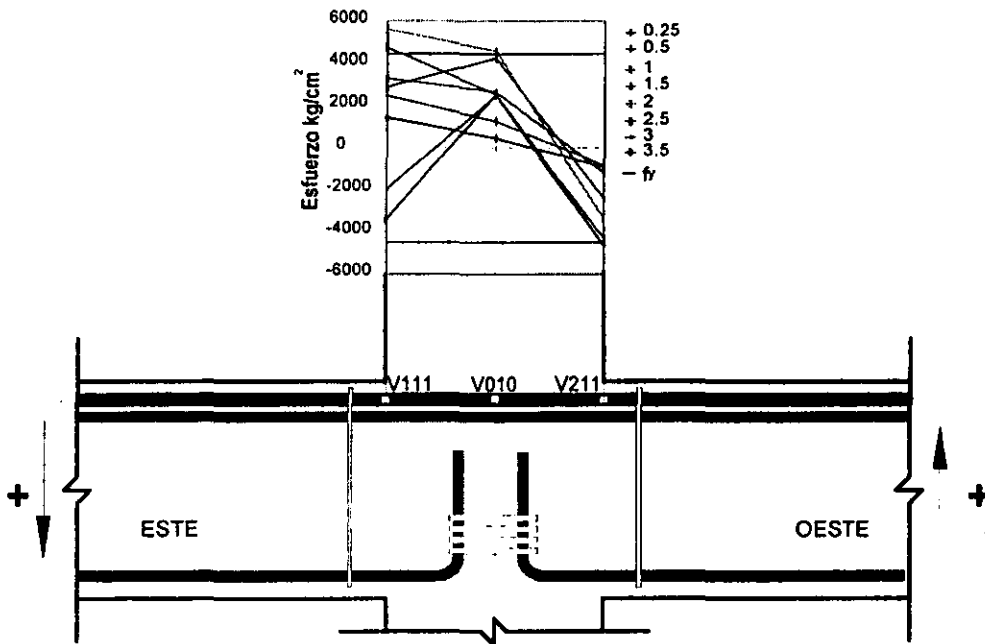


Figura 2.45 - Esfuerzos en el acero de refuerzo del lecho superior

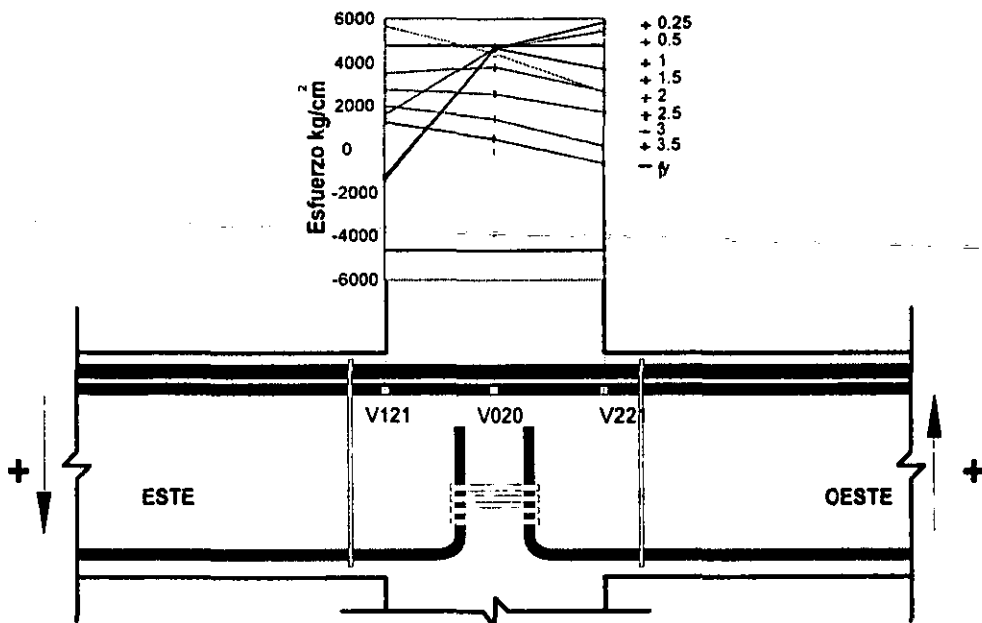


Figura 2.46 - Esfuerzos en el acero de refuerzo del lecho superior

En la fig. 2.46, se observa que los esfuerzos, se mantuvieron prácticamente de tensión, en todo lo largo del nudo, para distorsiones mayores que 0.25%. Se esperaba que el refuerzo registrara compresiones cuando la viga estuviera sujeta a flexión positiva, siempre y cuando el eje neutro fuera profundo. La tendencia observada, sin embargo, apoya el hecho de que la profundidad del eje neutro fuese reducida, de modo que el acero esté a tensión a todo lo largo.

En términos generales el acero de refuerzo en el lecho no experimentó fluencia ni deformaciones considerables. Solo el sensor V230 registró deformaciones cercanas a la fluencia, aunque no contundentes (fig. 2.47). En contraste, deformaciones de fluencia se alcanzaron en los estribos colocados para dar continuidad mecánica al refuerzo positivo de las vigas. En la fig. 2.48 se muestran las deformaciones registradas en las direcciones transversal (ECT) y longitudinal (ECL) de los estribos. A diferencia de lo esperado, las deformaciones en la dirección transversal fueron mucho mayores a las registradas en la dirección longitudinal. En ambas direcciones, las deformaciones disminuyeron conforme los estribos se alejaron de las barras longitudinales. Un dato importante es que la primera deformación de fluencia de toda la estructura se registró en el estribo de continuidad en la dirección transversal. Se presume que esto se debió a la menor rigidez que presentan las ramas transversales de los estribos trabajando a flexión, que aquellas longitudinales, trabajando a tensión axial.

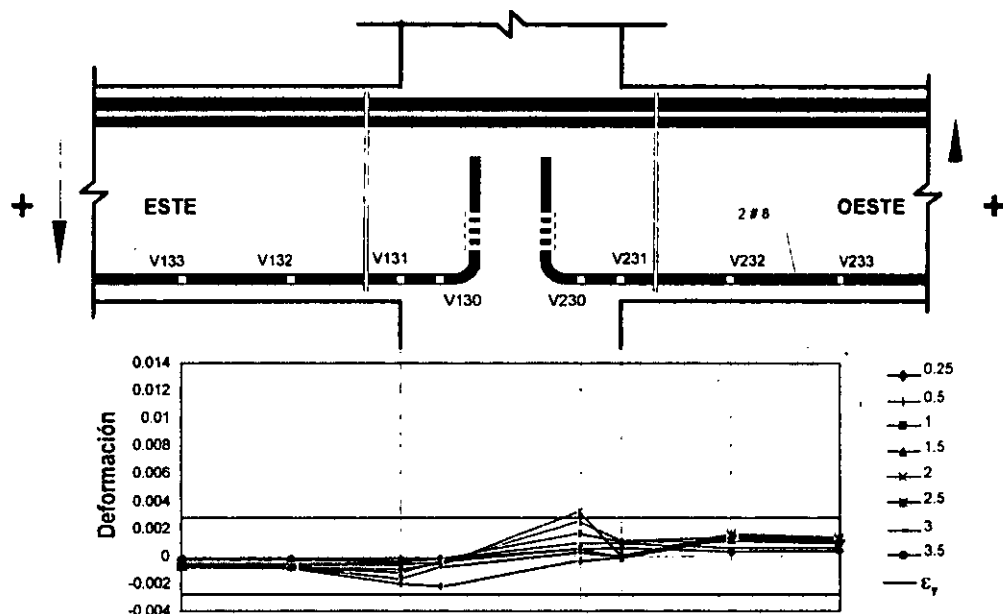


Figura 2.47 - Deformaciones en el acero de refuerzo del lecho inferior

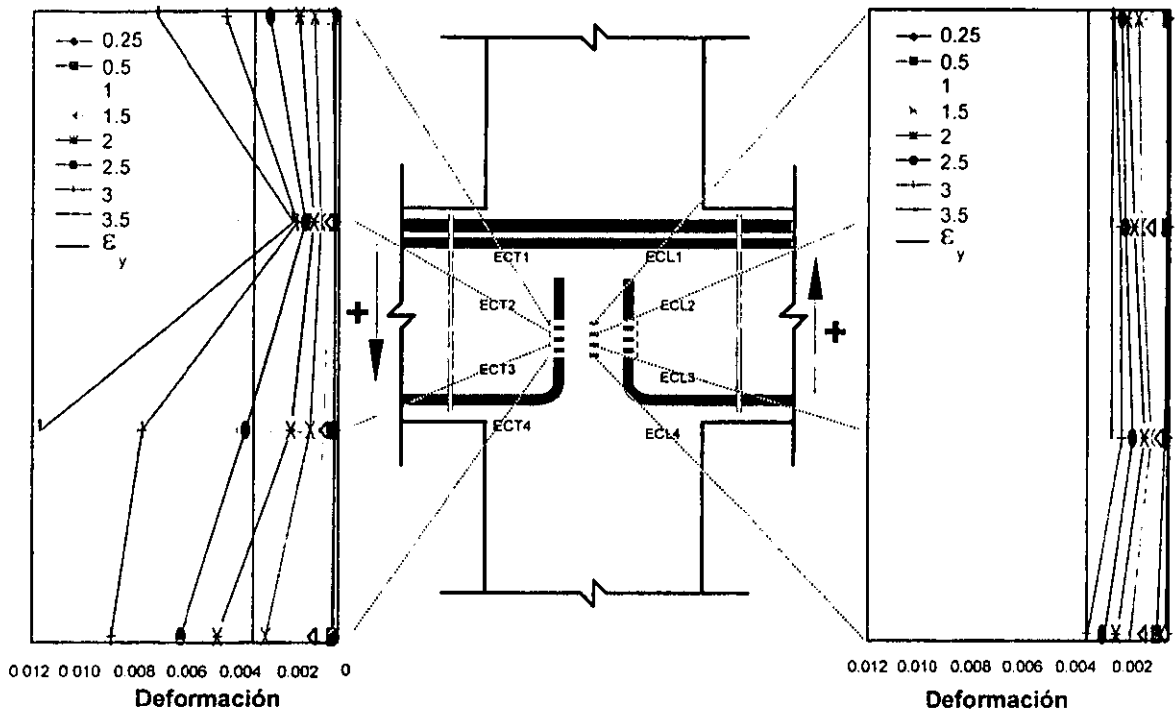


Figura 2.48 - Deformaciones en los estribos de continuidad

2.9 ANÁLISIS DE RESULTADOS

En esta sección se describe el mecanismo de falla del modelo J-E y, posteriormente, se efectúa un análisis comparativo entre los datos obtenidos durante el ensaye y los obtenidos del diseño del espécimen, para comprender el comportamiento no lineal del espécimen.

2.9.1 Mecanismo de Falla

En la curva de histéresis de la fig. 2.49 se ha señalado la ocurrencia del agrietamiento y de la plastificación del acero, registrada por los deformímetros eléctricos, en diferentes secciones del modelo. La nomenclatura corresponde a los sensores de la fig. 2.22. El estudio de la secuencia de fluencia del acero es de gran importancia para entender el mecanismo de falla del modelo. La primera fluencia se registró en uno de los estribos de continuidad del refuerzo positivo de las vigas (posición ECT4) para una distorsión de -0.8% . Una evaluación detallada de las deformaciones en los estribos indicó que la rama transversal al eje de las vigas fue la primera que fluyó; esto se explica por la menor rigidez transversal (a flexión) que a tensión en las ramas longitudinales (paralelas al eje de la viga y a tensión axial). La fluencia prematura de los estribos facilitó la concentración de la rotación de la viga a momento positivo en el interior del nudo. Se ha supuesto que este fenómeno aceleró la ocurrencia del agrietamiento inclinado del nudo, en su tercio inferior, que posteriormente se extendió en todo el nudo. La siguiente fluencia se midió en la posición V111, ubicada en la cara de la columna, sobre el refuerzo negativo. La plastificación del acero del lecho superior es consistente con la grieta de anchura importante que se observó en la cara de la columna. Posteriormente, se registraron fluencias en las ramas transversales y longitudinales de los estribos de continuidad y de confinamiento del nudo. Estas últimas, parecen indicar que mantuvieron la integridad del núcleo de concreto agrietado del nudo

entre las distorsiones de 1 a 2.5%. Durante la revisión de los deformímetros eléctricos en las vigas se observó que la plastificación del refuerzo para momento positivo no se presentó (sección 2.8.3.2).

Por último, el abundante agrietamiento, la fluencia de los estribos de confinamiento y la gran deformabilidad presentada por el nudo hacen suponer que la falla de la conexión fue por cortante-compresión del nudo, posterior a la fluencia del acero longitudinal del lecho superior de las vigas y de los estribos de continuidad del acero longitudinal del lecho inferior.

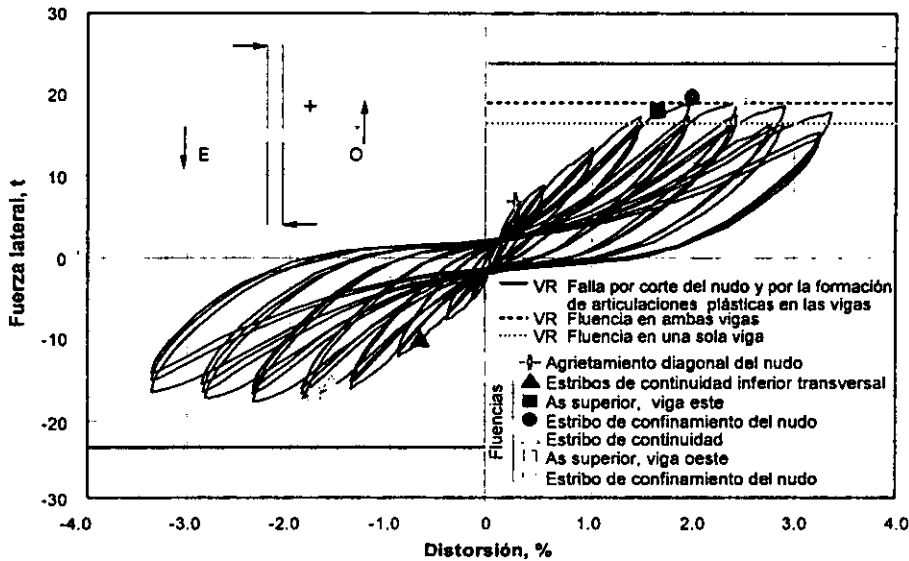


Figura 2.49 - Curva histerética con secuencia de fluencias

2.9.2 Envoltentes de respuesta

En la fig. 2.50 se presentan las envoltentes calculadas y la medida. Las envoltentes calculadas se obtuvieron aplicando la teoría de flexión de vigas y considerando, exclusivamente, un mecanismo de falla asociado a la formación de articulaciones plásticas en las vigas. Se presentan los cálculos suponiendo el modelo de Hognestad para concreto y el bloque equivalente de esfuerzos para el RDF. Para distorsiones menores del 1.5% muestra menor rigidez debida a la fluencia prematura de la transversal de los estribos de continuidad (sección 2.8.3.2). Para distorsiones mayores del 1.5%, la mayor resistencia y rigidez calculadas con las propiedades medidas de los materiales, se atribuye a que en el cálculo se supuso el endurecimiento por deformación del acero longitudinal de las vigas, así como al incremento en resistencia y deformabilidad del concreto debido al confinamiento, fenómenos que no se desarrollan de manera importante en el ensaye. La gráfica predicha con las hipótesis de las NTC-C es ligeramente inferior a la medida por razones antes mencionadas (sección 2.4.2). La rigidez inicial medida fue 60% de la calculada tanto para NTC-C como para la predicha con Hognestad. La rigidez medida entre 0.25% y 1.5% fue el 50% de la calculada con ambos criterios.

Es importante mencionar que la distorsión máxima de entrepiso que permite el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal es del 1.2% (Departamento del Distrito Federal, 1993), Para este nivel, la resistencia y la rigidez medidas fueron menores que las calculadas; sin embargo, la estructura contaba con adecuadas reservas de resistencia y de capacidad de deformación.

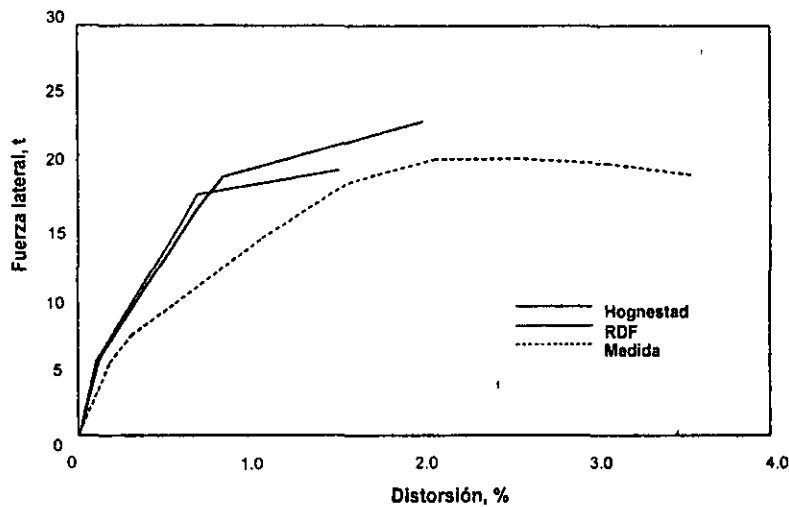


Figura 2.50 - Envolventes de respuesta

2.9.3 Degradación de rigidez

En general, la rigidez es un parámetro que depende de las propiedades geométricas de los elementos que integran la estructura así como de las propiedades mecánicas de los materiales con que se ha construido.

Para efectos de evaluar la degradación de rigidez, se calculó la rigidez de ciclo. Esta se definió como la pendiente de la recta secante que une los picos de dos semiciclos durante un mismo ciclo; es decir

$$k_c = \frac{V^+ + |V^-|}{R^+ + |R^-|} \quad (2.6)$$

donde k_c es la rigidez de ciclo;
 V^+ es la carga lateral máxima del semiciclo positivo;
 V^- es la carga lateral máxima del semiciclo negativo;
 R^+ es la distorsión asociada a V^+ ; y
 R^- es la distorsión asociada a V^- .

La rigidez de ciclo expresa una rigidez angular en t-cm/cm.

En la fig. 2.51 se presenta la rigidez de ciclo calculada. La gráfica se calculó para el primer ciclo de cada incremento de distorsión. Para una distorsión del 1% la conexión perdió cerca del 47% de su rigidez inicial. Esta pérdida obedece a la fluencia de los estribos de continuidad dentro del nudo, así como el agrietamiento y acomodo de los elementos prefabricados. Para la distorsión del 2% el modelo mantenía cerca del 40% de su rigidez inicial. La reducción en la rigidez a esta distorsión se puede asociar con la fluencia de las barras de acero longitudinal del lecho superior. A partir de la distorsión del 2.5% sólo mantenía el 30% de su rigidez debido al giro de las vigas y de la columna como cuerpo rígido, a consecuencia de la gran deformabilidad del nudo por corte.

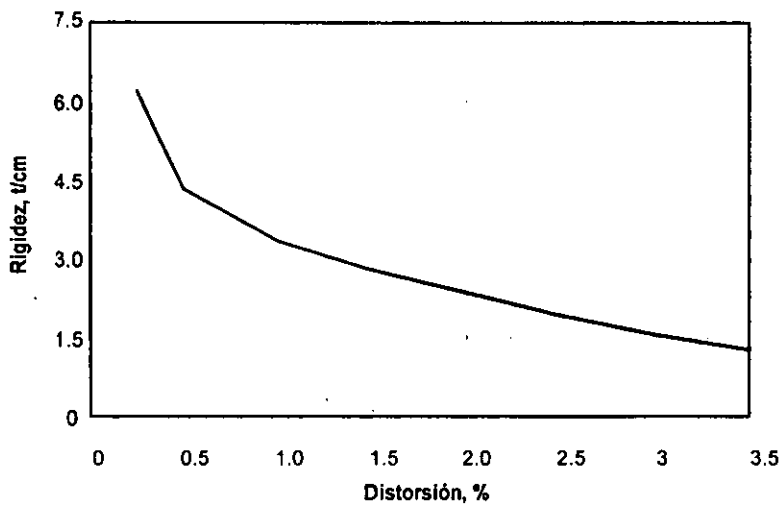


Figura 2.51 - Degradación de rigidez de ciclo del modelo J-E

2.9.4 Fuerza cortante del nudo

En la fig. 2.52 se han dibujado dos líneas horizontales que señalan el cortante lateral asociado a la falla del nudo, calculado con las expresiones de diseño de las NTC-C. Para su obtención se usaron propiedades de diseño y medidas de los materiales, y, se consideró al nudo como no confinado.

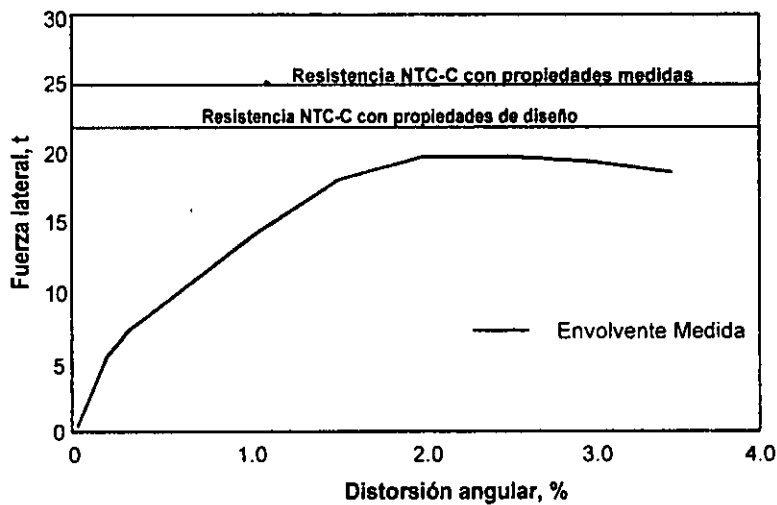


Figura 2.52 - Cortante máxima de entrepiso debida a la falla del nudo

Es claro que la resistencia del modelo, controlada por la falla del nudo como ya se mencionó, fue 20% menor que la predicha para las propiedades medidas de los materiales. Es probable que la rotación de la viga observada dentro del nudo y la fluencia de la rama transversal de los estribos de continuidad, hubieran provocado un estado de deformaciones principales a tensión que debilitara al nudo prematuramente.

2.9.5 Resistencia a flexión de vigas

En la tabla 2.5 se presentan las resistencias a flexión medidas y calculadas. Los momentos de agrietamiento medidos y calculados coinciden medianamente. El momento positivo de fluencia medido es un 90% mayor al calculado con las NTC-C (sección 2.2.2) y un 72% mayor al calculado con el modelo de Hognestad (sección 2.4.2). Este incremento en el momento positivo es producto de la mayor longitud del brazo de palanca de la sección con respecto al esperado. El brazo de palanca de la sección se presentó en forma inclinada (fig. 2.53), desde la parte superior de la viga en la cara de la columna hasta los dobleces a 90° del acero de refuerzo longitudinal del lecho inferior y no como el brazo de palanca que se esperaría de la teoría de flexión, en posición vertical, desde la parte superior de la viga hasta el centroide del refuerzo longitudinal del lecho inferior. Este comportamiento es exclusivo de este tipo de conexión y es consistente con el agrietamiento que se registró durante el ensaye (fig. 2.31).

Tabla 2.5 - Resistencias a flexión medidas y calculadas

Momentos, t.m.	Agiertamiento		Fluencia		Ultimo	
	(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	7(-)
Calculados						
NTC-C	8.9	9.5	17.6	41.2	19.2	43.8
Hognestad	10	9.4	19.5	46.3	28.6	55.1
Medido	8.1	13.4	33.6	50.2	33.6	50.2
Medido / NTC-C	0.91	1.41	1.90	1.22	1.75	1.15
Medido / Hognestad	0.81	1.42	1.72	1.08	1.17	0.91

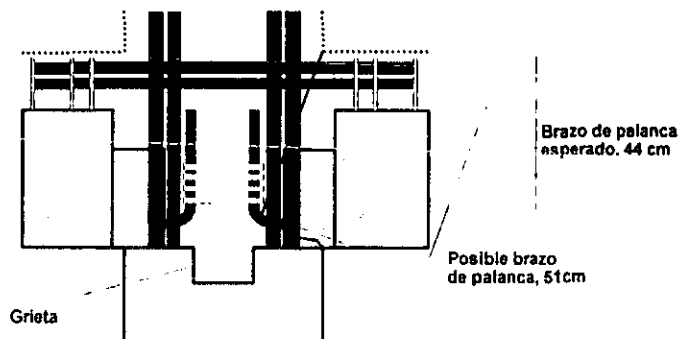


Figura 2.53 - Diferencia del brazo de palanca

El momento negativo de fluencia medido es bastante similar al calculado con el modelo de comportamiento del concreto propuesto por Hognestad y un 22% mayor al obtenido con los lineamientos de diseño de las NTC-C congruente con las hipótesis de diseño que emplean. Los momentos negativos últimos calculados muestran grandes diferencias con el último negativo medido, debido a que éste último no registró un aumento en la resistencia como resultado del endurecimiento por deformación del acero longitudinal de las vigas y la deformabilidad del concreto debida al confinamiento, fenómenos que no se desarrollaron de manera importante durante el ensaye.

En la fig. 2.54 se presentan las curvas momento-curvatura obtenidas y calculadas. La curvatura fue calculada en la región I de la viga oeste y dividiendo la rotación de la sección I entre su distancia a la cara de la columna. El momento se obtuvo multiplicando el cortante de la viga registrado en el puntal de acero en el extremo de la viga por el brazo de palanca hasta la cara de la columna. Los primeros ciclos son elástico lineales pero, conforme aumentó la deformación (curvatura) los lazos exhibieron un corrimiento sobre el eje de las coordenadas y con un fuerte estrangulamiento. El fenómeno anterior se debe a la rotación como cuerpo rígido del extremo de la viga conectado en el nudo. La envolvente calculada fue más rígida que la respuesta

medida. En la curva calculada se supuso un comportamiento monolítico en el nudo viga-columna y un empotramiento perfecto de la viga en el nudo. La diferencia de rigidez entre el comportamiento medido y calculado evidencia un comportamiento diferente del monolítico que confirma lo observado durante el ensaye.

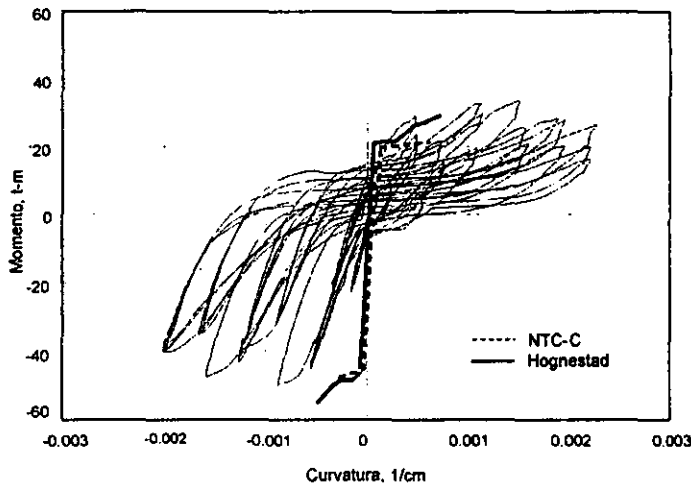


Figura 2.54. - Momentos calculados y registrados

2.10 CONCLUSIONES

1. El arreglo ensayado en el modelo J-E representa un sistema eficaz para facilitar y agilizar el proceso constructivo de marcos prefabricados de concreto.
2. El comportamiento ante cargas laterales cíclicas del modelo J-E fue simétrico y estable.
3. La resistencia a carga lateral se mantuvo prácticamente constante hasta distorsiones de 3.5%. Esta distorsión es considerablemente mayor a la señalada en el RDF-93.
4. Se plastificaron las vigas a momento negativo y los estribos de continuidad (en el interior del nudo) a momento positivo. Finalmente, el concreto del nudo falló por cortante-compresión.
5. No se registró pérdida de adherencia en las barras longitudinales del lecho superior de las vigas a través del nudo.
6. La resistencia medida del modelo J-E fue 10% mayor que la resistencia calculada con las NTC-C utilizando las propiedades nominales de los materiales. Sin embargo, la resistencia medida fue 80% de la resistencia calculada con las propiedades medidas de los materiales empleando el modelo de comportamiento del concreto propuesto por Hognestad. Las resistencias calculadas se relacionan con la falla a flexión de las vigas por agotamiento de la capacidad de deformación.
7. La resistencia al corte del nudo fue 20% menor que la calculada usando expresiones para estructuras monolíticas según las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.
8. El modelo tuvo una rigidez lateral menor que la calculada suponiendo un comportamiento monolítico. Se ha adelantado como explicación la inherente flexibilidad de la conexión de la viga en el nudo. La fluencia

de los estribos de continuidad aumentó la flexibilidad. La rigidez secante medida desde el punto de agrietamiento hasta el de fluencia en la envolvente fue del orden del 50% de la rigidez calculada para una conexión monolítica.

CAPITULO 3

MODELO J-T

3.1 RESUMEN

El modelo J-T consistió en dejar aberturas o ventanas en las columnas prefabricadas. Posteriormente, las vigas prefabricadas se apoyan en la columna a la altura de dichas ventanas. Las barras de refuerzo para momento positivo (lecho inferior) terminan con dobleces a 90° en el extremo de la viga prefabricada que se apoya en el nudo. Estas barras se pretenden hacer continuas por medio de lazos de acero de presfuerzo, no presforzado, anclados en los extremos de las vigas, y a través de los cuales pasa una barra de acero de refuerzo que se ancla dentro del nudo. El refuerzo para momento negativo es continuo a través del nudo. La junta es finalmente reforzada transversalmente con estribos diseñados para confinar el concreto de la junta.

En este capítulo se presentan los resultados generales del ensayo del modelo J-T, comparando su respuesta con el comportamiento esperado de acuerdo con las hipótesis de diseño. Se hace especial énfasis en el comportamiento del anclaje del acero de refuerzo para momento positivo.

3.2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

El modelo J-T representó un marco en dos direcciones resistente a momento. Este modelo es importante para estudiar el desempeño de la unión con la participación de acciones en los dos sentidos. La geometría se propuso de tal forma de tener un sistema equivalente al prototipo con una escala cercana a la real, tanto en la altura de la columna y claros de vigas, como en las secciones transversales. En la fig. 3.1 se muestran las dimensiones generales del modelo.

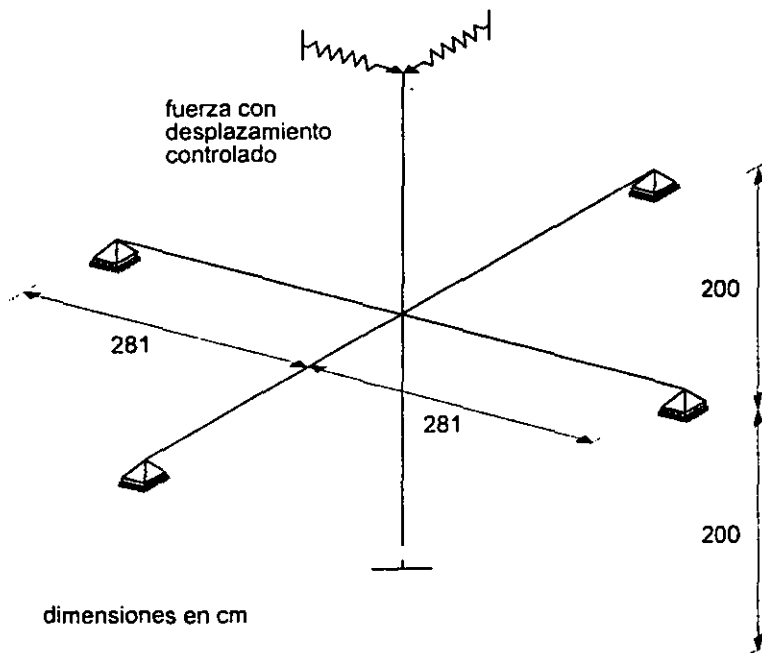


Figura 3.1 - Dimensiones generales del modelo J-T

En el diseño se usaron los lineamientos dados por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, NTC-

C. (Departamento del Distrito Federal, 1996) y las propiedades de diseño de los materiales. Se tomaron factores de resistencia unitarios ($F_R = 1.0$).

Las cuantías de refuerzo longitudinal de vigas y columnas se propusieron de tal manera que el nudo quedara sometido a grandes demandas por corte y adherencia, de modo de revisar los mecanismos resistentes de la conexión J-T y comparar su comportamiento con estructuras monolíticas equivalentes, de manera similar al modelo J-E.

3.2.1 Diseño de la columna

Se propusieron la siguiente sección transversal y características de los materiales:

Sección:	50 x 50 cm
barras :	8 No.12 $\rho = 0.036$
concreto :	$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$
acero :	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
	$f_u = 7000 \text{ kg/cm}^2$

por lo tanto:

$$f'_c = 0.8 f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2 > 250 \text{ kg/cm}^2, \text{ entonces}$$

$$f''_c = f'_c (1.05 - f'_c / 1250) = 231 \text{ kg/cm}^2$$

La carga axial en la condición máxima se supuso igual a cero, ya que investigaciones experimentales en nudos viga-columna han demostrado que su contribución a la resistencia al corte del nudo puede ser despreciada (Kurose y otros, 1988).

3.2.1.1 Resistencia a flexocompresión

El diagrama de interacción es el lugar geométrico de las combinaciones de carga axial y momento flexionante con las que un elemento alcanza su resistencia. Este diagrama normalmente es calculado con las hipótesis de diseño de las NTC-C, pero puede calcularse con otros modelos de comportamiento del concreto como el propuesto por Hognestad y un modelo de comportamiento del acero que tome en cuenta el endurecimiento por deformación del acero. Para la columna propuesta, en la fig. 3.2 se presentan los diagramas de interacción obtenidos con ambos modelos.

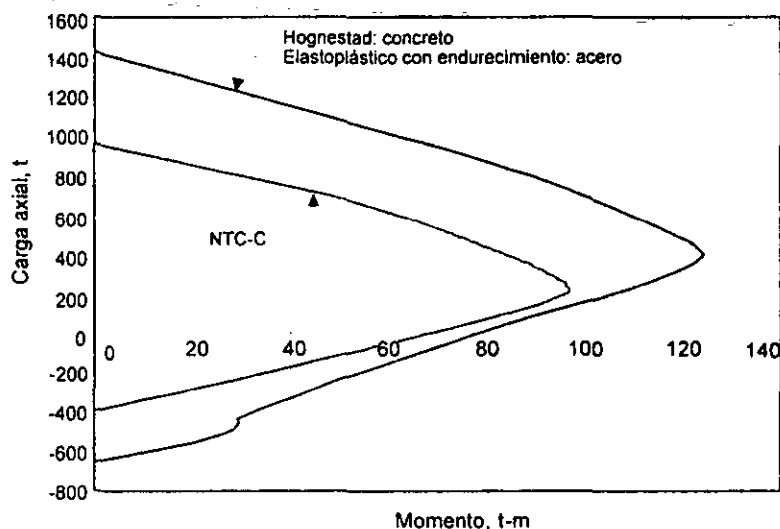


Figura 3.2 – Diagrama de interacción de la columna

El diagrama momento-curvatura de una sección muestra gráficamente la resistencia a momento de un elemento de acuerdo con el incremento de curvatura en la sección para una carga axial específica. La curvatura es el gradiente del perfil de deformaciones en una sección del elemento (Park y Paulay, 1988). En la fig. 3.3 se presentan dos gráficas momento-curvatura. La gráfica denominada NTC-C se calculó con cuatro puntos principales; el primer punto corresponde al momento y la curvatura obtenida con la sección bruta de la viga cuando el esfuerzo a tensión en el concreto alcanza la rotación según las NTC-C. El segundo corresponde a la curvatura obtenida con la sección agrietada transformada y el momento del primer punto. El tercero corresponde al momento obtenido con la sección agrietada transformada considerando que el acero del lecho a tensión estaba fluyendo. En estos tres primeros puntos el modelo de comportamiento del concreto fue elástico lineal. El último punto se obtuvo con las hipótesis de las NTC-C, considerando un bloque de esfuerzos equivalente como comportamiento del concreto. En todos los puntos mencionados el acero se consideró elastoplástico perfecto. En la otra gráfica, se utilizó el modelo de comportamiento del concreto propuesto por Hognestad y un modelo para el acero que consideró el endurecimiento por deformación.

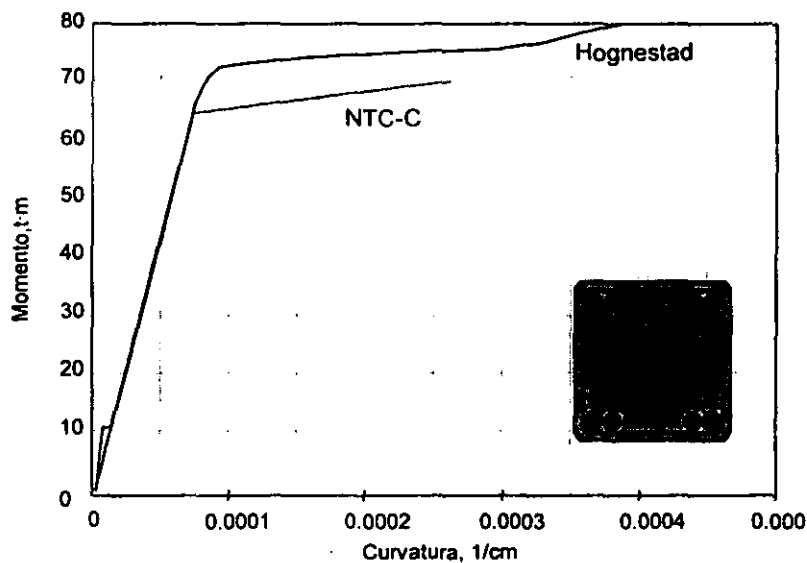


Figura 3.3 - Diagrama momento-curvatura, para carga axial $N = 0$

Por lo tanto, el momento resistente para la columna propuesta y con carga axial nula según las NTC-C es

$$M_R = 69.4 \text{ t}\cdot\text{m}$$

3.2.1.2 Resistencia a fuerza cortante

Se propusieron estribos cuadrados del No.4 (12.7mm) separados a cada 10 cm (E No.4@10), por lo que para cada dirección de análisis se consideraron sólo dos ramas.

- Área de acero a cortante

$$A_v = 2(1.27) = 2.54 \text{ cm}^2$$

- cuantía de acero longitudinal (capa más cercana a la cara de compresión mínima)

$$\rho = A_s/A_g = 4(11.40) / 50^2 = 0.0182$$

- y ya que $0.0182 > 0.01$, se usó la siguiente expresión para calcular el esfuerzo cortante del concreto

$$V_{cR} = 0.5 b d' f_c^* = 0.5 (50) (41.6) 280 = 17\,403 \text{ kg}$$

La contribución a la resistencia a la fuerza cortante que proporcionan los estribos se calculó como:

$$V_s = A_v f_y d / s = 2.54 (4200) (41.6) / 10 = 44\,379 \text{ kg}$$

y la resistencia total resulta:

$$V_R = V_{cR} + V_s = 17.4 + 44.4 = 61.8 \text{ t}$$

El cortante asociado al desarrollo de la resistencia a flexión de la columna es:

$$V_u = M_R / L_c = 69.4 / 1.75 = 39.7 \text{ t} < 61.9 \text{ t}$$

3.2.2 Diseño de las vigas portantes

Para el diseño de las vigas portantes, dirección Este-Oeste, se consideró la sección completa y el armado del acero de refuerzo que entra al nudo, ya que éste es el único que trabajará en el paño de la columna. Se le denomina vigas portantes a las vigas que reciben las cargas verticales del sistema de piso. Se propuso la siguiente sección transversal:

sección	50x50 cm
barras:	lecho superior 2 No. 10 y 2 No. 8 lecho inferior 2 No. 8
concreto :	$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$
acero :	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ $f_u = 7000 \text{ kg/cm}^2$

3.2.2.1 Resistencia a flexión

Los resultados del cálculo de la resistencia de la viga se resumen en la fig. 3.4. El último punto de las gráficas corresponde al momento resultante según las hipótesis de las NTCC, donde se consideró que todo el acero longitudinal a tensión está fluyendo.

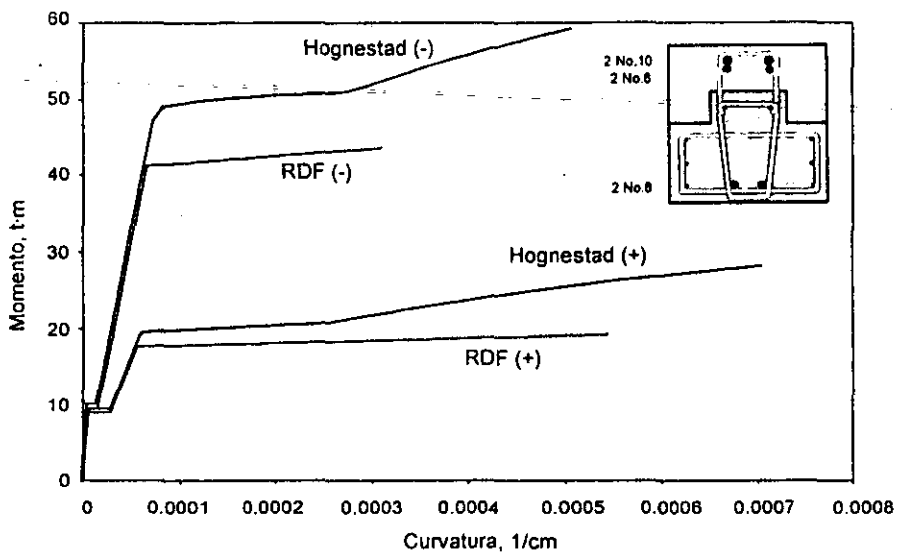


Figura 3.4 – Diagramas momento curvatura de las vigas portantes

Resumiendo, las resistencias a flexión obtenidas según las hipótesis de las NTC-C son:

$$M_R^{(+)} = 19.2 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_R^{(-)} = 43.8 \text{ t}\cdot\text{m}$$

3.2.2.2 Resistencia a fuerza cortante

Se emplearon en el diseño estribos del No. 3 separados a 10 cm. Sólo se consideraron dos ramas de estribos para la sección completa ya que eran las que cubrían todo el peralte de las vigas (ver fig. 3.5).

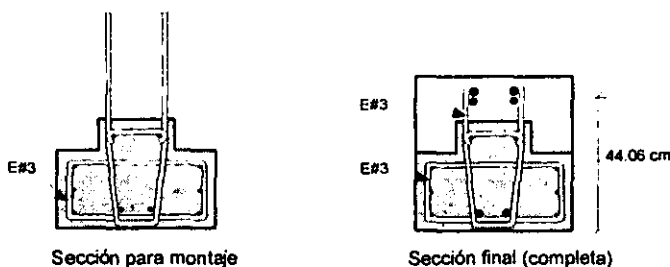


Figura 3.5 – Refuerzo para fuerza cortante en las vigas portantes

- área de acero a cortante

$$A_v = 2 (0.71) = 1.42 \text{ cm}^2$$

- cuantía de acero longitudinal

$$p = A_v/A_R = [2(7.92)+2(5.07)] / [(50)(43.9)] = 0.0118 > 0.01$$

$$V_{cR} = 0.5 b d \sqrt{f_c} * = 0.5 (50)(43.9) / 280 = 18\,364 \text{ kg}$$

- es decir

$$V_{cR} = 18.4 \text{ t}$$

El acero transversal proporciona:

$$V_s = A_v f_y d / s = 1.42 (4200) (44.06) / 10 = 26\,277 \text{ kg}$$

y la resistencia total es:

$$V_R = V_{cR} + V_s = 44.7 \text{ t}$$

El cortante plástico máximo asociado a la formación de la articulación plástica por momento negativo en la viga en el paño de la columna es:

$$V_* = M_R^{(-)} / L_v = 43.8 / 2.56 = 17.1 \text{ t} < 44.7 \text{ t}$$

3.2.3 Diseño de las vigas de rigidez

Para el diseño de las vigas de rigidez, dirección Norte-Sur, de manera similar que para las vigas portantes se consideró la sección completa y el armado del acero de refuerzo que entra al nudo. Se le denomina vigas de rigidez a las vigas que reciben únicamente las fuerzas laterales aplicadas al marco. Se propuso la siguiente sección transversal:

Sección T:	Patín:	base	50 cm
		altura	20cm
	Alma:	base	22cm
		altura	30cm

barras: lecho superior 2 No. 8 y 2 No. 6
 lecho inferior 2 No. 8
 concreto : $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$
 acero : $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $f_u = 7000 \text{ kg/cm}^2$

3.2.3.1 Resistencia a flexión

Los resultados del cálculo de la resistencia a flexión de la viga se presentan en la fig. 3.6 en forma de diagramas momento–curvatura.

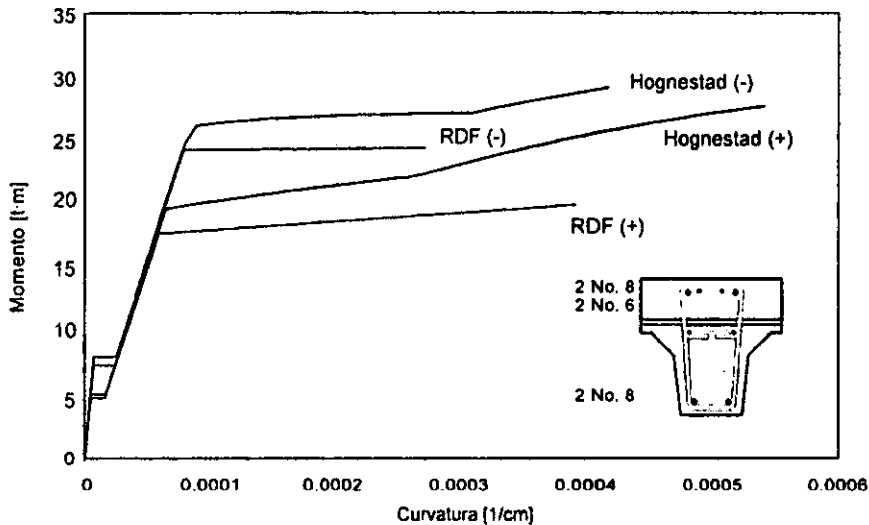


Figura 3.6 – Diagramas momento curvatura de las vigas de rigidez

Resumiendo, las resistencias a flexión obtenidas según las hipótesis de las NTC-C son:

$$M_R^{(+)} = 19.9 \text{ t·m}$$

$$M_R^{(-)} = 24.3 \text{ t·m}$$

3.2.3.2 Resistencia a fuerza cortante

Se supusieron estribos del No. 3 separados a 10 cm. Al igual que en las vigas portantes, sólo se consideraron dos ramas de estribos para la sección completa ya que eran las que cubrían todo el peralte de las vigas (ver fig. 3.7).

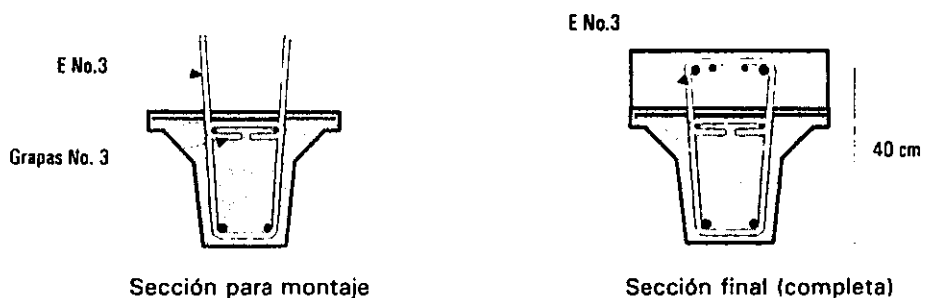


Figura 3.7 – Refuerzo para fuerza cortante en las vigas de rigidez

- área de acero a cortante

$$A_v = 2 (0.71) = 1.42 \text{ cm}^2$$

- cuantía de acero longitudinal

$$\rho = A_s/A_g = [2(5.07)+2(2.85)] / [(50)(20)+(22)(25)] = 0.0102 > 0.01$$

$$V_{cr} = F_R h d \sqrt{f_c}^* = 0.5 (22)(45) \cdot 280 = 8\,283 \text{ kg}$$

- es decir

$$V_{cr} = 8.2 \text{ t}$$

El acero transversal proporciona:

$$V_s = A_v f_y d / s = 1.42 (4200) (45) / 10 = 26\,838 \text{ kg}$$

y la resistencia total es:

$$V_R = V_{cr} + V_s = 35.1 \text{ t}$$

El cortante plástico máximo asociado a la formación de la articulación plástica por momento negativo en la viga en el paño de la columna es:

$$V_u = M_R^{(-)} / L_v = 24.3 / 2.56 = 9.5 \text{ t} < 38.8 \text{ t}$$

3.2.4 Revisión del nudo

De acuerdo con las NTC-C, el criterio para considerar un nudo como confinado depende del ancho relativo de las vigas a columna. El nudo de una conexión viga–columna con una columna de forma rectangular puede clasificarse como confinado si llegan al nudo cuando menos cuatro vigas y además, el ancho de cada una de estas es al menos el 75% del ancho respectivo de la columna. La columna tenía una sección rectangular de 50 x 50 cm. El 75% de 50 cm es 37.5 cm. En la dirección portante las vigas tenían una sección rectangular de 50 x 50 cm. Sin embargo, las vigas en la dirección de rigidez tenían una sección variable de 50 cm a 22 cm de base, un promedio de ambas bases es igual a 36 cm, por lo que el nudo no cumple con el requisito anterior para ser considerado como confinado.

3.2.4.1 Revisión del nudo en la dirección portante

El nudo no cumplió con el requisito de que el ancho de todas las vigas que llegaban al nudo fueran al menos 0.75 veces el ancho de la columna en ambas direcciones y debió considerarse como no nudo confinado.

Por lo tanto, la resistencia de diseño se calculó según las NTC-C como:

$$V_R = 4.5 \sqrt{f_c}^* b_e h$$

donde b_e es el ancho efectivo del nudo que resiste el cortante, y que es la media del ancho de vigas y columna, 50 cm;

h es la dimensión de la columna en dirección de la carga, 50 cm; y
 f_c es la resistencia nominal del concreto a compresión, kg/cm².

$$V_R = 4.5 \cdot 280 (50) (50) = 188\,248 \text{ kg}$$

$$V_R = 188 \text{ t}$$

Las fuerzas actuantes en el nudo se pueden ver esquemáticamente en la fig. 3.8. El corte en el nudo se calculó como:

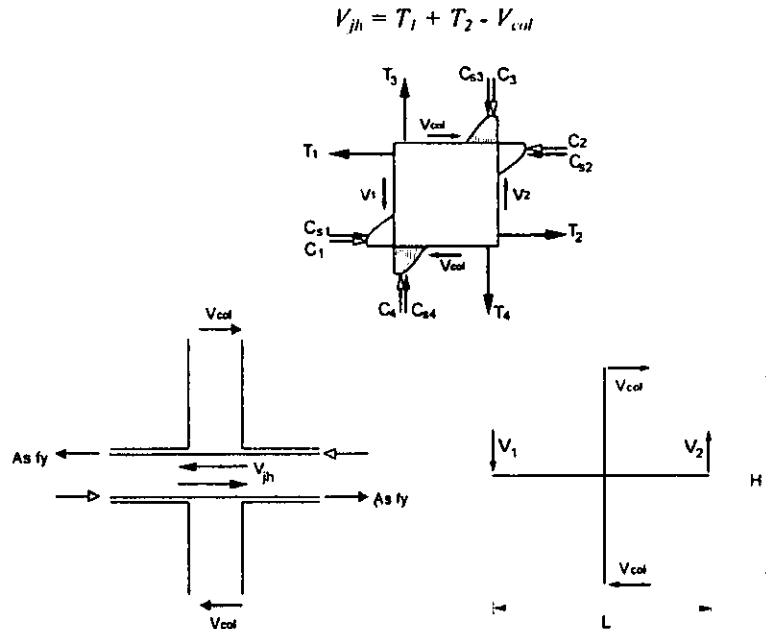


Figura 3.8 – Acciones de cortante en el nudo

Los momentos resistentes anteriormente calculados, de 43.8 y 19.2 t·m para flexión negativa y positiva, respectivamente, se supuso que se presentarían en el paño de la columna. Tomando el claro $L = 5.12$ m en las vigas (con el punto de inflexión al centro de éstas) los cortantes valen:

$$V_1 = 43.8 / 2.56 = 17.1 \text{ t}$$

$$V_2 = 19.2 / 2.56 = 7.5 \text{ t}$$

La fuerza cortante en la columna se calculó como:

$$V_{col} = (V_1 + V_2) \cdot L / 2H$$

por lo tanto

$$V_{col} = (17.1 + 7.5) 5.62 / (2(4)) = 17.3 \text{ t}$$

Las fuerzas a tensión en el acero de las vigas, considerando un factor igual a 1.25 que tome en cuenta un mayor esfuerzo de fluencia que el nominal especificado y el endurecimiento por deformación del acero longitudinal, valen:

$$T_1 = A_s^{(v)} 1.25 f_y = 25.98 (1.25) (4200) = 136\,395 \text{ kg}$$

$$T_2 = A_s^{(v)} 1.25 f_y = 10.14 (1.25) (4200) = 53\,235 \text{ kg}$$

por lo tanto, la demanda de cortante en el nudo será:

$$V_{jh} = 136.4 + 53.2 - 17.3 = 172.3 \text{ t}$$

Finalmente, comparando la fuerza cortante resistente del nudo con la demanda, se tiene:

$$V_{Rj} = 188.25 > 172.3 \text{ t}$$

La demanda de fuerza cortante en el nudo es muy cercana a la resistencia, como se había establecido.

3.2.4.2 Revisión del nudo en la dirección de rigidez

De acuerdo con la sección 3.2.4, el nudo fue considerado como no confinado. Por lo tanto, la resistencia de diseño se calculó según las NTC-C como:

$$V_R = 4.5 \sqrt{f_c} b_c h = 4.5 \sqrt{280} (42.8) (50) = 161\,140 \text{ kg} = 161.1 \text{ t}$$

donde b_c es la media del ancho de vigas y columna, cm;
 h es la dimensión de la columna en dirección de la carga, cm; y
 f_c es la resistencia nominal del concreto a compresión, kg/cm².

Los momentos resistentes anteriormente calculados, de 24.3 y 19.9 t·m para flexión negativa y positiva, se supuso que se presentarían en el paño de la columna. Tomando el claro $L = 5.12$ m en las vigas (con el punto de inflexión al centro de éstas) los cortantes valen:

$$V_1 = 24.3 / 2.56 = 9.5 \text{ t}$$

$$V_2 = 19.9 / 2.56 = 7.8 \text{ t}$$

La fuerza cortante en la columna se calculó como:

$$V_{col} = (V_1 + V_2) \cdot L / 2H$$

por lo tanto

$$V_{col} = (9.5 + 7.8) 5.62 / (2(4)) = 12.2 \text{ t}$$

Las fuerzas a tensión en el acero de las vigas, considerando un factor igual a 1.25 que tome en cuenta un mayor esfuerzo de fluencia que el nominal especificado y el endurecimiento por deformación del acero longitudinal, valen:

$$T_1 = A_s^{(1)} 1.25 f_y = 15.84 (1.25) (4200) = 83\,160 \text{ kg}$$

$$T_2 = A_s^{(2)} 1.25 f_y = 10.14 (1.25) (4200) = 53\,235 \text{ kg}$$

por lo tanto, la demanda de cortante en el nudo será:

$$V_{nh} = 83.1 + 53.2 - 16.13 = 136.3 \text{ t}$$

Finalmente, comparando la fuerza cortante resistente del nudo con la demanda, se tiene:

$$V_{Rj} = 136.3 < 161.1 \text{ t}$$

3.2.4.3 Revisión de la continuidad del refuerzo positivo en el nudo

En este inciso se revisan el área de los lazos de acero de presfuerzo necesaria para hacer continuo el refuerzo positivo de la viga dentro del nudo, así como, el diámetro del perno (fig. 3.9).

Se pretendió que la fuerza que se desarrolla en las barras longitudinales del lecho inferior de las vigas sea resistida por fuerzas de tensión en los lazos de acero de presfuerzo y éstas, a su vez, por un perno de acero de refuerzo anclado en el nudo, trabajando por dovola. Por compatibilidad de deformaciones, es de esperar que existan esfuerzos de aplastamiento en el concreto entre los lazos y el perno. Sin embargo, podemos considerar, simplifcadamente, que las fuerzas en los torones son resistidas directamente por el perno.

El área total del acero de refuerzo en el lecho inferior de las vigas fue de 10.14 cm², con un $f_y = 4200$ kg/cm². Por lo tanto, la fuerza resistida es de 42588 kg. Si se usan torones de ½ plg. (0.98 cm²) con un $f_y = 19000$ kg/cm², se necesitan 2.3 torones para alcanzar una fuerza igual a la del acero longitudinal. Se

decidió proporcionar cuatro torones de ½ plg. (1.27 cm) a las vigas portantes dada su importancia en la dirección de carga y dos a las vigas de rigidez para evaluar el desempeño sin un factor de seguridad.

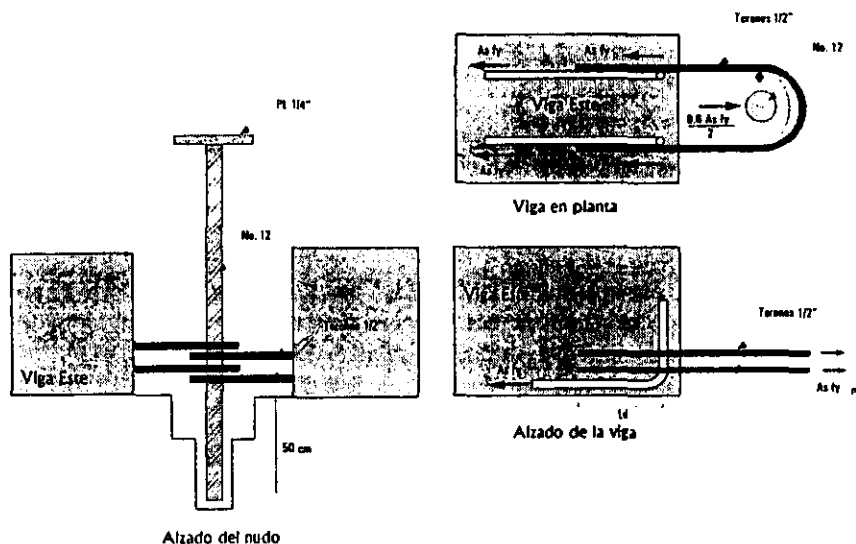


Figura 3.9 – Continuidad del acero de refuerzo positivo de las trabes

La fuerza máxima esperada en las barras de acero longitudinal del lecho inferior es:

$$F_{m\acute{a}x} = A_s f_y = 2(5.07)(4200) = 42\,588 \text{ kg} = 42.6 \text{ t}$$

La fuerza máxima resistente de los lazos es:

Dirección portante $F_r = A_s f_y = 4(0.98)(19000) = 74\,480 \text{ kg} = 74.5 \text{ t} > 42.6 \text{ t}$

Dirección de rigidez $F_r = A_s f_y = 2(0.98)(19000) = 37\,240 \text{ kg} = 37.2 \text{ t} < 42.6 \text{ t}$

La longitud de desarrollo de los torones se calculó con la ec. 2.1, la cual es la ecuación simplificada que propone el ACI 318-99 para barras del No. 6 o menores y para alambres deformados en frío (American, 1999b).

$$L_d = \frac{d_b f_y \alpha \beta \lambda}{6.63 \sqrt{f'_c}} = \frac{1.1(19000)(1)(1)(1)}{6.63 \sqrt{350}} = 153 \text{ cm} \quad (2.1)$$

- donde
- L_d es la longitud de desarrollo del torón, cm;
 - α es el factor dependiente de la localización del torón;
 - β es el factor que depende del tipo de cubierta que envuelve al torón;
 - λ es el factor según el tipo de agregado utilizado en el concreto;
 - d_b es el diámetro nominal del torón, cm;
 - f_y es el esfuerzo nominal de fluencia del torón, kg/cm²; y
 - f'_c es la resistencia nominal a compresión del concreto, kg/cm².

Los torones fueron anclados en las vigas desde la cara de la columna hacia los extremos libres de las mismas una longitud de 150 cm.

Para el diseño del perno se consideró que éste estaba exclusivamente sujeto a corte, para lo cual, se puede aplicar la ec. 2.2 (Park y Paulay, 1996).

$$A_s = \frac{3 V_d}{2 f_y} = \frac{3(38000)}{2(4200)} = 7.86 \text{ cm}^2 \Rightarrow 1 \text{ No. 12} \quad (2.2)$$

donde A_s es el área de acero necesaria en el perno, cm^2 ;
 V_d es la fuerza de tensión en el torón, kg; y
 f_y es el esfuerzo nominal de fluencia del perno, kg/cm^2 .

Se decidió utilizar una barra del No. 12 para tener un factor de seguridad de 1.3. Con el propósito de mejorar el anclaje del perno dentro del nudo se decidió introducir la barra en la parte inferior de la columna 50 cm y soldarle una placa de $\frac{1}{4}$ plg. (6.4 mm) en la parte superior, como se muestra en la fig. 3.9. Durante el ensaye y el análisis de datos, se observó que esta placa no era necesaria.

3.2.5 Configuración del conjunto vigas–columna

Con los resultados anteriores se revisaron las fuerzas máximas de diseño que se podrían aplicar al modelo (fig. 3.10). Se consideraron claros de 5.12 m al paño de la columna y alturas de entrepiso de 4 m. Se supuso que ante cargas horizontales la estructura tendría los puntos de inflexión cerca de los centros de los claros de sus elementos.

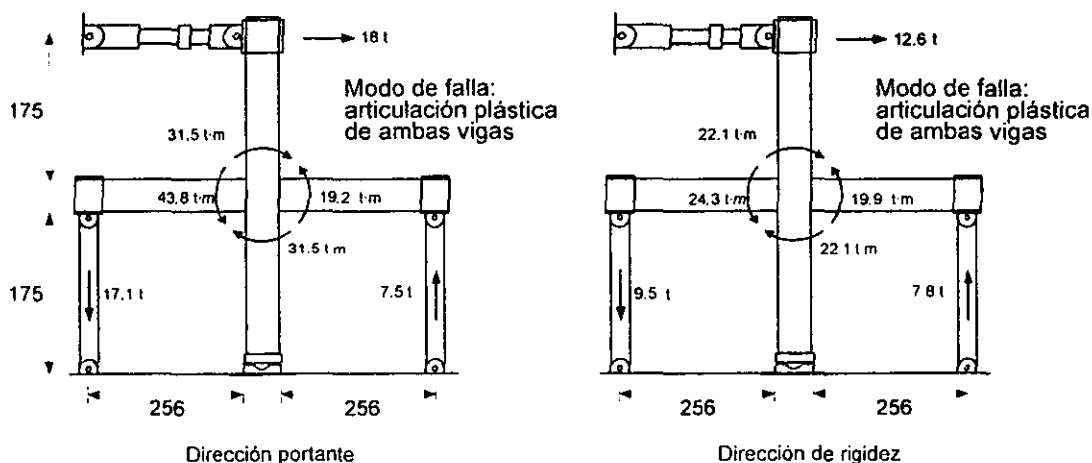


Figura 3.10 – Fuerzas máximas de diseño del modelo J-T

3.2.5.1 Cálculo de la cortante máxima de entrepiso debido a la falla de nudo

La siguiente expresión permitió determinar la cortante máxima de entrepiso que produce la falla del nudo.

$$V_{lateral} = \frac{4.5 \cdot f_c^* \cdot b_c \cdot h \cdot J_b}{H \left(1 - \frac{h}{L} - \frac{J_b}{H} \right)} = \frac{4.5 \cdot 280(50)(50)(38.9)}{400 \left(1 - \frac{50}{512} - \frac{38.9}{400} \right)} = 22739 \text{ kg} = 22.7 \text{ t} > 18.1 \text{ t} > 12.7 \text{ t} \quad (2.3)$$

donde $V_{lateral}$ es la cortante última de entrepiso que produce la falla del nudo, t;
 f_c^* es el esfuerzo medio a compresión del concreto, kg/cm^2 ;
 b_c es la media del ancho de las vigas y columna, cm;
 h es la altura del nudo, cm;
 J_b es el brazo de momento en las vigas, cm;
 L es la longitud de claro de vigas, cm; y
 H es la altura de la columna, cm.

Se comprobó que la cortante máxima de entrepiso asociada a la falla del nudo fuera mayor que la cortante asociada a la falla por articulaciones plásticas en las vigas en cada dirección (ec. 2.3).

3.2.6 Consideraciones de diseño

3.2.6.1 Vigas portantes

La cuantía de acero de refuerzo longitudinal para momento positivo se obtuvo para resistir aproximadamente el 50% del momento negativo (sección 5.2.2 de las NTC-C), con la finalidad de representar las fuerzas actuantes en un edificio construido con este sistema estructural. Se revisó, además, que los momentos resistentes flexionantes, tanto en las vigas como en la columna fueran superiores a 1.5 veces a sus respectivos momentos de agrietamiento (sección 2.1.2.a de las NTC-C). Estos requisitos son exigidos en el diseño de marcos dúctiles y de elementos a flexión de las NTC-C, respectivamente.

Se cumplió con la sección 5.3.2 de las NTC-C que limita la resistencia mínima a flexión de la columna en el nudo con la siguiente relación:

$$\frac{\sum M_e}{\sum M_g} = 2.2 \geq 1.5$$

donde $\sum M_e$ es la suma de los momentos resistentes de diseño de las columnas que llegan al nudo; y $\sum M_g$ es la suma de los momentos resistentes de diseño de las vigas que llegan al nudo

En la sección 5.4.3 de las NTC-C se limita la relación $h_{columna} / d_{barra\ de\ viga} \geq 20$ para controlar la degradación de rigidez y la resistencia del nudo debido al deterioro en la adherencia de las barras de las vigas que atraviesan el nudo. Aun reconociendo que se corría el riesgo de que la adherencia de las barras longitudinales de las vigas portantes sufrieran deterioro, se decidió colocar barras con relación $h / d_b = 15.7$. Esto se hizo con objeto de someter al nudo a altas demandas de corte y poder, así, estudiar los mecanismos resistentes al corte en el modelo J-T

Es importante mencionar que las barras de acero de refuerzo inferior no son continuas a través del nudo y que la continuidad se pretende lograr con lazos de acero de prefuerzo y un perno de acero de refuerzo. Este innovador tipo de conexión del acero no tiene referencia alguna en las NTC-C, de modo que se diseñó como se presentó en 2.2.4.3.

La distribución del acero de refuerzo transversal del nudo fue similar a la del acero de refuerzo por corte en la columna. Así, se cumplió con los requisitos de marcos dúctiles de las NTC-C (sección 5.4.2).

3.2.6.2 Vigas de rigidez

La cuantía de acero de refuerzo longitudinal para momento positivo se obtuvo para resistir aproximadamente el 80% del momento negativo (sección 5.2.2 de las NTC-C), con la finalidad de representar las fuerzas actuantes en un edificio construido con este sistema estructural. Se revisó, además, que los momentos resistentes flexionantes, tanto en las vigas como en la columna, fueran superiores a 1.5 veces sus respectivos momentos de agrietamiento (sección 2.1.2.a de las NTC-C). Estos requisitos son exigidos en el diseño de marcos dúctiles y de elementos a flexión de las NTC-C, respectivamente.

Se cumplió con la sección 5.3.2 de las NTC-C que limita la resistencia mínima a flexión de la columna en el nudo con la siguiente relación:

$$\frac{\sum M_r}{\sum M_g} = 3.14 \geq 1.5$$

Se revisó la relación que restringe $h_{columna} / d_{barras\ de\ viga} \geq 20$ para controlar la degradación de rigidez y la resistencia del nudo debido al deterioro en la adherencia de las barras de las vigas que atraviesan el nudo.

3.2.7 Descripción del modelo

3.2.7.1 Columna

La geometría y armado se muestran en la fig. 3.11. La columna tenía una sección de 50 x 50 cm y una longitud de 4.14 m. Estaba reforzada longitudinalmente con ocho barras del No.12 distribuidas en las esquinas en paquetes de dos barras, todas continuas a lo largo del elemento. El refuerzo transversal consistió en estribos del No. 4 separados a 10 cm. Ambos refuerzos fueron de grado 42.

La columna fue de concreto reforzado y prefabricado. La parte prefabricada comprendió los extremos de la columna. A la mitad del claro se dejó una abertura de un metro para permitir el montaje de las vigas. Esta abertura se rellenó con la parte superior de las vigas, una vez que el armado de la conexión estuvo listo. La resistencia nominal del concreto fue de 350 kg/cm².

En cada cara de la columna a la altura de la ventana se dejaron dos barras del No. 5 en forma de cruz con la finalidad de evitar problemas de pandeo y torsión durante su transporte, las cuales, posteriormente, fueron parcialmente retiradas antes del montaje (fig. 3.11).

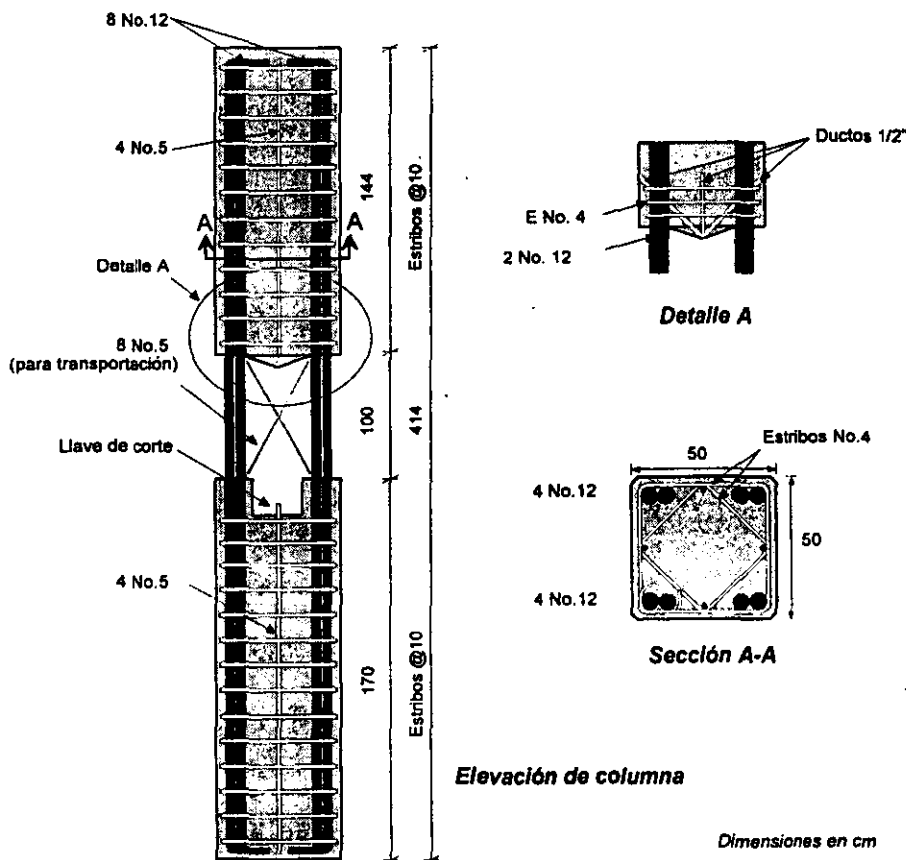


Figura 3.11 – Geometría y armado de la columna del modelo J-T

En la parte superior de la ventana, el concreto prefabricado termina en forma de pirámide, en cuyo vértice afloraban cuatro ductos galvanizados de ½ plg. (1.27 cm) de diámetro, como se observa en el detalle A

de la fig. 3.11, con el propósito de facilitar la expulsión del aire atrapado durante el colado de la ventana. Adicionalmente, en la parte inferior de la ventana se dejó una llave de corte entre el concreto prefabricado y el colado en sitio, para mejorar la adherencia y transmisión de fuerzas entre ambos concretos.

3.2.7.2 Vigas portantes

La geometría y refuerzo de las vigas portantes se muestran en la fig. 3.12. Las vigas portantes se construyeron en dos partes; primero, en la planta de prefabricados, se construyó la parte inferior y posteriormente se completaron ya montadas en la estructura con un colado en sitio. La parte inferior se reforzó con dos barras longitudinales del No.8 en su lecho inferior y estribos abiertos del No. 3 a cada 10 cm. Esta parte inferior de la viga comúnmente se construye presforzada, y su ancho se reduce en la zona del nudo, denominada nariz, para poder ser apoyada en la ventana de la columna durante el montaje. El acero longitudinal terminó con ganchos a 90° dentro de la nariz de la viga prefabricada. Estos ganchos no sobresalían de la viga prefabricada. Se colocaron dos torones de ½ plg. (1.27 cm) con forma de U a diferente altura y sus extremos se traslaparon con el acero longitudinal en los extremos de las vigas. La longitud de traslape fue de 150 cm. Las Ues de los torones sobresalieron de la nariz de la viga (fig. 3.12 detalle A). Esta nariz contenía dos pares de ductos de ¾ plg. (1.9 cm) de diámetro con el fin de permitir el paso de los estribos de confinamiento del nudo, durante el armado de la conexión en el sitio. La sección prefabricada de las vigas se muestra en la sección B-B de la fig. 3.12.

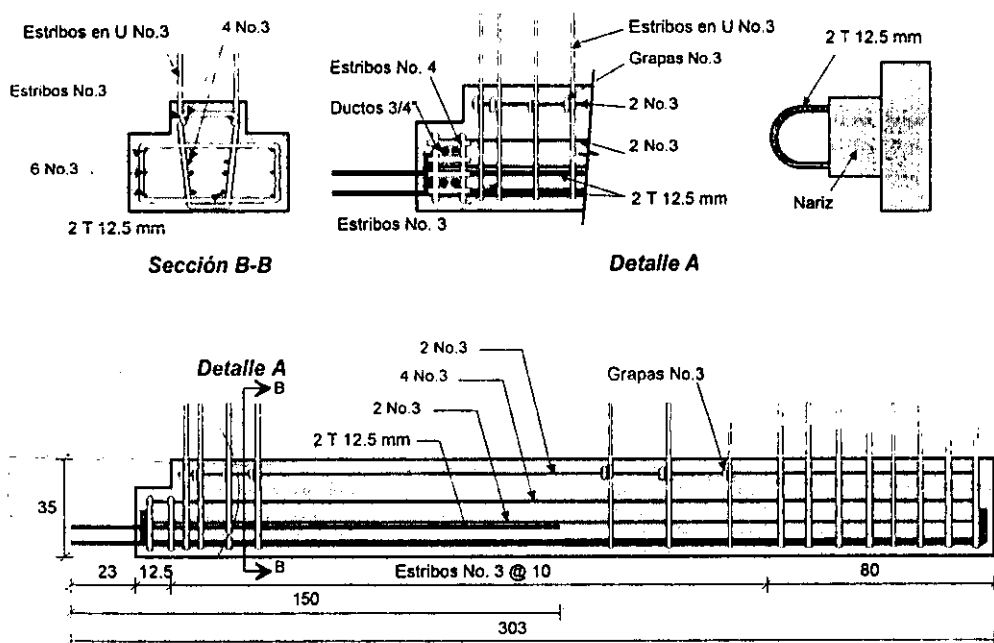


Figura 3.12 - Geometría y armado de las vigas portantes

En la segunda parte se completó el peralte total de las vigas. Para esto se colocó el perno de continuidad, el refuerzo transversal del nudo y, por último, el acero longitudinal del lecho superior de las vigas (fig. 3.13). El acero longitudinal del lecho superior constó de dos barras del No.10 y dos barras del No. 8 continuas a través de la junta. La continuidad del acero del lecho inferior se logró con introduciendo un perno a través de la intersección de las U de los torones. El perno fue una barra del No. 12 que se introdujo 50 cm en la parte inferior de la columna y se ancló en la parte superior de la misma con una placa soldada de ¼ plg. (0.64 mm). Las secciones finales de las vigas fueron de 50 x 50 cm.

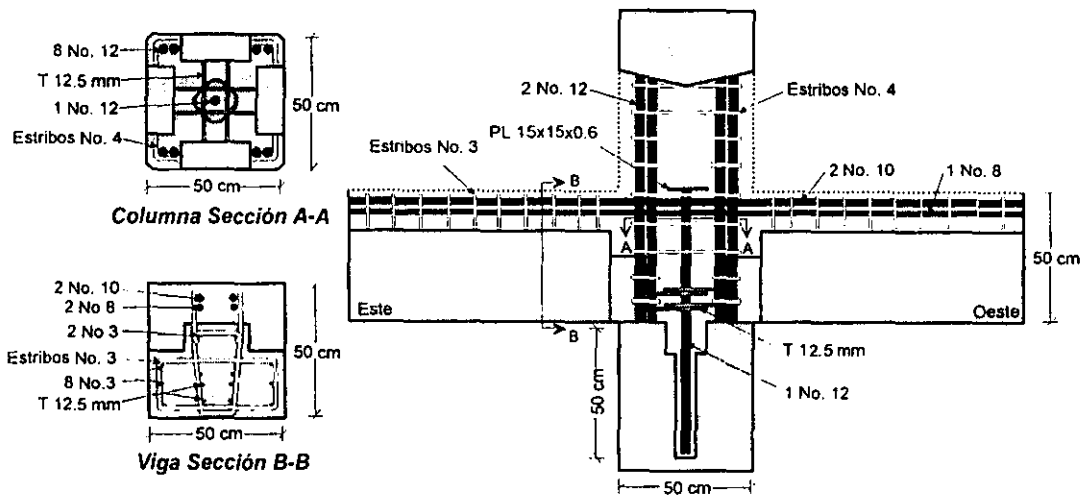


Figura 3.13 - Detalles de la unión viga columna

3.2.7.3 Vigas de rigidez

La geometría y refuerzo de las vigas de rigidez se muestran en la fig. 3.14. Las vigas de rigidez se construyeron simultáneamente y en forma similar a las portantes. La sección transversal prefabricada se muestra en la sección A-A de la fig. 3.14. A diferencia de las vigas portantes, la sección final fue en forma de T con un alma de 22 cm de base y 30 cm de altura, y con un patín de 50 cm de base y 20 de altura. Estas vigas solamente contaron con un torón en forma de U para dar la continuidad en el nudo y el refuerzo longitudinal del lecho superior constó de dos barras del No. 8 y dos barras del No. 6.

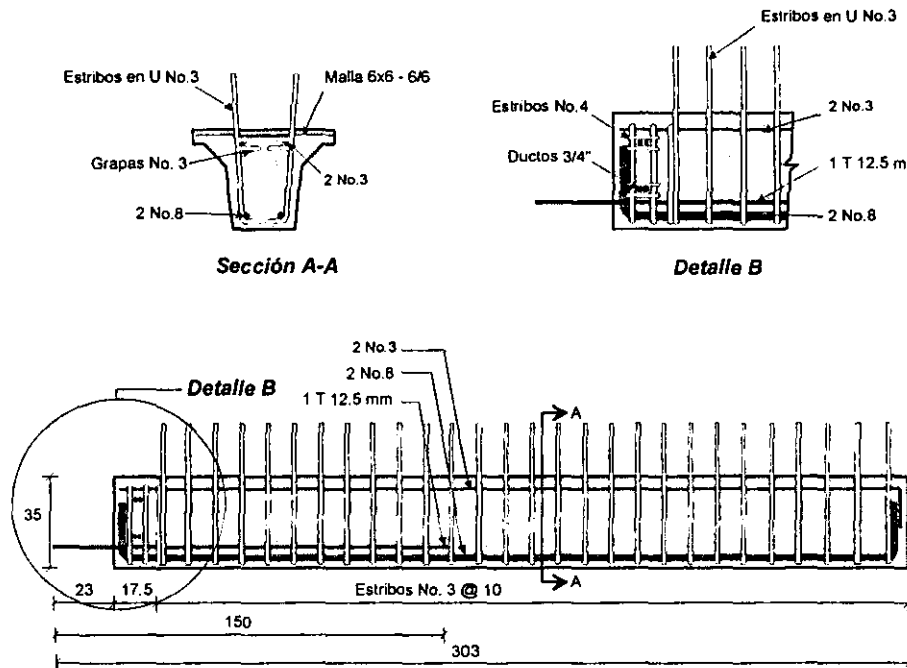


Figura 3.14 - Geometría y armado de las vigas de rigidez

3.3 FABRICACIÓN Y CONSTRUCCIÓN

Como se mencionó, la fabricación del modelo se realizó en dos etapas principales. La primera se llevó a cabo en la planta de elementos prefabricados de Servicios y Elementos Presforzados S.A. de C.V. (SEPSA) ubicada en Jiutepec, Morelos. Esta etapa consistió en el habilitado del acero de refuerzo, colocación de la instrumentación interna en el acero de refuerzo, armado, elaboración de moldes, colado, curado a vapor y descimbrado de los elementos que formarían parte de la conexión.

Inicialmente, se instrumentó el refuerzo con deformímetros eléctricos de 5 mm de longitud. Una vez terminados los armados de las vigas y de la columna, se colocaron dentro de moldes de acero previamente impregnados con diesel como desmoldante. El concreto fue colocado en los moldes directamente de la dosificadora por medio de un brazo especial, en capas, y su compactación se realizó mediante un vibrador eléctrico portátil. Dos horas después del colado se comenzó el curado de las piezas con presión de vapor de agua. El curado duró alrededor de ocho horas hasta que las piezas alcanzaron el 80% de su resistencia nominal. El concreto fue elaborado en la propia planta en una dosificadora portátil, con un tamaño máximo del agregado de $\frac{3}{4}$ plg. (1.9 cm) y cemento portland tipo I.

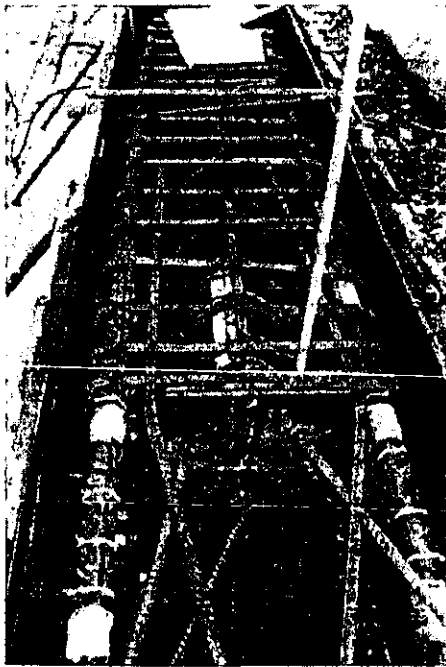


Figura 3.15 – Armado de la columna



Figura 3.16 – Construcción de la columna

La columna fue colada en posición horizontal. La colocación del concreto se realizó en tres capas de aproximadamente 17 cm y dejando una abertura de un metro a la mitad del total de su longitud según lo indicado en 2.2.7.1. El concreto tuvo un revenimiento promedio de 10 cm. En la fig. 3.15 se presenta el armado de la columna dentro del molde antes de colar y en la fig. 3.16 la colocación del concreto.

Las vigas portantes fueron coladas en posición horizontal y en dos capas de 17 cm, aproximadamente. En esta primera etapa de prefabricación, sólo se colaron 35 cm del peralte total en su parte central y 25 cm en sus extremos según lo indicado en 2.2.7.2. El concreto tuvo un revenimiento promedio de 8 cm. En las vigas se dejaron estribos del No. 3 abiertos, en forma de U, que se utilizaron posteriormente para abrazar el acero longitudinal del lecho superior. En las figs. 2.17 y 2.18 se presentan el armado de la viga portante dentro del molde y la colocación del concreto, respectivamente.



Figura 3.17 - Armado de la viga portante



Figura 3.18 - Colocación y compactación del concreto de la viga portante

Al igual que las vigas portantes, las vigas de rigidez se colaron en posición horizontal y en dos capas de 17 cm, aproximadamente. En esta primera etapa de prefabricación, sólo se colaron 35 cm del peralte total en su parte central y 5 cm del patín según lo indicado en 2.2.7.3. El concreto tuvo un revenimiento promedio de 13 cm. Congruente con las vigas portantes, también se dejaron estribos del No. 3 abiertos, en forma de U, que se utilizaron posteriormente para abrazar el acero longitudinal del lecho superior. En las figs. 2.19 y 2.20 se presentan uno de los armados de las vigas de rigidez y la colocación del concreto, respectivamente.



Figura 3.19 – Armado de la viga de rigidez

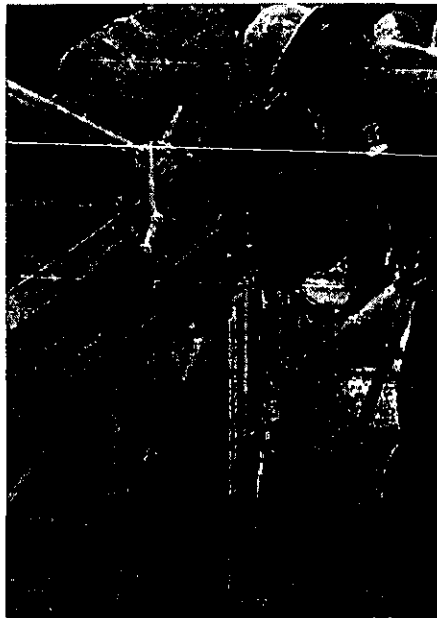


Figura 3.20 – Colocación y compactación del concreto de la viga de rigidez

Una vez que el concreto de las vigas y la columna alcanzó el 80% de su resistencia nominal, obtenida por medio de pruebas a compresión simple de cilindros de concreto fabricados durante los colados de las piezas, los elementos se transportaron al Laboratorio de Estructuras Grandes del Cenapred (LEG). Aquí, se ejecutaron el montaje, armado y colado final del modelo por personal de SEPSA, de modo de reproducir las condiciones que se presentan en obra.

El montaje de los elementos prefabricados se realizó con la ayuda de una grúa viajera de 10 t y colocando puntales provisionales para su soporte. Seguidamente, se colocaron el perno de continuidad, los

estribos de confinamiento del nudo y las barras de acero longitudinal del lecho superior. Por último, se cerraron los estribos con forma de U de las vigas prefabricadas. En la fig. 3.21 se presenta el armado final de la conexión.

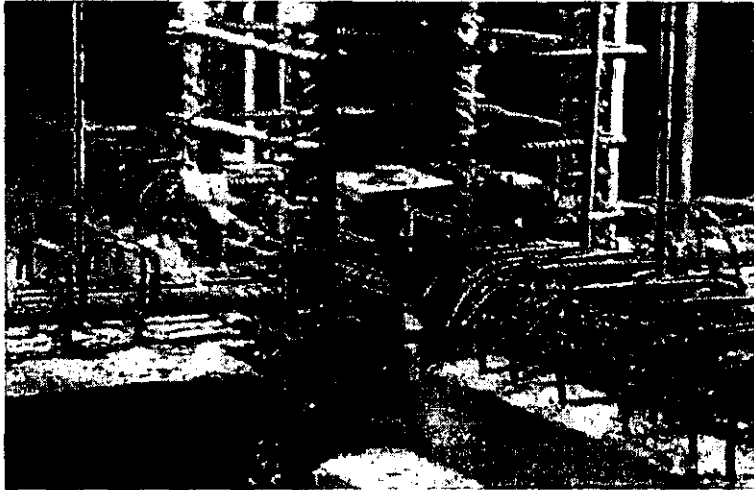


Figura 3.21 – Armado final de la conexión, Modelo J-T

El perno de continuidad (barra del No. 12), de 105 cm de longitud, fue rodeada por todos los lazos de acero de presfuerzo de las vigas que llegaron al nudo. Además, este perno se introdujo 50 cm dentro de la parte inferior de la columna y se le soldó una placa cuadrada de 15 cm de lado y $\frac{1}{4}$ " (6.4 mm) de espesor en la parte superior (fig. 3.22).



Figura 3.22 – Detalle del perno de continuidad, Modelo J-T

Los estribos de confinamiento fueron estribos del No. 4 cerrados colocados con separaciones de 10 cm para respetar la modulación de estribos de las secciones prefabricadas de la columna. Los dos primeros estribos de confinamiento a partir de la parte inferior de la ventana se formaron de la unión de cuatro grapas individuales cada uno, estas grapas se habilitaron y colocaron de una manera especial. Primeramente, se dobló una punta de la grapa formando un gancho a 180° y posteriormente, se introdujo la punta sin doblez a través del orificio dejado en la viga con este fin. Por último, esta punta fue doblada a 90°. Es importante recalcar que los ganchos a 90° quedaron alternados en la altura del nudo alrededor de la columna.

Los estribos del No.3 de las vigas prefabricadas fueron cerrados con ganchos a 90° una vez que las barras longitudinales atravesaron el nudo en forma continua.

Terminado el armado se colocó una cimbra de madera en las vigas y la ventana de la columna. La cimbra se impregnó con diesel como desmoldante (fig. 3.23). El colado se hizo con concreto premezclado con las siguientes características: tamaño máximo de agregado grueso de 3/8 plg. (9.5 mm), cemento portland tipo I y revenimiento de 12 cm. La resistencia nominal esperada del concreto era de 350 kg/cm². Una vez que el concreto endureció, se curó con costales húmedos durante siete días.

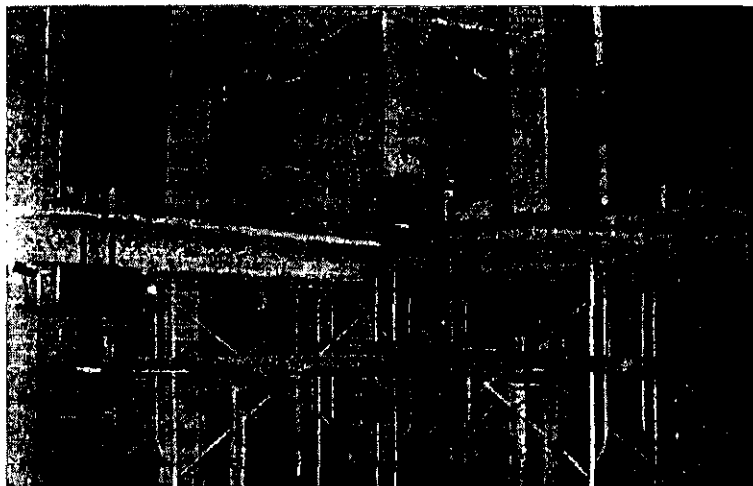


Figura 3.23 - Colado del Modelo J-T

Por último, el modelo fue descimbrado y se pintó de color blanco para facilitar la observación de la evolución del daño y el registro de los patrones de agrietamiento durante los ensayos. Se dibujó una retícula adicional para agilizar este proceso. En la fig. 3.24 se presenta el modelo terminado y listo para ser ensayado.

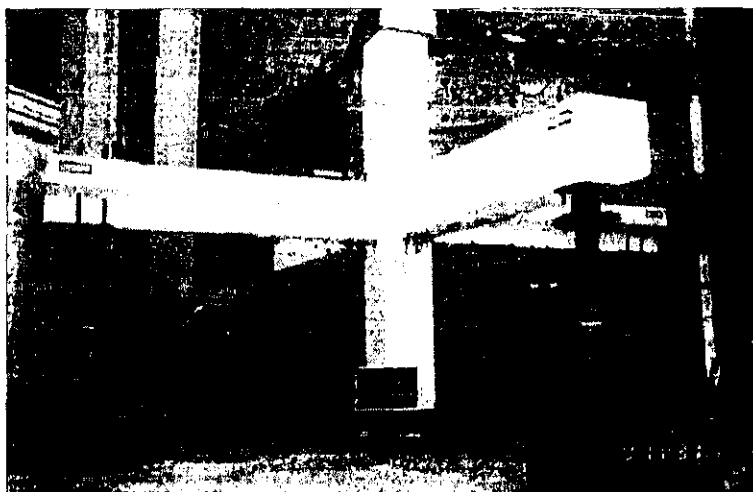


Figura 2.24 - Modelo J-T terminado

Durante la primera y segunda parte constructivas se tomaron muestras del concreto fresco de acuerdo con la Norma Mexicana NMX-C-161 (ONNCCE, 1997a). Se elaboraron cilindros de concreto para obtener la

resistencia a compresión del concreto, al día de la prueba, siguiendo lo establecido en la Norma Mexicana NMX-C-083 (ONNCCE, 1997b).

3.4 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES Y REVISIÓN DEL MODELO

3.4.1 Propiedades de los materiales

Como se indicó en 2.2, el modelo fue diseñado con una resistencia del concreto de 350 kg/cm² a 28 días en las vigas y en la columna. El concreto de los elementos prefabricados fue hecho en planta con cemento portland tipo I y tamaño máximo del agregado de 3/4 plg. (1.9 cm). El concreto utilizado en el colado del nudo y en la parte superior de las vigas, premezclado, tuvo características y propiedades similares al fabricado en planta, con la excepción de que el tamaño máximo del agregado fue de 3/8" (9.5 mm) para facilitar su colocación dentro del nudo.

Del concreto fresco de cada elemento se obtuvieron muestras según la Norma Mexicana NMX-C-161 (ONNCCE, 1997a), con las cuales se elaboraron tres cilindros de dimensiones estándar, 15 x 30 cm. Los cilindros fueron ensayados para conocer la resistencia del concreto, cercana al día de la prueba, de acuerdo con lo establecido en la Norma Mexicana NMX-C-083 (ONNCCE, 1997b). La resistencia del concreto cercana al día de la prueba se presenta en la tabla 3.1.

De modo de conocer las propiedades de las barras utilizadas se realizaron pruebas de tensión para todos los diámetros utilizados en el modelo, de acuerdo con la Norma Mexicana NMX-B-172 (SECOFI, 1994). El esfuerzo nominal de fluencia de todas fue de 4200 kg/cm² de acuerdo con lo mencionado en 2.2. Las propiedades medidas del acero de refuerzo se presentan en la tabla 3.2.

Tabla 3.1 – Propiedades medidas del concreto

PROPIEDADES MECÁNICAS DEL CONCRETO					
Lugar de colado	Elementos	Resistencia a la compresión, kg/cm ²		Módulo de Elasticidad x10 ⁵ kg/cm ²	$\alpha = E_s/\sqrt{f'_c}$
		28 días	Día de la prueba		
Planta	Columna	390	425	2.53	12255
	Viga este	425	425	2.40	11500
	Viga oeste	390	425	2.53	12255
	Viga norte	390	425	2.53	12255
	Viga sur	425	425	2.40	11500
Laboratorio	Nudo	-	410 (15 días)	2.30	11340

Tabla 3.2 – Propiedades medidas del acero de refuerzo

PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ACERO DE REFUERZO					
Elemento	Designación	Esfuerzo de fluencia, kg/cm ²	Esfuerzo de ruptura, kg/cm ²	Alargamiento en 200 mm, %	Deformación de fluencia
Columna	No. 4	4325	6970	9.2	0.0030 ¹
	No. 5	4210	6910	10.4	0.0024 ¹
	No. 12	4390	7140	18.3	0.0025 ¹
Vigas	No. 3	4650	7270	8.0	0.0030 ²
	No. 6	4280	6810	12.8	0.0022 ¹
	No. 8 (Lecho inferior)	4630	7120	12.3	0.0028 ¹
	No. 8	4670	7120	13.9	0.0025 ¹
	No. 10	4850	7350	12.8	0.0032 ¹
	Torón 1/2"	19090	20795	7.4	0.0100 ²

¹ Deformación registrada para el final de la etapa de proporcionalidad de la curva esfuerzo-deformación

² Deformación correspondiente al punto en el que una recta secante, con abscisa al origen en $\epsilon = 0.002$ y cuya pendiente es el módulo de elasticidad, corta la curva esfuerzo-deformación medida

3.4.2 Revisión del modelo

Una vez determinadas las propiedades mecánicas de los materiales usados en el modelo, se recalculó la resistencia de los elementos con los valores medidos, considerando un modelo que tomara en cuenta el fenómeno de endurecimiento por deformación en el acero de refuerzo y el modelo de comportamiento del concreto propuesto por Hognestad. El diagrama de interacción de la columna y los diagramas momento-curvatura obtenidos para las vigas y columna se resumen en las figs. 2.2, 2.3, 2.4 y 2.6. En la tabla 3.3 se presentan las resistencias de diseño y las resistencias calculadas con las propiedades reales de los materiales.

Tabla 3.3 – Resistencias de los elementos

Elemento	Resistencia	Según las propiedades de los materiales:	
		Nominales de diseño	Medidas
Columna	Flexión	69.4 t-m	79.9 t-m
	Cortante	61.9 t	63.2 t
Vigas portantes	Flexión +	19.2 t-m	28.1 t-m
	Flexión -	43.1 t-m	59.0 t-m
	Cortante	44.7 t	46.2 t
Vigas de rigidez	Flexión +	27.6 t-m	27.6 t-m
	Flexión -	29.0 t-m	29.0 t-m
	Cortante	34.8 t	35.5 t
Nudo	Cortante	22.7 t	24.6 t

Finalmente, los elementos mecánicos resistentes calculados a partir de propiedades reales se presentan esquemáticamente en la fig. 3.25.

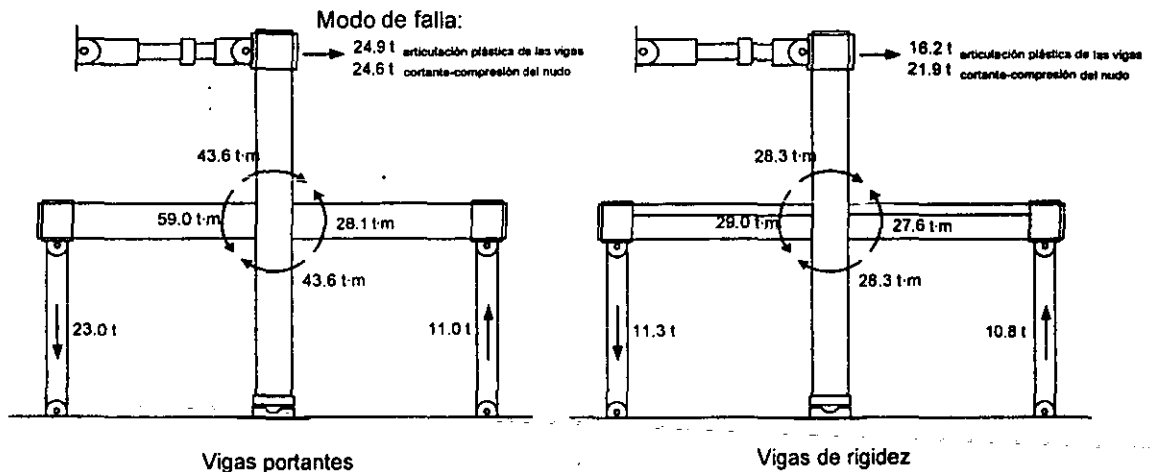


Figura 3.25 – Acciones y resistencias calculadas con las propiedades reales de los materiales

3.5 MARCO DE CARGA

El marco de carga consistió en seis articulaciones y dos gatos hidráulicos como se observa en la fig. 3.26. Las articulaciones se colocaron en los extremos de las vigas y de la columna en donde se presentarían puntos de inflexión en el diagrama de momentos flexionantes en los pisos inferiores de una estructura real durante un sismo. Se supuso que este lugar corresponde a la mitad del claro de las vigas y la mitad de la altura de la columna en una estructura real sujeta a cargas verticales y horizontales, pero que su comportamiento es controlado por sus demandas sísmicas.

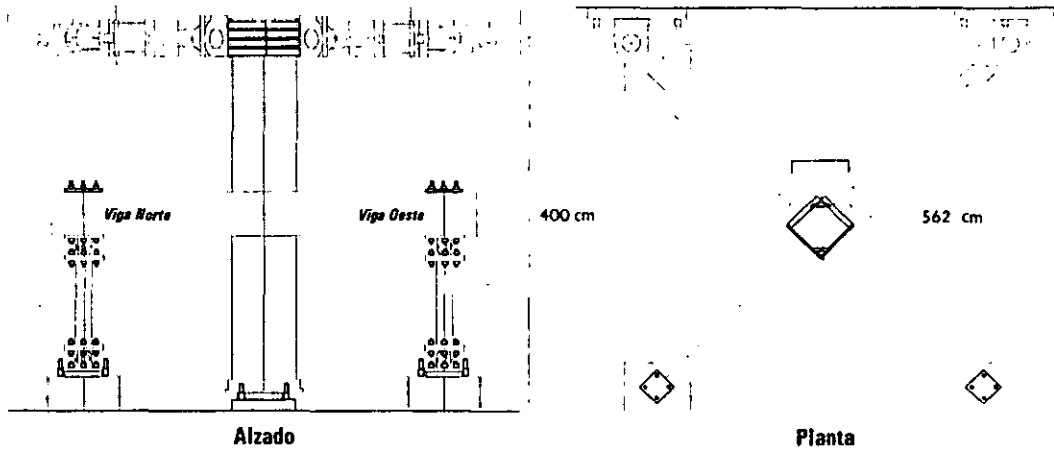


Figura 3.26 - Marco de carga

Se emplearon dos gatos hidráulicos de doble acción con capacidad de 100 t. Para ciclos unidireccionales solamente un gato hidráulico aplicó la fuerza horizontal, o fuerza cortante de entrepiso, mientras el otro corrigió los desplazamientos horizontales del modelo fuera del plano de aplicación de carga. Para ciclos bidireccionales ambos gatos aplicaron la fuerza horizontal. La historia de desplazamientos (sección 3.7) se aplicó controlando los desplazamientos de los pistones de los actuadores con una computadora.

Las vigas fueron sujetas a la losa de reacción por medio de puntales de acero articulados en sus extremos y barras postensadas de alta resistencia. Los puntales podrían trabajar tanto a compresión como a tensión, y las articulaciones permitieron que las vigas giraran libremente.

3.6 INSTRUMENTACIÓN

Con objeto de medir el comportamiento del modelo J-T y poder así entender los mecanismos resistentes y de disipación de energía, el modelo J-T se instrumentó con sensores de desplazamiento, deformación y fuerza.

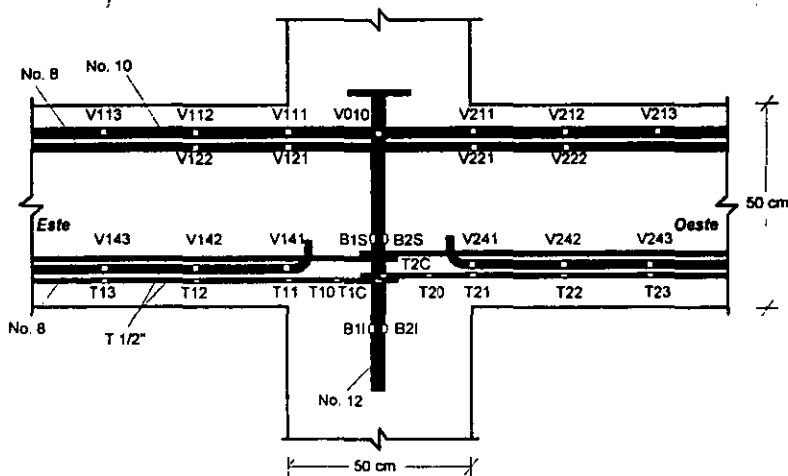


Figura 3.27 - Instrumentación interna de las vigas portantes

La instrumentación interna consistió en deformímetros eléctricos adheridos a las barras de acero de refuerzo de las vigas y de la columna. Los sensores fueron colocados antes del colado de los elementos, tanto en la planta de SEPSA como en el LEG. En la figs. 2.27 y 2.28 se muestran la distribución final y nomenclatura de los deformímetros eléctricos en el modelo terminado en las vigas portantes y de rigidez, respectivamente.

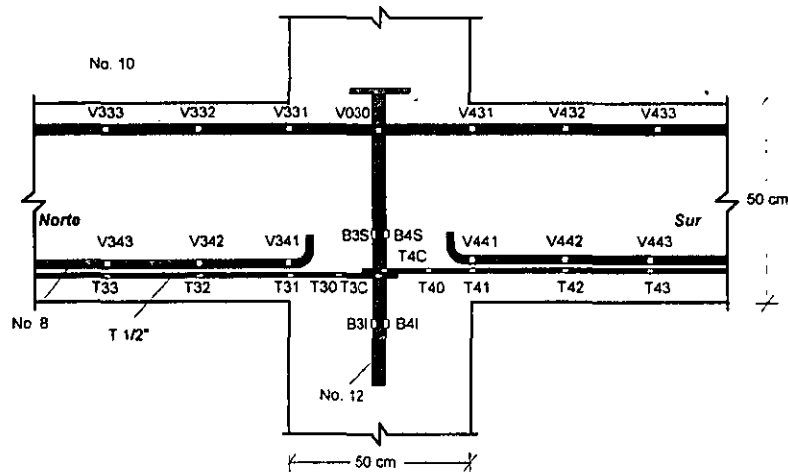


Figura 3.28 – Instrumentación interna de las vigas de rigidez

La instrumentación externa consistió de transductores de desplazamiento colocados en diferentes secciones de las vigas y la columna con el fin de conocer las rotaciones que se presentan en distintas secciones de los elementos durante el ensaye. Las fuerzas y desplazamientos aplicados en el extremo superior de la columna se obtuvieron con celdas de cargas y transductores de desplazamiento propios del sistema de aplicación de carga. Por último, los puntales fueron instrumentados para conocer sus fuerzas actuantes, simulando celdas de carga. La configuración final de los transductores se muestra en la fig. 3.29 y fue similar en las vigas portantes y en las de rigidez.

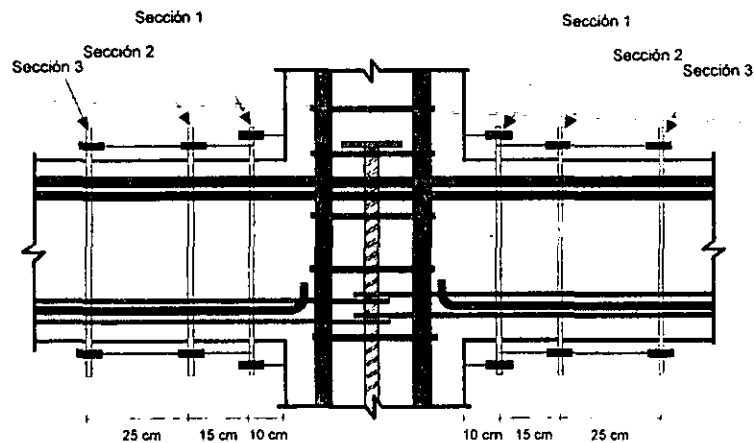


Figura 3.29 – Instrumentación externa

El nudo fue instrumentado externamente con transductores de desplazamiento en las caras este y sur del mismo. La finalidad de esta instrumentación fue registrar la deformación angular del nudo durante el ensaye. Los transductores se fijaron a un poste metálico, el cual permaneció inmóvil durante el ensaye, los vástagos de los transductores se apoyaron sobre placas de acrílico fijadas a los extremos del nudo. Estas

últimas, se fijaron al nudo por medio de barras de acero del No. 3 colocadas durante el colado final del modelo en el LEG. En la fig. 3.30 se presenta la distribución de la instrumentación externa del nudo.

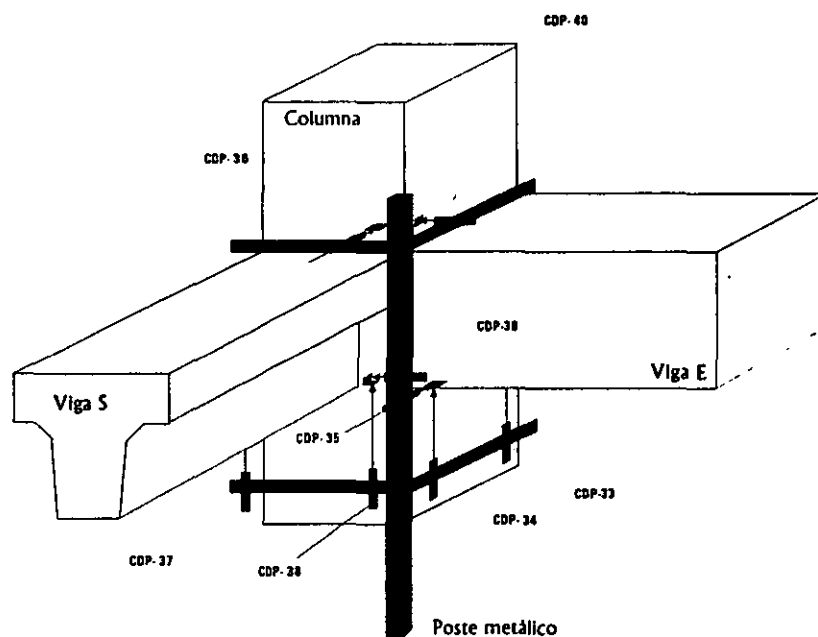


Figura 3.30 – Instrumentación externa del nudo

3.6.1 Captura de datos

El equipo para la captura de datos consistió en un registrador programable, una computadora personal 486 y una impresora de matriz de puntos. El registrador de datos recibe la señal analógica de cada uno de los canales y la convierte en una señal digital que es leída por la computadora. El programa grafica la información seleccionada y la almacena en su totalidad en un dispositivo magnético para su análisis posterior. Simultáneamente, se generó una salida en papel por medio de la impresora.

El equipo anterior opera bajo un programa que permite el monitoreo en tiempo real de algunos canales. Los canales monitoreados, que funcionaron como controles durante el ensayo, fueron las cargas aplicadas en los gatos y el desplazamiento horizontal de la parte superior de la columna en la dirección Este-Oeste y Norte-Sur.

3.7 HISTORIA DE DESPLAZAMIENTOS

El modelo fue ensayado aplicando desplazamientos controlados en el extremo superior de la columna en la dirección de las vigas portantes, este-oeste. La historia de desplazamientos es mostrada en la fig. 3.31. Para cada nivel de distorsión se aplicaron tres ciclos. Se entiende por distorsión al cociente entre el desplazamiento horizontal en el extremo de la columna superior y la altura del modelo. En un principio se aplicaron ciclos a una distorsión de 0.25% y 0.5% para registrar el agrietamiento del modelo. Posteriormente, se aplicaron incrementos de 0.5% hasta una distorsión de 3.5% o una pérdida de resistencia del 20%, lo que ocurriera primero. Sin embargo para conocer el desempeño de la conexión ante fuerzas en ambas direcciones se decidió incluir tres ciclos en la dirección norte-sur a una distorsión de 0.5% para nivelar el daño de las vigas de rigidez con el de las vigas portantes, y posteriormente ciclos bidireccionales para las distorsiones de 1.5, 2.5 y 3.5%.

La historia de desplazamientos aplicada es similar a la recomendada en el American Concrete Institute (1999a).

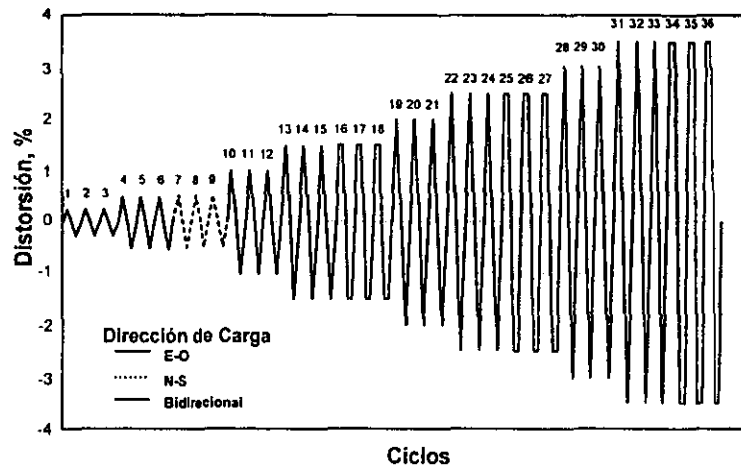


Figura 3.31 – Historia de distorsiones

3.8 RESULTADOS DEL ENSAYE

En esta parte se describe el desempeño general del espécimen utilizando las mismas fuentes de información que en la sección 2.8. El comportamiento de la conexión se explica a partir de la historia de daños y del estudio de la curva fuerza cortante–distorsión, así como de otros parámetros, como son rotaciones, curvaturas, deformaciones angulares y deformaciones del acero de refuerzo.

3.8.1 Patrones de agrietamiento

Durante el ensaye, el agrietamiento que surgía fue marcado en el modelo para el desplazamiento máximo de cada ciclo, es decir, para los desplazamientos máximos positivos y negativos de cada ciclo de carga. Se utilizaron tres colores diferentes, azul, naranja y rojo, para los ciclos en la dirección este–oeste, norte–sur y bidireccionales, respectivamente, con el fin de distinguir las grietas producto de cada dirección de carga. Simultáneamente, se dibujó en papel el agrietamiento y se hicieron las fotografías correspondientes. Estos patrones e historias proporcionan importante información del modo de falla. En las figs.-3.32 a 3.40 se presentan los agrietamientos registrados y las fotografías para las distorsiones de mayor importancia en la dirección este–oeste y en la dirección norte–sur, cuando se realizaron ciclos bidireccionales.

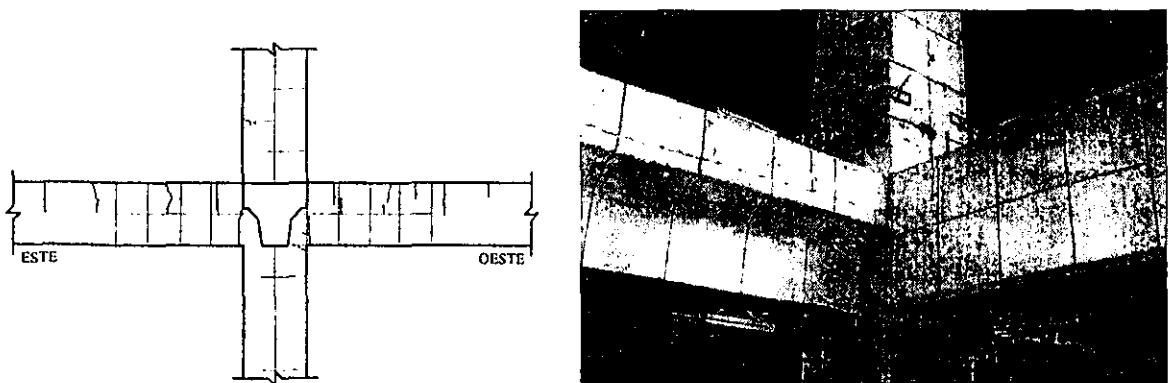


Figura 3.32 – Agrietamiento, 0.25% de distorsión

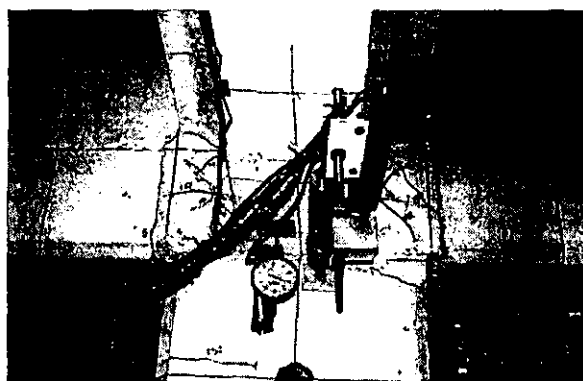
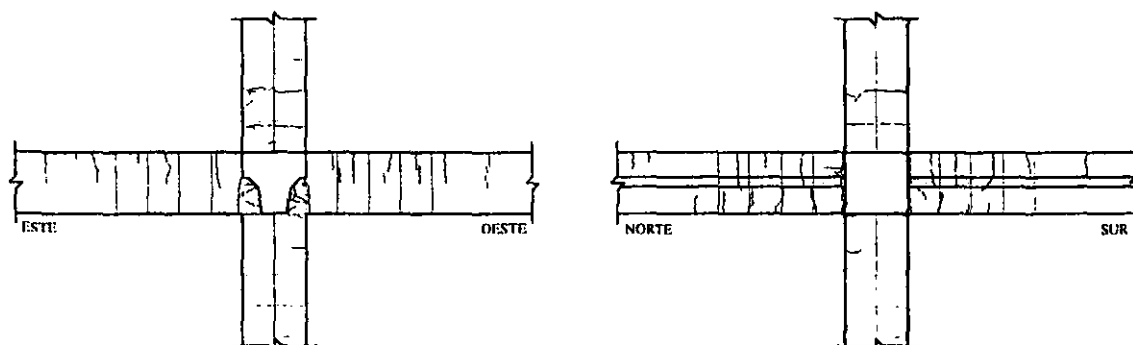


Figura 3.33 – Agrietamiento, 0.5% de distorsión

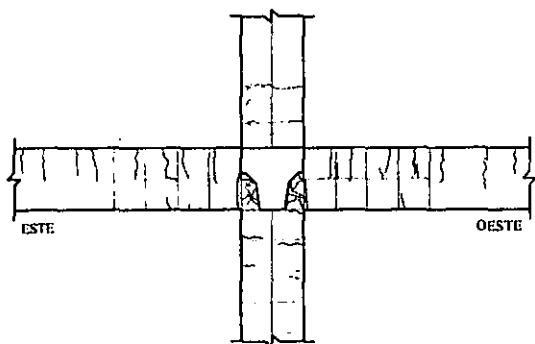


Figura 3.34 – Agrietamiento, 1.0% de distorsión

3.8.1.2 Nudo

La primera grieta inclinada en el nudo se presentó para una distorsión del 0.25% (fig. 3.32). Para una distorsión de 0.5% aparecieron grietas inclinadas que definieron un patrón de daño que se mantendría el resto del ensaye (fig. 3.33). El agrietamiento del nudo aumentó en tamaño y anchura conforme se aplicaron mayores distorsiones al modelo. Para la distorsión del 2%, el agrietamiento inclinado se incrementó notoriamente con respecto a las distorsiones anteriores, además, de que comenzó en una pequeña porción el desconchamiento del nudo (fig. 3.36). Sin embargo, la pérdida de una parte importante del recubrimiento del nudo se presentó para una distorsión del 3% (fig. 3.38). Finalmente, para la distorsión de 3.5% prácticamente todo el recubrimiento del nudo se había desprendido (fig. 3.39). Llama la atención la aparición de grietas inclinadas a través del nudo que se extendían desde la mitad del peralte de la viga, en el paño de la columna, hacia abajo

hasta una sección horizontal correspondiente al paño inferior de las vigas. Este tipo de agrietamiento no es común en nudos de estructuras monolíticas. Este particular agrietamiento se debió posiblemente a al deslizamiento de la nariz de la viga prefabricada dentro del nudo, concentrando las fuerzas de compresión en estas zonas. El deslizamiento de la nariz de la viga en el interior del nudo se explica en las secciones 3.4.2.1 y 3.4.2.2.

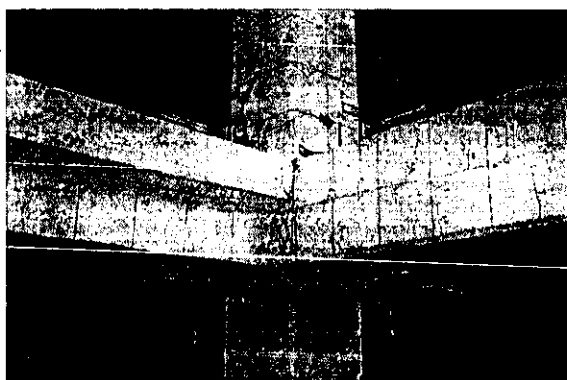
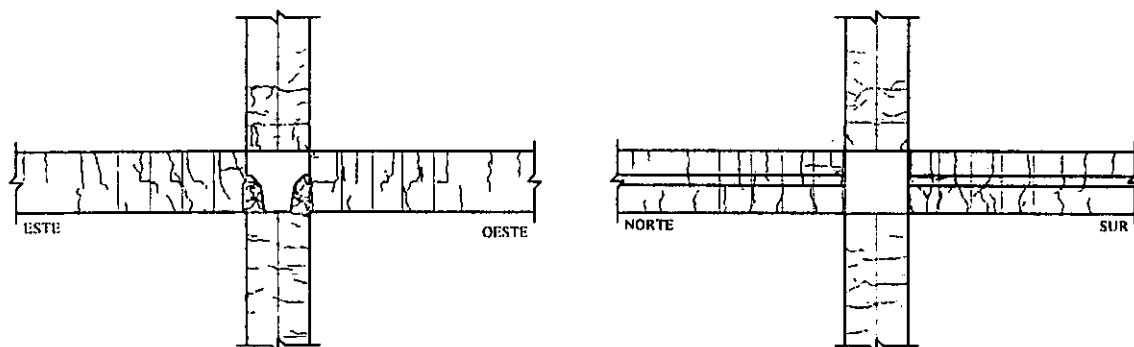


Figura 3.35 – Agrietamiento, 1.5% de distorsión

En la tabla 3.4 se presentan tanto las grietas monitoreadas como sus anchuras en la cara norte del nudo, durante toda la prueba. Las grietas B, C, E y G son grietas en el interior del nudo, mientras que las grietas A y F son grietas en la cara de la columna para la viga este y oeste, respectivamente. Se presenta también una línea punteada en la esquina inferior de la columna con la viga oeste. Esta línea es una grieta que apareció durante el ensayo y se presenta para discutir el agrietamiento de esta sección del nudo. La configuración probable del agrietamiento indica que los esfuerzos, a tensión y compresión, que la viga oeste transmite al nudo tratan de formar un cono de extracción dentro del nudo, con especial énfasis en la parte inferior del nudo, donde el confinamiento del mismo era menor.

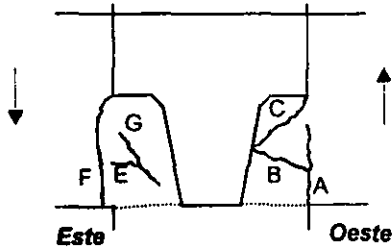
Las grietas B, C y E aumentaron su anchura de acuerdo con los incrementos en la historia de distorsiones, sin embargo la grieta G permaneció prácticamente constante con una anchura de 3mm.

Tabla 3.4 – Anchuras de grietas

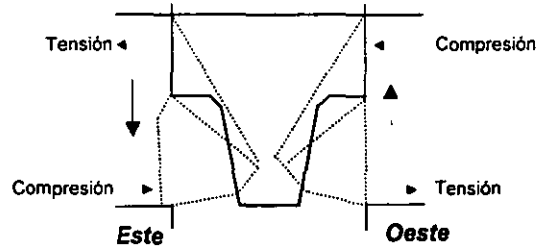
Distorsión (%)	0	1.5	2.0	2.0	0	2.5	2.5	0	3.0	3.0	3.5	3.5	
Paso	241	250	0	408	419	431	519	535	546	746	767	888	908
Ciclo / Grietas	15	-15	0	-20	21	0	24	-24	0	30	-30	33	-33
A	3.5	0	0.4	0	4.5	0	6	0	1	1	0	9	0
B	0.5	0	0.1	0	0.5	0	0.5	0	0	2	0	1	0
C	0.3	0	0.1	0	0.6	0	1	0	0.2	7	0	4	0
E	0	0.6	0.1	0.6	0	0.6	1.3	1	1				
F	0	2.5	0.3	3.5	0	3.5	0	3	0.3	0.3			
G	0	0.1	0.08	0.3	0	0.4	0.2	1	0.5				

Las flechas indican los cortantes para ciclos positivos

Dimensiones, mm



Grietas monitoreadas



Probable configuración de trayectoria de grietas

3.8.1.2 Vigas portantes

Las vigas portantes presentaron un amplio agrietamiento por flexión en la parte superior y un escaso agrietamiento en la parte inferior. En la parte superior aparecieron grietas por flexión prácticamente sobre toda la longitud de la viga en forma progresiva desde el inicio de la prueba hasta la distorsión de 1% (fig. 3.34). A partir de esta distorsión, las grietas únicamente crecieron en longitud y anchura. En la parte inferior, hasta la distorsión de 1% sólo se habían desarrollado dos grietas por flexión localizadas en la cara de la columna y correspondientes a cada una de las vigas (fig. 3.34). Para la distorsión de 1.5% aparecieron nuevas grietas a lo largo de las vigas, pero a partir de ésta, solamente las grietas localizadas en la cara de la columna aumentaron su anchura, en contraste, con el amplio agrietamiento presentado por el lecho superior (fig. 3.35). Por último, para la distorsión de 3.0% se presentaron aplastamientos del concreto en las intersecciones de las vigas con la parte superior de la columna (fig. 3.7) y para la distorsión de 3.5%, algunas de las grietas del lecho superior se conectaron con las grietas del lecho inferior (fig. 3.39).

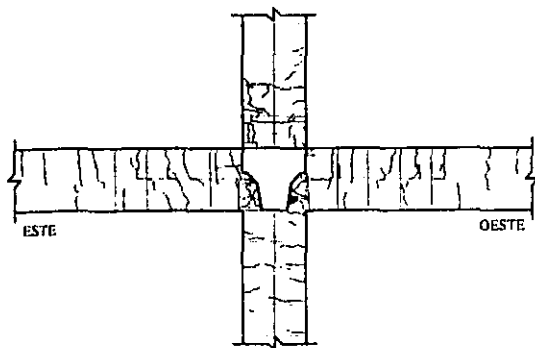


Figura 3.36 – Agrietamiento, 2.0% de distorsión

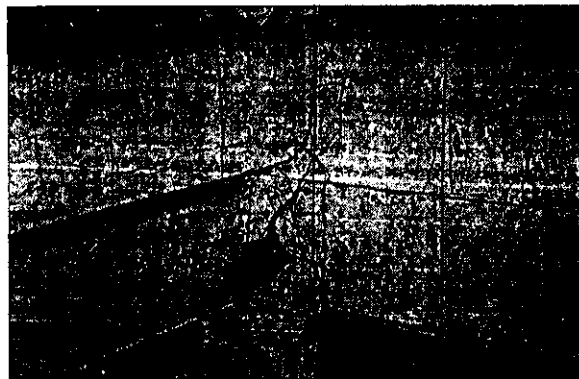
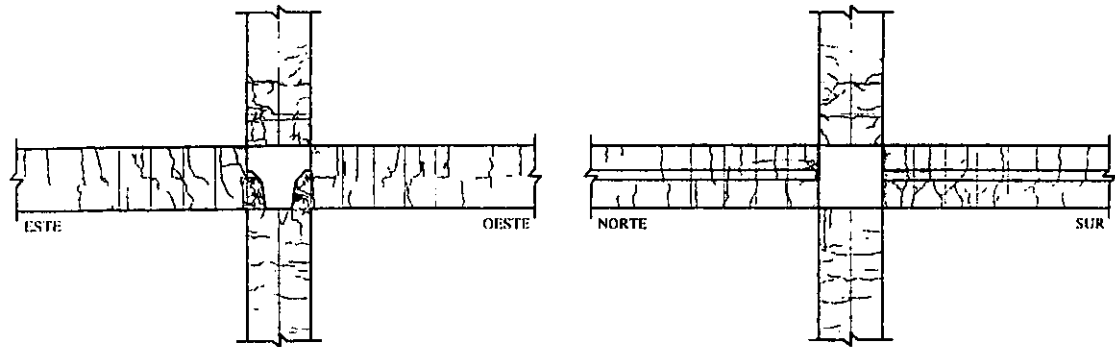


Figura 3.37 – Agrietamiento, 2.5% de distorsión

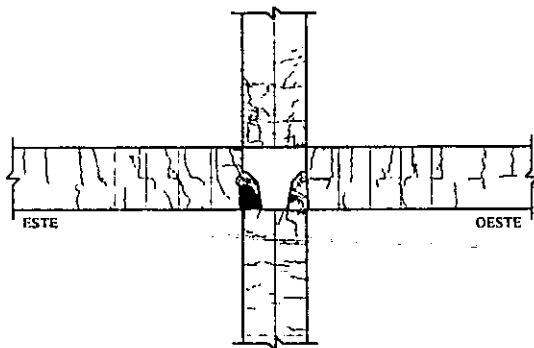


Figura 3.38 – Agrietamiento, 3.0% de distorsión

En estructuras monolíticas, conforme las distorsiones se incrementan, las vigas exhiben una mayor cantidad de grietas, mismas que, además, son de anchura mayor. Esto es consistente con lo observado en la parte superior de las vigas. El modelo J-T presentó una grieta en cada viga que seguía el contorno de la nariz de la parte prefabricada. Fue claro que conforme aumentaban las distorsiones demandadas, el tamaño de la grieta aumentaba. Se ha adelantado, como explicación, que la junta de los elementos prefabricados y el concreto colado en sitio no es completamente monolítica como se supuso en el diseño. Este fenómeno se reflejó, adicionalmente, en un escaso agrietamiento por flexión en la parte inferior de las vigas. En efecto, la junta fría entre el nudo y las vigas permite la formación de un agrietamiento prematuro que conduce, con cierta facilidad, a la concentración de deformaciones en unas cuantas secciones. Desde los primeros ciclos se registraron incrementos significativos en las anchuras de grietas en estos puntos y posteriormente para una distorsión del 2%, desconchamientos debidos a la apertura y cierre repetidos de éstas. Las anchuras de grietas

en estos puntos alcanzaron hasta 9 mm para distorsiones de 3.5%. Las mediciones de las anchuras de las grietas monitoreadas se presentan en la tabla 3.4.

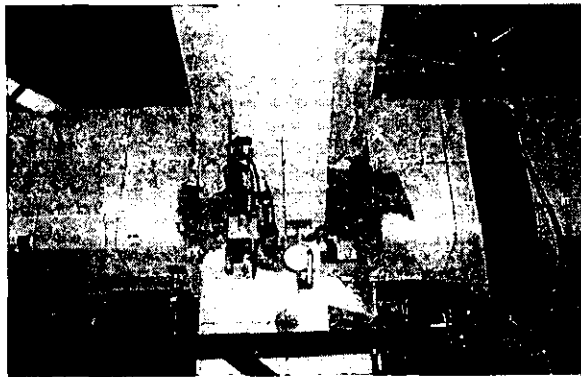
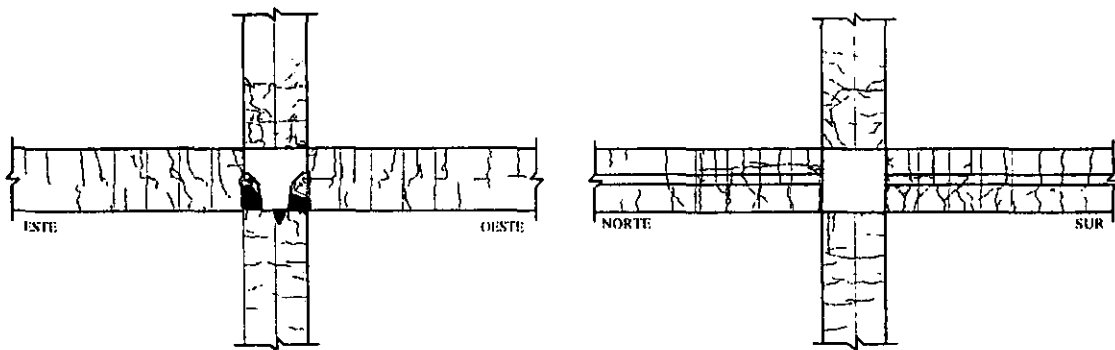


Figura 3.39 – Agrietamiento, 3.5% de distorsión



Figura 3.40 – Desconchamiento del nudo

3.8.1.3 Vigas de rigidez

Las vigas de rigidez, contrariamente a las vigas portantes, presentaron un amplio agrietamiento por flexión tanto en la parte superior como inferior y un agrietamiento por torsión cerca de la columna. Este último agrietamiento, es producto de la rotación de las vigas de rigidez sobre su eje longitudinal debido al giro del nudo, durante los ciclos unidireccionales en la dirección Este-Oeste. Desde la primera distorsión aplicada en la dirección Norte-Sur, 0.5% (fig. 3.33), se desarrolló un importante agrietamiento. Sin embargo, este se estabilizó para la distorsión de 1.5% durante la aplicación de los ciclos bidireccionales (fig. 3.35). Para distorsiones mayores, el agrietamiento continuó creciendo en longitud y anchura. Finalmente, para la distorsión de 3.5% las vigas presentaron aplastamiento del concreto en las intersecciones de las vigas con la columna y el desarrollo de una gran grieta vertical en la misma zona. Esto parecía indicar el inicio de la formación de la articulación plástica en la cara de la columna.

3.8.1.4 Agrietamiento general

Con base en lo expuesto, es claro que el nudo fue el elemento mayormente dañado, de modo que su comportamiento controló el comportamiento de todo el modelo. El daño observado en las vigas portantes no es indicativo de la formación de articulaciones plásticas como las que comúnmente se desarrollan en marcos monolíticos y como las que se supusieron en el diseño. El daño de las vigas de rigidez indican el posible inicio de la formación de articulaciones plásticas en la cara de la columna.

3.8.2 Instrumentación externa

3.8.2.1 Consideraciones generales

El comportamiento de estructuras sujetas a acciones sísmicas se puede estudiar mediante valores y tendencias de distintos parámetros que relacionan sus propiedades geométricas y mecánicas como los que se definieron en la sección 2.8.2.1. Sin embargo, se repiten a continuación algunos conceptos para obtener la mejor comprensión de algunas expresiones.

3.8.2.1.a Distorsión y curva histerética

La *distorsión*, R , es el cociente entre el desplazamiento medido al nivel de aplicación de la carga lateral, Δ , y la altura a la que se aplica esta carga, H , (fig. 3.41); la distorsión R se indica como porcentaje.

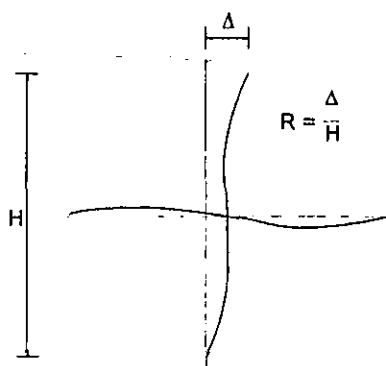


Figura 3.41 - Definición de distorsión

La *curva histerética* de un modelo es la representación gráfica de la relación entre una fuerza o momento y deformación o desplazamiento asociada a lo largo del ensaye. En estas curvas es común expresar la deformación en términos de distorsión y la fuerza en términos de la fuerza cortante de entripiso. El fenómeno por el que los tramos de carga y descarga no se superponen, se denomina histéresis. En estos casos

no se restituye todo el trabajo invertido en la deformación del modelo y se produce por tanto, una disipación de energía.

El desplazamiento lateral total del modelo Δ_T , se supuso como el producto de la suma del desplazamiento lateral debido a la flexión de las vigas y la columna, y el desplazamiento lateral debido al corte en el nudo (ec. 3.1). Las deformaciones por corte en las vigas y la columna se despreciaron porque se ha visto que elementos con la esbeltez de las ensayadas tienen deformaciones de corte poco significativas (Park y Paulay, 1997).

$$\Delta_T = \Delta_F + \Delta_{C \text{ nudo}} \tag{3.1}$$

donde Δ_F es el desplazamiento lateral debido a la flexión de las vigas y de la columna; y $\Delta_{C \text{ nudo}}$ es la desplazamiento lateral debido a corte en el nudo.

Dividiendo 3.1 entre la altura H, se puede escribir:

$$R = R_F + \gamma_{\text{nudo}} \tag{3.2}$$

donde R es la distorsión registrada experimentalmente durante el ensaye
 R_F es la contribución de la deformación por flexión en vigas y columna a la distorsión y
 γ_{nudo} es la contribución de la deformación por corte en el nudo a la distorsión.

En la fig. 3.42 se presentan los componentes principales de la distorsión.

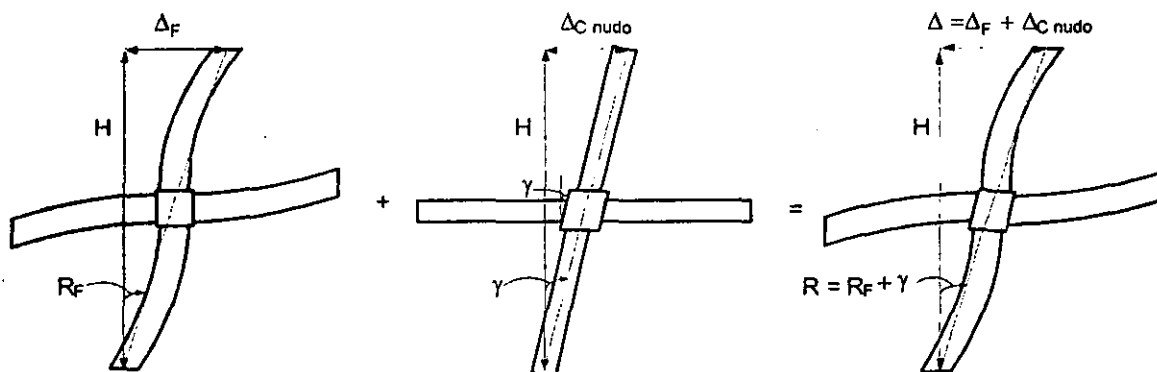


Figura 3.42 – Componentes principales de la distorsión

El estudio de la contribución de las deformaciones por corte y por flexión a la distorsión permite entender mejor el modo de falla del modelo. La disposición de la instrumentación hizo posible la determinación de estas deformaciones.

El primer miembro de la ec. 3.2 se puede determinar en forma global, de vigas y columna conjuntamente, a través de la medición directa durante el ensaye; sin embargo el segundo término se desconoce. La *deformación angular del nudo* se calculó con la ec 3.3 obtenida con los principios de resistencia de materiales para ambas direcciones:

$$\gamma = \alpha - \beta \tag{3.3}$$

donde γ es la deformación angular del nudo;
 α es el ángulo medido entre la cara del nudo con la viga y su posición deformada; y
 β es el ángulo medido entre la cara del nudo con la columna y su posición deformada.

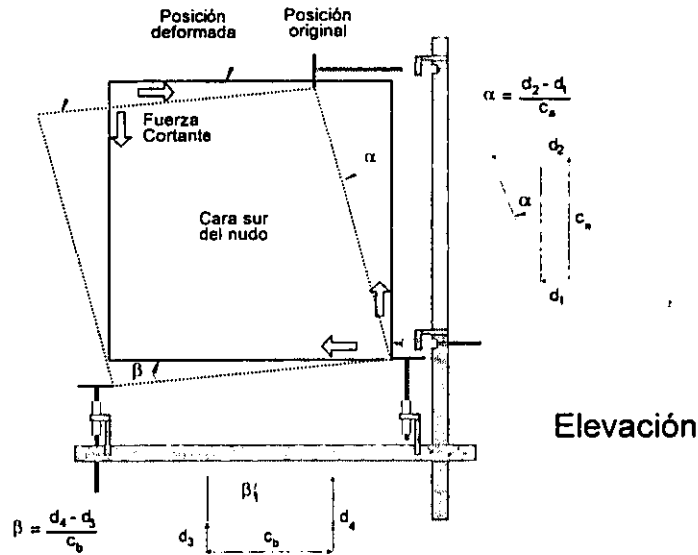


Figura 3.43 – Deformación angular del nudo en la dirección portante

Los valores α y β se obtuvieron de una instrumentación especial colocada en el nudo, ver fig. 3.30. Esta instrumentación consistió de ocho transductores en total, la mitad de estos midieron las deformaciones por corte del nudo en la dirección portante y la otra mitad en la dirección ortogonal, de rigidez. En la fig. 3.43 se muestra la deformación exagerada, de un nudo. En la misma figura, se observa la disposición de la instrumentación y como se midieron los ángulos α y β .

3.8.2.1.b Rotación y curvatura

La rotación en las vigas del modelo se determinó a partir de las lecturas de los transductores de desplazamiento distribuidos en la parte superior e inferior del eje de las vigas. Este parámetro se calculó en tres regiones en la longitud de la viga cuya posición y longitud se muestran en la fig. 3.44. La rotación se calculó con la expresión 3.4.

$$\theta_{\text{región } i} = \frac{l_{Ti} - l_{Ci}}{d_i} \quad (3.4)$$

- donde $\theta_{\text{región } i}$ es la rotación de la viga en la región i-ésima;
 l_{Ti} es la lectura del transductor ubicado sobre la viga sujeto a tensión, en la región i-ésima;
 l_{Ci} es la lectura del transductor ubicado sobre la viga a compresión, en la región i-ésima; y
 d_i es la distancia vertical entre los apoyos de los transductores de la región i-ésima.

En las rotaciones calculadas con la ec. 3.4 se incluyen deformaciones elásticas e inelásticas, así como la rotación local de la columna como cuerpo rígido que se observa para ciclos inelásticos a distorsiones considerables. También se incluye cualquier alargamiento (elástico) y deslizamiento, por pérdida de adherencia, del torón que pasa a través del nudo. Las rotaciones se presentan en porcentaje para facilitar su interpretación. La curvatura relativa de una sección a otra en cada región de la viga se calculó dividiendo la rotación en una sección entre la longitud de la región, es decir, la distancia entre secciones consecutivas.

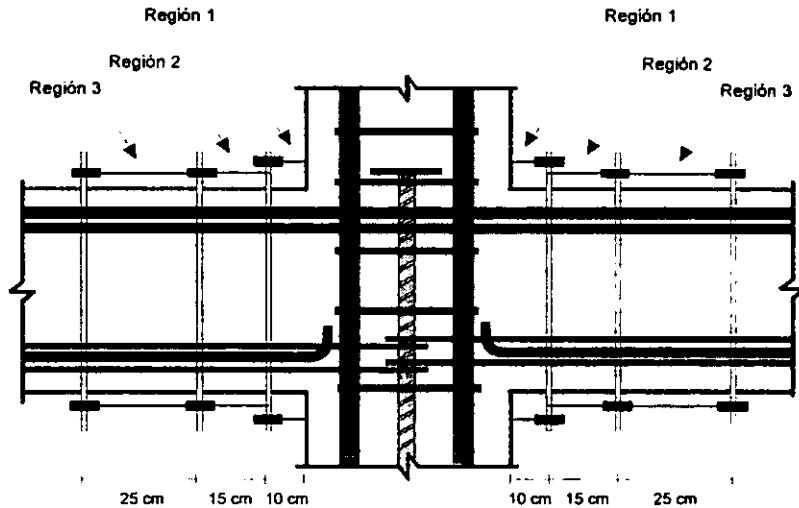


Figura 3.44 – Regiones establecidas para el cálculo de rotaciones y curvaturas

Los transductores se fijaron sobre barras roscadas de $\frac{1}{2}$ plg. (1.27 cm) colocadas antes del colado, en tres secciones distintas sobre cada viga. El émbolo del primer transductor se apoyó sobre la columna y los siguientes se apoyaron en placas metálicas colocados en la sección del transductor anterior (fig. 3.44).

3.8.2.2 Comportamiento histerético fuerza cortante–distorsión

3.8.2.2.a Dirección Este–Oeste (portante)

En la fig. 3.45 se presenta la curva histerética fuerza cortante–distorsión del modelo J-T en la dirección principal, es decir, este–oeste. También se presentan con líneas horizontales las cortantes máximas de entrepiso calculados en la sección 3.4.2 para diferentes estados límite según las propiedades medidas de los materiales. En la gráfica se presentan con una sola línea el cortante máximo de entre piso que provoca la falla del nudo y el cortante máximo de entrepiso debido a la falla de las vigas por el agotamiento en la capacidad de rotación en sus articulaciones plásticas por la gran similitud entre estos dos valores. Adicionalmente, se presentan los cortantes de entrepiso asociados a la presencia de fluencia en el acero de refuerzo en una de las vigas y en ambas vigas, calculados con los diagramas momento–curvatura de las figuras 3.3, 3.4 y 3.6. En el caso particular de este modelo, la fuerza lateral asociada con la primera fluencia se relaciona con la presencia de fluencia en el acero de refuerzo del lecho inferior y la fuerza lateral asociada con la fluencia en ambas vigas se relaciona con la presencia de fluencia en el acero de refuerzo del lecho inferior y superior.

Desde el primer ciclo, el modelo presentó un poco de histéresis. El área entre los lazos histeréticos creció proporcionalmente con la fuerza lateral y con la distorsión, hasta una distorsión de 1.0%, pero manteniendo la separación entre lazos ocurrida desde el primer ciclo. La histéresis se atribuye al agrietamiento por flexión que ocurrió en las vigas, al agrietamiento por corte en el nudo y al deslizamiento de la nariz de la viga en el interior de la columna. Sin embargo, los lazos ya mostraban signos de adelgazamiento cerca del origen debido al alargamiento del torón.

A partir de la distorsión a 1%, el área entre los lazos histeréticos aumentó en mayor proporción a la fuerza lateral. De este modo, el daño ocurrido por los agrietamientos registrados introdujo al modelo aún más en el intervalo inelástico. Conforme aumentaron las distorsiones, la resistencia del modelo aumentó, pero con una degradación paulatina de la rigidez. La resistencia del modelo se alcanzó, en los ciclos positivos y negativos a distorsiones del 2.5%, con valores iguales a 19.6 t y 19.3 t respectivamente. A partir de aquí, se registró un deterioro muy reducido de la resistencia.

Los lazos presentaron un estrangulamiento en el origen, particularmente en los ciclos a grandes distorsiones, mayores de 1.5%, que es común en estructuras con fallas de corte. En los ciclos para la misma distorsión, los lazos fueron muy estables hasta distorsiones del 2.5%. Para distorsiones al 3.0% se observa una

degradación de la resistencia. Sin embargo, los ciclos unidireccionales a 3.0% registraron cierta pérdida de resistencia debido al gran número de incursiones del modelo a la misma distorsión en los ciclos anteriores.

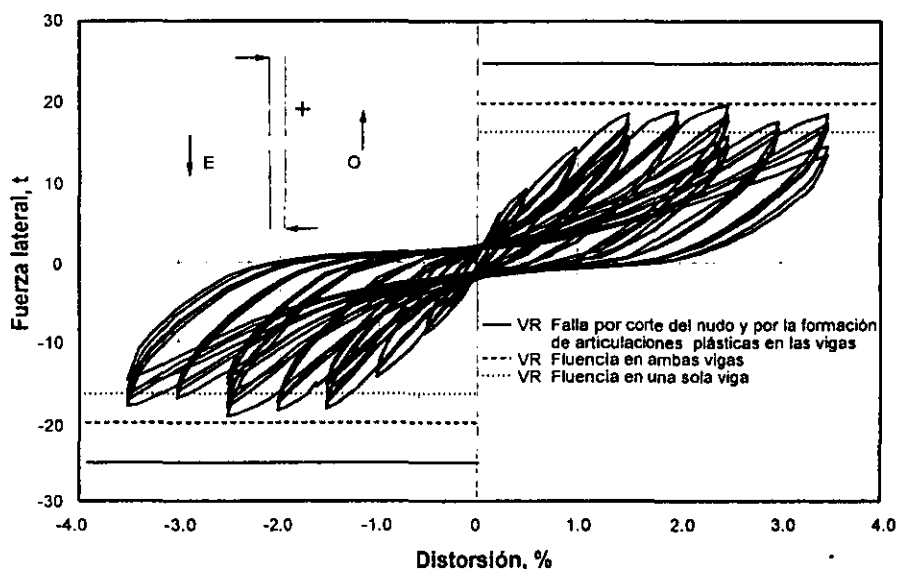


Figura 3.45 – Curva fuerza lateral–distorsión, E-O

La fuerza lateral asociada a la primera fluencia se alcanzó a una distorsión de 1.25%; sin embargo, un análisis detallado de los deformímetros eléctricos adheridos al acero de refuerzo que se mostrará en la 3.8.3, demostró que la fluencia del acero de refuerzo longitudinal del lecho inferior nunca ocurrió. Sin embargo, la fuerza lateral asociada a la fluencia en ambas vigas se alcanzó para las distorsiones a 2% y 2.5% consistente con la presencia de fluencia en el acero de refuerzo del lecho superior (sección 3.8.3.2.a). Finalmente, la fuerza lateral máxima medida fue del 80% de la fuerza lateral máxima del modelo para producir la falla por corte del nudo, así como, para producir la falla por flexión (articulación plástica) de ambas vigas. Las fuerzas laterales calculadas antes mencionadas se obtuvieron con las propiedades medidas de los materiales.

3.8.2.2.b Dirección Norte–Sur (rigidez)

En la fig. 3.46 se presenta la curva histerética fuerza cortante–distorsión del modelo J-T en la dirección norte–sur. También se presentan con líneas horizontales las cortantes máximas de entrepiso calculados en la sección 3.4.2 para diferentes estados límite según las propiedades medidas de los materiales.

Desde el primer ciclo en esta dirección, el modelo presentó un poco de histéresis. El área entre los lazos histeréticos creció proporcionalmente con la fuerza lateral y con la distorsión, hasta una distorsión de 0.5%, pero manteniendo la separación entre lazos ocurrida desde el primer ciclo. La histéresis se atribuye, de manera similar a la dirección este–oeste, al agrietamiento por flexión que ocurrió en las vigas, al agrietamiento por corte en el nudo y al deslizamiento de la nariz de la viga dentro de la columna.

A partir de la distorsión de 1.5%, el área entre los lazos histeréticos aumentó en mayor proporción a la fuerza lateral. Conforme aumentaron las distorsiones para ciclos bidireccionales, la resistencia del modelo se mantuvo prácticamente constante. La resistencia del modelo se alcanzó, en los ciclos positivos y negativos a distorsiones del 2.5%, con valores iguales a 11.3 t y 12.6 t, respectivamente.

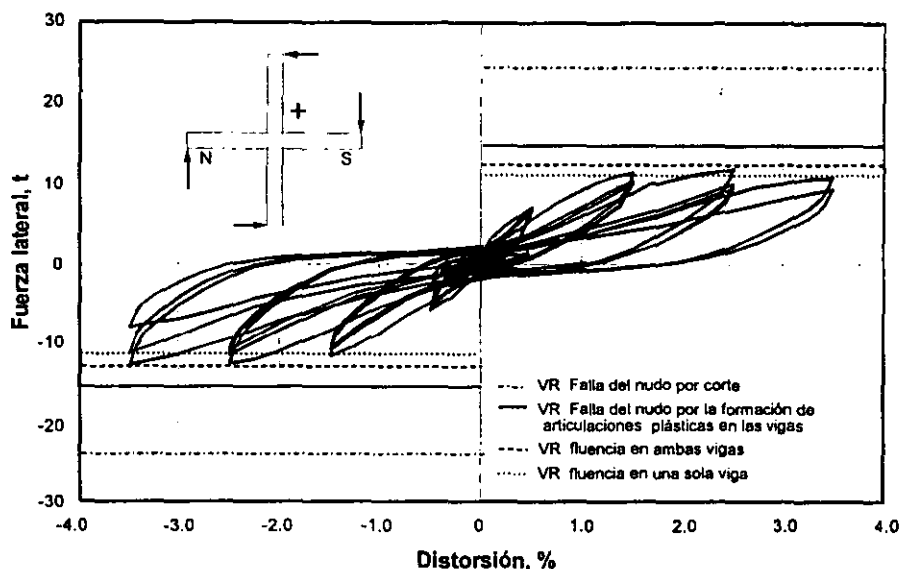


Figura 3.46 – Curva fuerza lateral–distorsión, N-O

Los lazos presentaron un estrangulamiento en el origen, particularmente en los ciclos a grandes distorsiones, mayores de 1.5%, debido al alargamiento del tóron. Sin embargo, este adelgazamiento es menor al registrado en la gráfica para la dirección este–oeste. En los ciclos para la misma distorsión, los lazos fueron muy estables hasta distorsiones del 3.0%; para distorsiones al 3.5% se observa una degradación de la resistencia.

La fuerza lateral asociada a la primera fluencia se alcanzó a una distorsión de 2.5%, y en forma similar a la dirección portante, ésta no se registró en ninguno de los deformímetros eléctricos en el acero de refuerzo de las vigas (sección 3.8.3.2.b). Sin embargo, para esta misma distorsión se registró la fluencia del acero de refuerzo del lecho superior, por lo que la fuerza lateral asociada a la fluencia en ambas vigas no se alcanzó. Por último, la fuerza lateral máxima medida fue del 72% de la fuerza lateral máxima del modelo, para producir la falla por flexión (articulación plástica) de ambas vigas

3.8.2.3 Rotaciones y curvaturas

3.8.2.3.a Vigas portantes (este–oeste)

Las rotaciones de las vigas portantes se presentan en la fig. 3.47. Las curvas corresponden a seis regiones que fueron instrumentadas. Cada viga fue instrumentada en tres secciones; la primera a 10 cm, la segunda a 25 cm y la tercera a 50 cm de la cara de la columna. Es importante recalcar que la segunda y tercera regiones midieron rotaciones relativas a la región anterior. Como era de esperarse en sistemas a base de columnas fuertes–vigas débiles, las curvas exhiben grandes rotaciones en la región próxima al nudo.

En la viga este, la rotación en la región próxima al nudo para ciclos negativos es mayor que para ciclos positivos. Durante los ciclos positivos, la viga este está sujeta a flexión negativa. Esto se debió al deslizamiento y alargamiento del torón, así como, a la rotación que como cuerpo rígido sufrió la viga dentro y con respecto a la superficie inferior de la columna. Las rotaciones negativas se incrementaron consistentemente con la fuerza lateral. Sin embargo, las rotaciones positivas presentaron incrementos notables al alcanzar la fuerza lateral máxima. La rotación en la segunda y en la tercera región, a 25 y 50 cm de la columna, fue reducida en los ciclos positivos y casi nula en ciclos negativos, congruentes con el comportamiento elástico de las vigas en esas secciones.

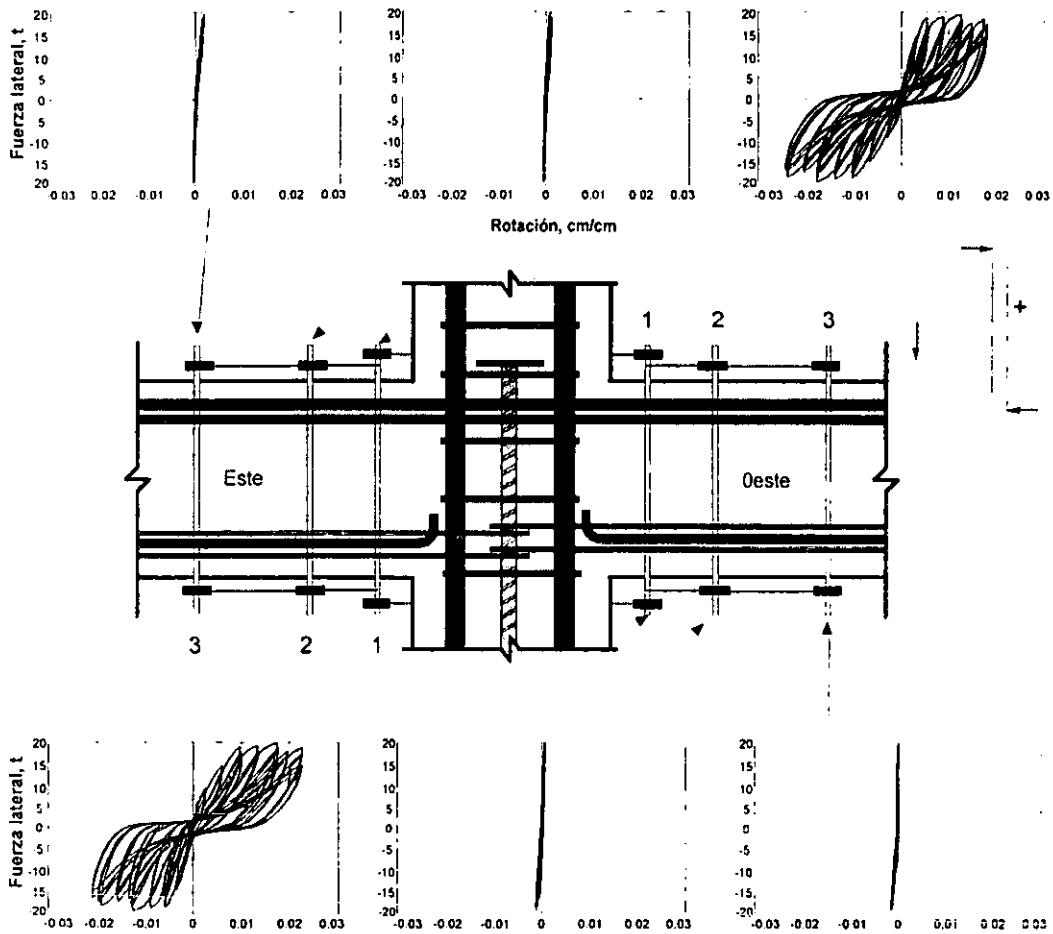


Figura 3.47 – Curvas fuerza lateral–rotación, E-O

En la viga oeste, se presentaron resultados similares, tomando en cuenta el cambio de signo en las rotaciones debidas a la deformada del modelo (fig. 3.47).

De acuerdo con las curvas fuerza lateral–rotación, las vigas portantes plastificaron a momento negativo presentando sus mayores rotaciones en las regiones próximas a la columna congruente con el agrietamiento exhibido durante el ensaye, sin embargo, muy concentrado. Para momento positivo, las vigas no plastificaron, e incrementaron sus rotaciones en la cara de la columna exclusivamente por el deslizamiento de la nariz de la viga en el interior del nudo como por el alargamiento del torón. Sorprende, sin embargo, que la región 2 permaneciera elástica, contrario a lo esperado en una estructura monolítica, en la cual, se esperaría un comportamiento no lineal en la región 2 y quizá en la región 3.

De acuerdo con la teoría de flexión simple (vigas esbeltas), y puesto que el momento flexionante en la longitud de la viga aumenta hacia la columna, las curvaturas deben ser lineales y tener su máximo en la cara de la columna. En la fig. 3.48, se presentan las curvaturas de la viga este en función de la longitud de la viga. Según la disposición de la instrumentación, las curvaturas tienen valores constantes en la longitud de cada región. En la fig. 3.48 se puede apreciar que las curvaturas aumentan conforme se acercan a la cara de la columna. La diferencia entre la tendencia lineal esperada y la medida se atribuye a la concentración de las rotaciones en la primera región; en particular, en la cara de la columna. Las curvaturas de la sección próxima al nudo aumentaron con la distorsión. La distribución de curvaturas en la viga oeste, no presentada, fue muy similar a la de la viga este.

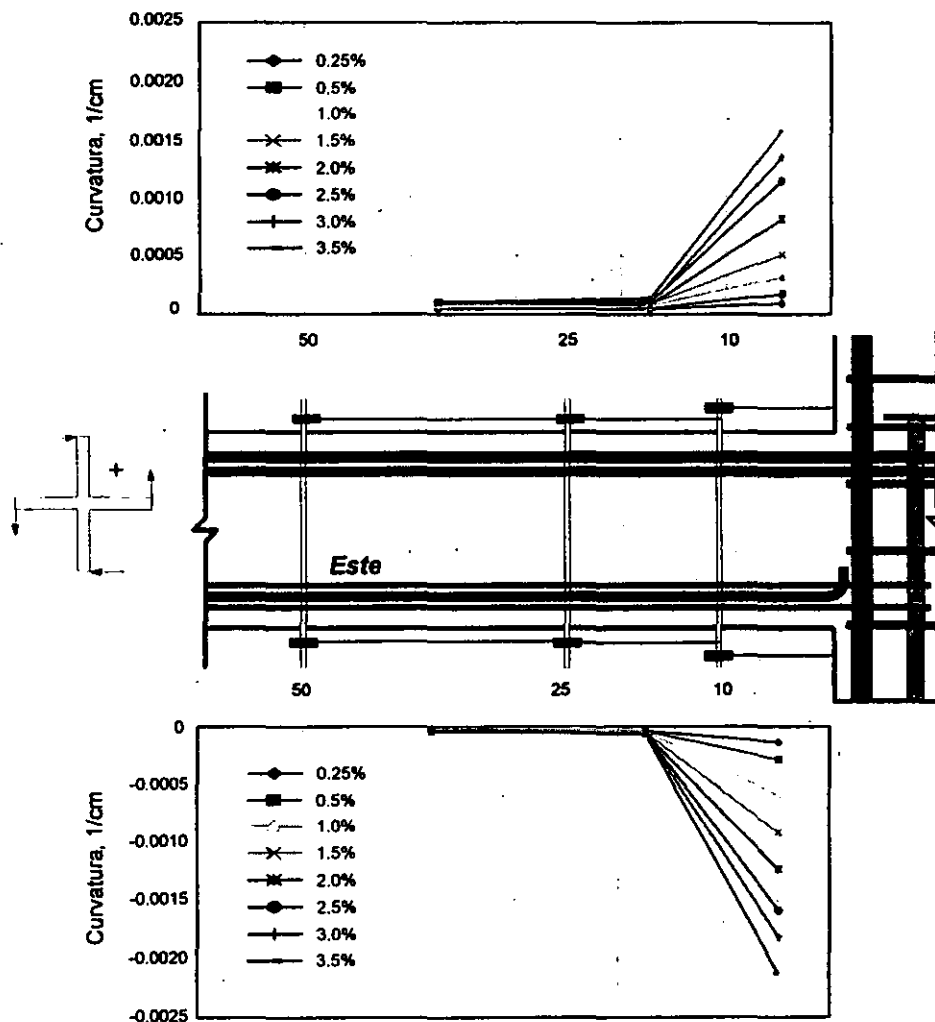


Figura 3.48 – Distribución de curvaturas en la longitud de la viga este

3.8.2.3.b Vigas de rigidez (norte-sur)

Las rotaciones de las vigas de rigidez se presentan en la fig. 3.49. En la viga norte, la rotación en la región próxima al nudo para ciclos positivos es mayor que para ciclos negativos, sobretodo para las distorsiones de 0.5% y 1.5%. Durante los ciclos positivos, la viga norte estaba sujeta a flexión positiva. Esto se debió al deslizamiento y rotación que como cuerpo rígido sufrió la viga dentro y con respecto a la superficie inferior de la columna. Este fenómeno de rotación y deslizamiento desapareció para la distorsión de 2.5% producto del fracturamiento de la nariz de la viga que penetraba hacia el interior del nudo, en la cara de la columna. Las rotaciones negativas y positivas, a partir de esta distorsión, se aproximaron en gran proporción.

La rotación en la segunda y tercera región, a 25 y 50 cm de la columna, presentaron cierta deformación a ciclos positivos y negativos congruentes con el agrietamiento de la parte superior e inferior que se extendió sobre toda la viga.

En forma similar a las vigas portantes las vigas de rigidez plastificaron a momento negativo concentrando sus rotaciones en las regiones próximas a la columna. Las vigas no plastificaron a momento positivo, pero registraron rotaciones debidas al alargamiento del torón como al deslizamiento de la nariz de la viga prefabricada dentro del nudo. Sin embargo, la viga norte presentó un agrietamiento más similar al de una

viga monolítica. Las regiones 2 y 3 permanecieron elásticas, contrario con lo esperado en una estructura monolítica, en la cual, se registraría comportamiento no lineal en la región 2 y quizá en la región 3.

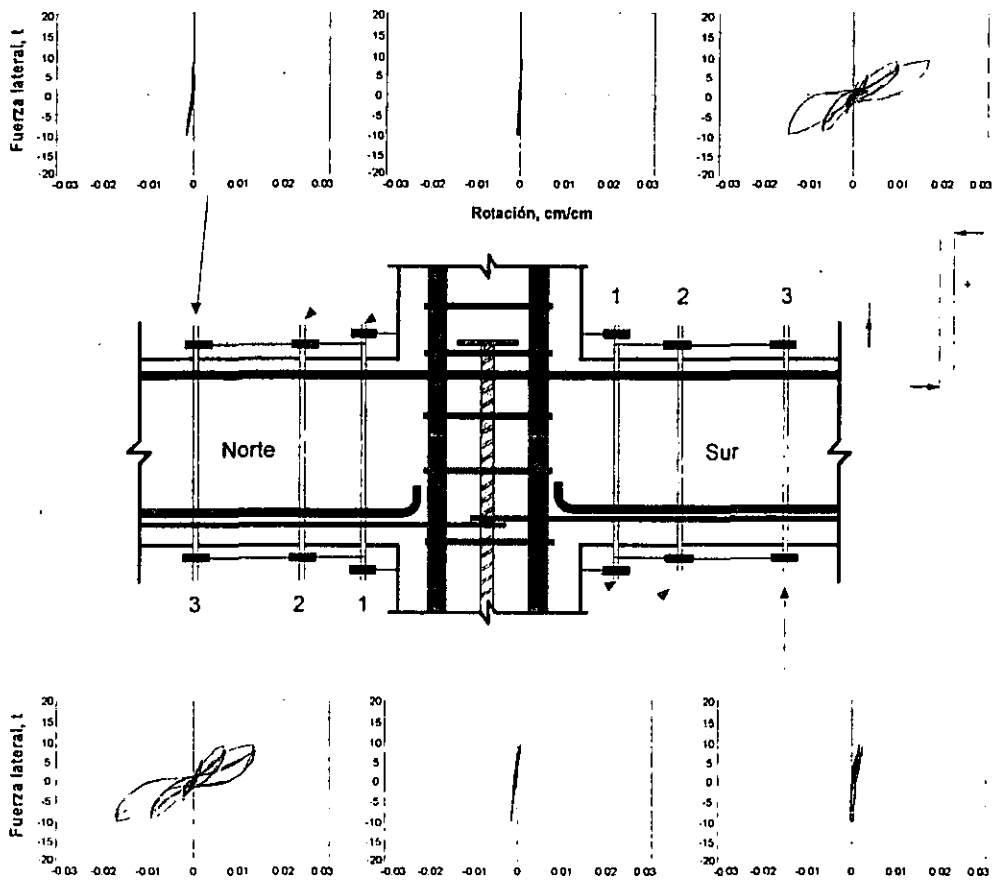


Figura 3.49 – Curvas fuerza lateral–rotación, N-S

Es importante mencionar que no se presentan registros de las rotaciones en la sección 1, tanto de la viga norte como sur, para los ciclos de repetición de la distorsión de 2.5% y la distorsión de 3.5%, debido al desprendimiento del concreto de la parte inferior de la columna, el cual interfirió con las mediciones locales de los transductores.

En la fig. 3.50, se presentan las curvaturas de la viga norte. Se puede apreciar que las curvaturas aumentan conforme se acercan a la cara de la columna y la gran similitud de curvatura para distorsiones del 2.5% en la cara de la columna. La distribución de curvaturas en la viga sur, no presentada, fue muy similares a las de la viga norte tomando en cuenta las diferencias antes mencionadas.

Los registros indican que el momento de agrietamiento, M_{agr} , de las vigas en la cara de la columna para momento positivo juega un papel muy importante en la concentración de la rotación en esta sección. Las vigas portantes registraron un M_{agr} asociado al agrietamiento de la sección transversal de la nariz prefabricada que entra dentro del nudo (figs. 2.12 y 2.13). Contrario a lo supuesto en el diseño de las vigas, en donde, se supuso que el momento que el M_{agr} de las vigas estaba asociado a la sección transversal de la viga terminada en sitio. La presencia de este menor M_{agr} en la nariz de la viga originó que la junta fría que se forma entre las vigas portantes y el nudo, se abriera y cerrara durante todo el ensayo, permitiendo el deslizamiento de la nariz dentro del nudo y evitando que el resto de la viga alcanzara el M_{agr} asociado a su sección transversal. Esto originó que las rotaciones para momento positivo se concentraran en la cara de la

columna. Sin embargo, para momento negativo este fenómeno no se presentó, debido la semejanza de la parte superior de esta conexión con una monolítica.

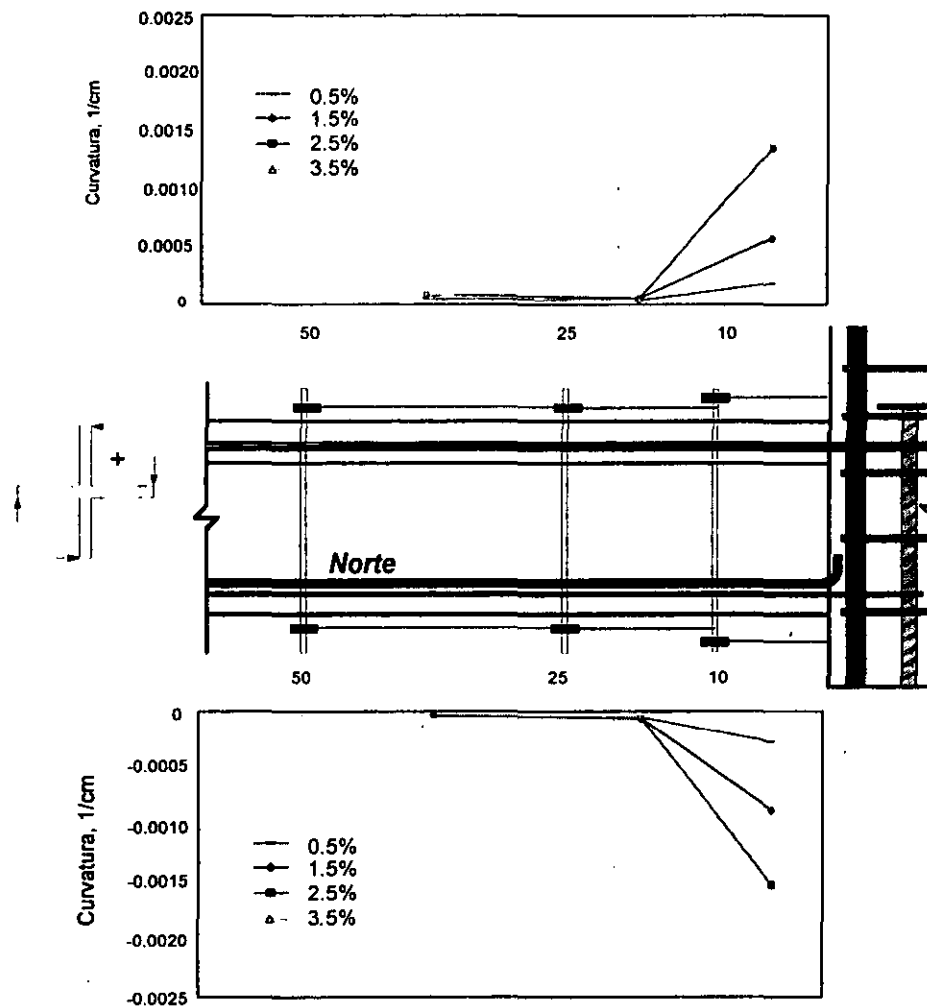


Figura 3.50 – Distribución de curvaturas en la longitud de la viga norte

En contraste, las vigas de rigidez tenían una sección transversal en la nariz similar a la sección transversal del resto de la viga, por lo que el M_{ax} era similar en toda longitud de la viga. Lo que permitió que la distribución de grietas en la parte inferior de las vigas de rigidez tuviera mayor similitud a la presentada por las vigas monolíticas. Sin embargo, para los primeros ciclos, las narices de las vigas de rigidez, en forma semejante a las vigas portantes, también experimentaron deslizamiento dentro del interior del nudo.

3.8.2.4 Deformación angular

En la fig. 3.51 se presenta la gráfica fuerza lateral contra deformación angular del nudo en la dirección de las vigas portantes. Desde los primeros ciclos, las deformaciones angulares presentaron histéresis y un adelgazamiento de los lazos cerca del origen, debidos al prematuro agrietamiento por corte del nudo. A partir de la fuerza lateral máxima, 2.5%, el nudo comenzó a presentar degradación de resistencia y rigidez, coherente con el incremento del agrietamiento del nudo. Para los ciclos de falla, 3.5%, no se logró obtener registro, pero se puede suponer, con el comportamiento como cuerpo rígido de las vigas y de la columna, que el nudo presentó una escasa deformabilidad y una gran pérdida de rigidez como de resistencia. Esto parece apoyar que la falla del modelo fue por compresión cortante del nudo. La gráfica fuerza lateral contra

deformación angular lateral del nudo en la dirección de las vigas de rigidez no se presenta, por la gran inconsistencia de los datos obtenidos.

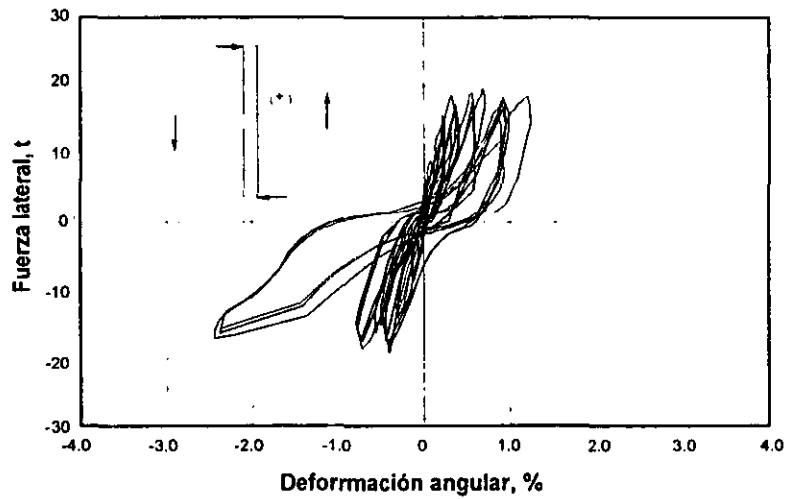


Figura 3.51 – Deformación angular del nudo, E-O

En la figura 3.52 se presenta la contribución de las vigas y el nudo a la distorsión total. El nudo contribuyó con un 18% como máximo hasta una distorsión de 2.5%. Sin embargo la gran flexibilidad de las vigas se registró con una gran contribución, cerca del 60%. Este gran giro de las vigas se concentró en la parte inferior del nudo como se mencionó anteriormente.

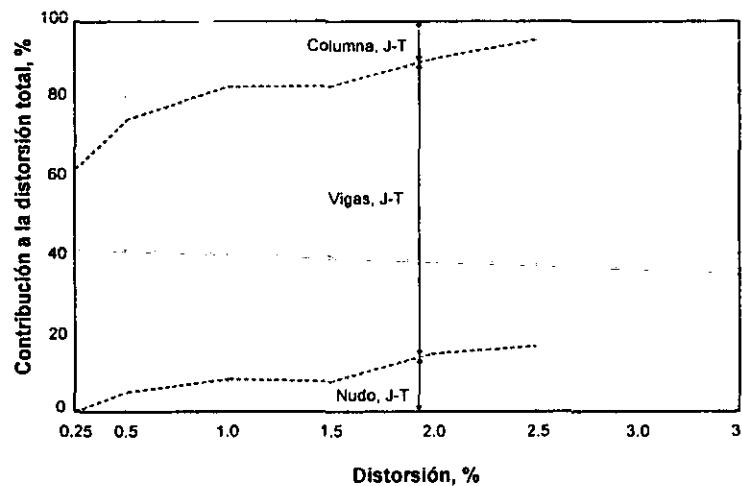


Figura 3.52 – Contribución del nudo a la deformación total

3.8.3 Instrumentación interna

En esta sección se presentan los registros de los deformímetros eléctricos adheridos al refuerzo longitudinal y transversal de los elementos. También se incluyen algunos comentarios sobre la plastificación del refuerzo.

Los deformímetros eléctricos se adherieron al acero de refuerzo de las vigas y de la columna en secciones consideradas críticas. El estudio de los esfuerzos y las deformaciones del refuerzo en estas secciones permitió conocer con mayor detalle el comportamiento interno del modelo. Se instrumentaron las barras longitudinales del lecho superior e inferior, las barras longitudinales de la columna, los estribos de continuidad y los de confinamiento.

3.8.3.1 Consideraciones generales sobre el análisis de los deformímetros eléctricos

A continuación se presentan las consideraciones más importantes que se establecieron para el análisis de los deformímetros eléctricos. En este análisis, las deformaciones registradas por los deformímetros se transformaron a esfuerzos empleando la curva esfuerzo-deformación idealizada en la figs. 3.53 y 3.54. El primer modelo se utilizó para representar el comportamiento del acero grado 42 (Liu, 1987). La curva de la fig. 3.54 representa la relación esfuerzo-deformación idealizada para el acero de presfuerzo.

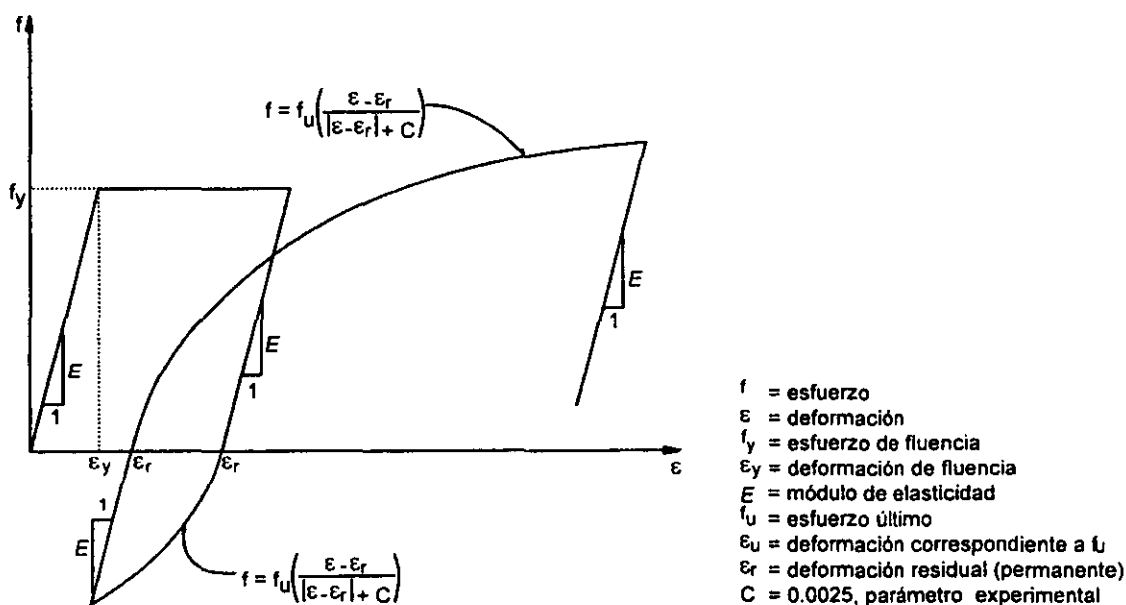


Figura 3.53 – Curva esfuerzo-deformación idealizada para el comportamiento del acero de refuerzo grado 42 ante carga cíclica

La rigidez inicial de ambos modelos se consideró igual al módulo de elasticidad teórico del acero, E_s (2 100 000 kg/cm² o 1 900 000 kg/cm²) y el esfuerzo de fluencia, f_y , se supuso igual al obtenido como promedio de las pruebas monótonas que se practicaron al acero de refuerzo empleado en la construcción (sección 3.4.1).

Dadas las limitaciones de la máquina universal del Laboratorio de Estructuras Grandes del Cenapred, no se efectuaron ensayos cíclicos reversibles a las probetas del acero de refuerzo y presfuerzo. Esto implica que la relación de las figs. 3.53 y 3.54 debe considerarse como indicativa y no como un modelo representativo del comportamiento real del acero de refuerzo empleado ante cargas cíclicas reversibles. Los esfuerzos obtenidos a partir de la relación esfuerzo-deformación de las figs. 3.53 y 3.54 tendrán, igualmente, carácter indicativo. La consideración anterior acepta que las curvas de los ensayos monótonos coinciden con las envolventes de los modelos ante cargas cíclicas. No obstante esta simplificación, las tendencias descritas son válidas, puesto que son independientes del modelo de comportamiento esfuerzo-deformación del acero.

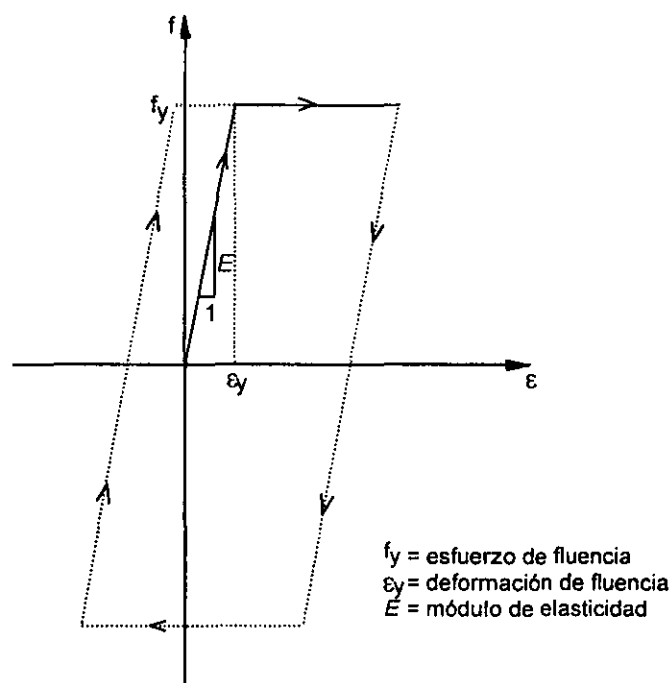


Figura 3.54 – Curva elasto-plástica idealizada del comportamiento del acero de refuerzo ante carga cíclica

La fluencia del acero de refuerzo se definió como la presencia de deformaciones permanentes después del registro de deformaciones mayores a la de fluencia, ϵ_y . La deformación de fluencia para el acero de refuerzo se consideró igual a la medida (tabla 3.2). Las deformaciones asociadas con la fluencia de los distintos diámetros del acero de refuerzo corresponden al final de la etapa de proporcionalidad.

3.8.3.2 Deformaciones en las barras de refuerzo

En esta sección se presenta y discute el comportamiento de los sensores más relevantes de la instrumentación interna.

3.8.3.2.a Vigas portantes

En la fig. 3.55 se presentan las gráficas fuerza lateral contra deformación de todos los deformímetros eléctricos que registraron fluencia en el acero de refuerzo en la dirección este-oeste. El número en la figura corresponde al paso para el cual fluyeron. El paso representa el número de lecturas tomadas de la instrumentación interna y externa durante toda la historia de desplazamientos. A partir de este análisis se pueden inferir las zonas y la secuencia de fluencias del acero de refuerzo durante el ensayo. En contraste a todos los deformímetros que sólo registraron fluencias a tensión, el deformímetro V221 presentó dos fluencias, la primera a tensión y la segunda a compresión.

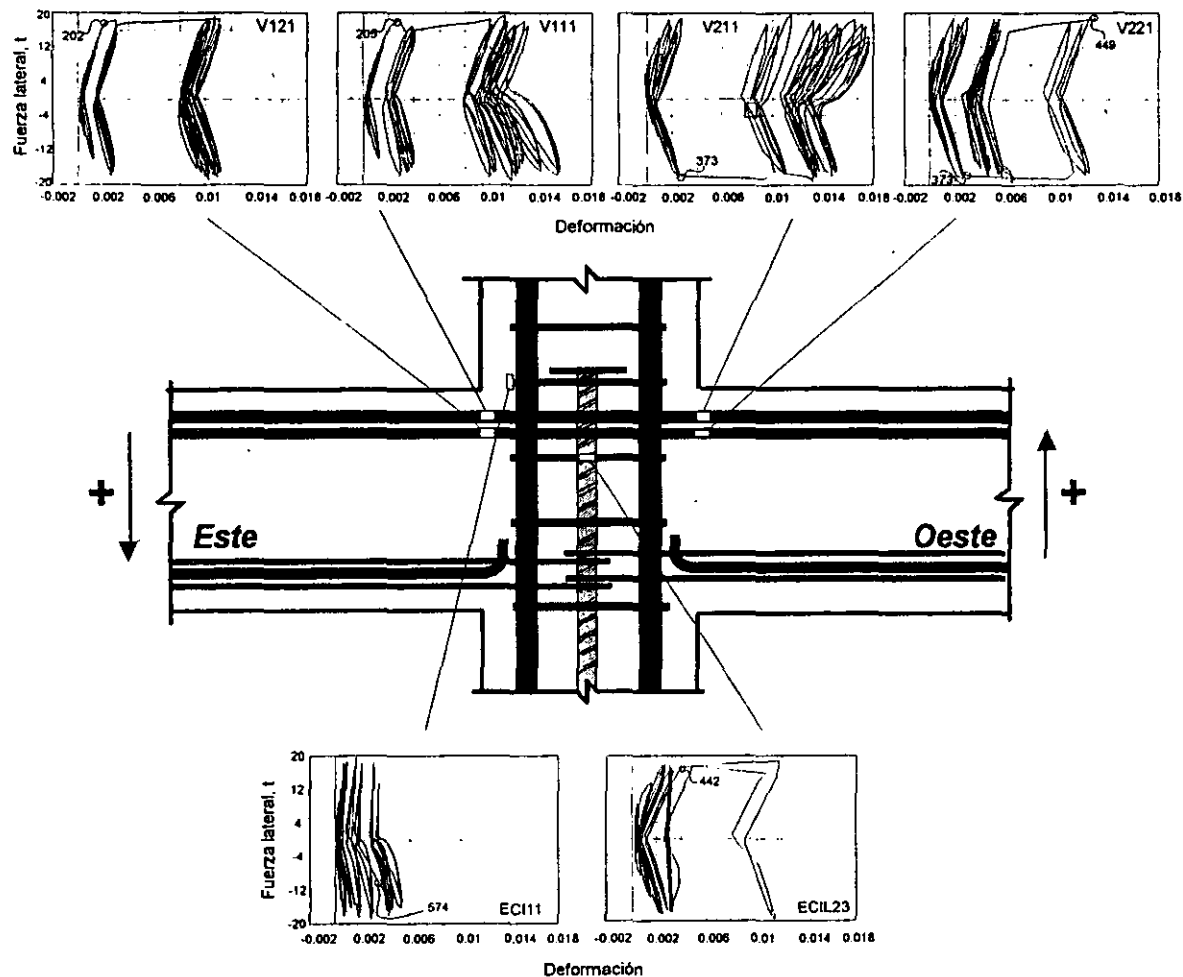


Figura 3.55 – Deformímetros que registraron fluencias del refuerzo longitudinal, transversal y de continuidad, en la dirección portante

En la fig. 3.56 se presentan las deformaciones en el acero de refuerzo longitudinal del lecho superior de las vigas en los diferentes puntos instrumentados de cada lecho de acero de refuerzo para cada pico positivo del primer ciclo a una distorsión dada. Las deformaciones positivas indican deformaciones debidas a tensión. En la gráfica se ha señalado la deformación de fluencia medida en ensayos a tensión (sección 3.4.1, tabla 3.2). Los resultados del lecho superior muestran que las deformaciones se concentraron cerca de la columna. Los deformímetros V111 y V211 registraron fluencias del orden de seis veces la deformación de fluencia. Por último, la deformación registrada en el deformímetro V010 aumentó consistentemente con la distorsión, lo que indica que no se perdió adherencia en estas barras, contrario a lo que se podía esperar y que se comentó en la sección 3.2.6.1.

En la fig. 3.58 se presentan las gráficas de la fig. 3.56 en términos de esfuerzo. Se observa que, del lado este al oeste de la columna, el esfuerzo disminuye; sin embargo, no se registraron compresiones como se esperaría con el cambio de momentos de positivo a negativo en la deformada del modelo. Por un lado, esto se pudo deber a una profundidad muy pequeña del eje neutro, o a la presencia de momentos de torsión con respecto al eje de las vigas normal a la dirección a la aplicación de carga (fig. 3.57). Las fuerzas de torsión en las vigas portantes se originan cuando se aplica la fuerza cortante de entrepiso en el extremo superior de la columna, produciendo un giro de la columna a la altura del nudo. Este giro a la altura del nudo trata de producir un giro en las vigas perpendiculares a la dirección de carga. Este giro está restringido en los extremos libres de las vigas por el tipo de apoyo. La fuerza de torsión que produce la columna sobre las vigas se denomina momento torsionante. La oposición de las vigas al giro de la columna es registrada por los

deformímetros eléctricos adheridos al acero de refuerzo longitudinal que pasa a través del nudo como fuerzas de tensión.

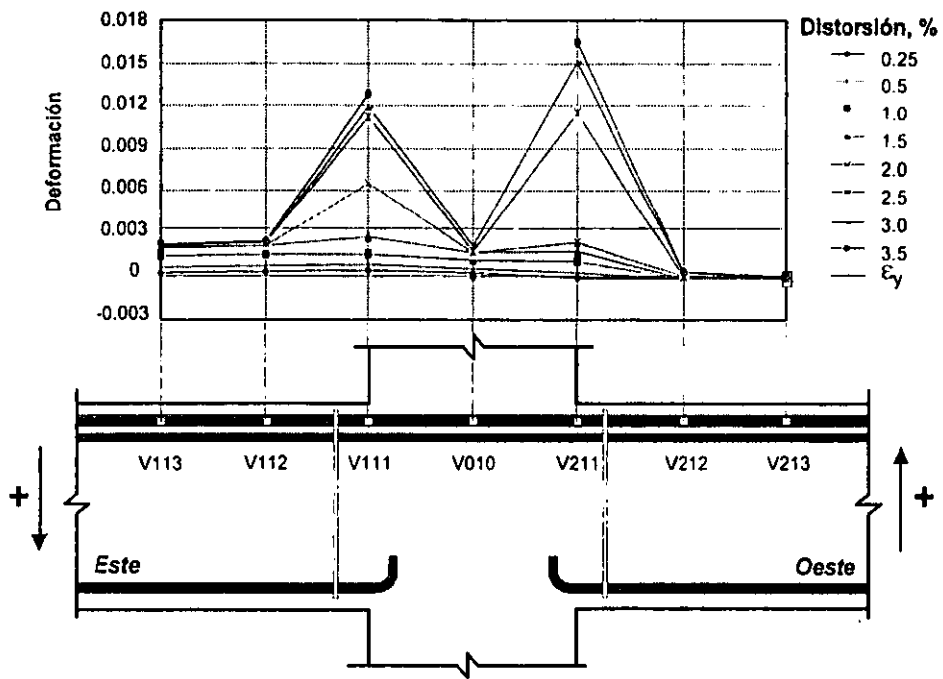


Figura 3.56 – Deformaciones en el acero de refuerzo del lecho superior, E-O

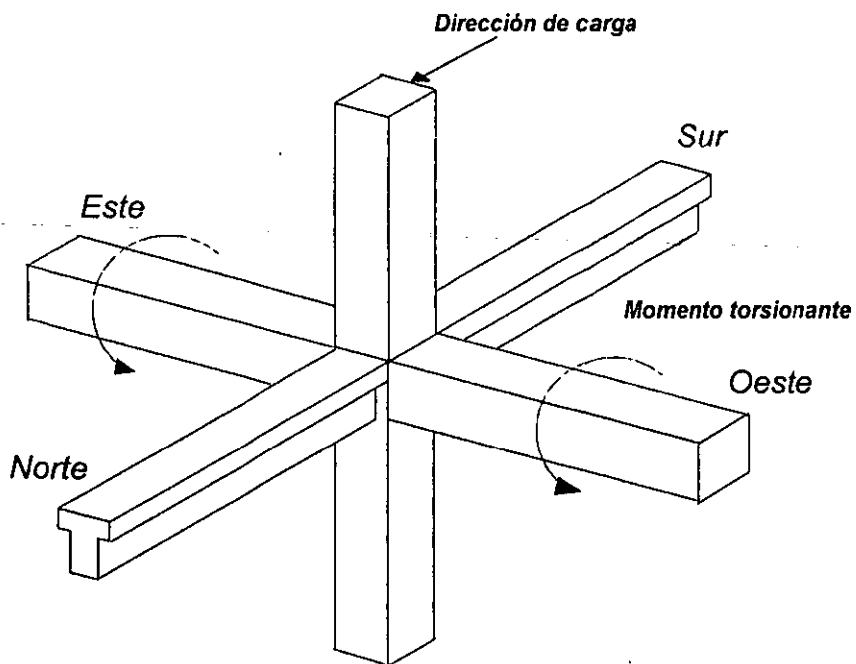


Figura 3.57 – Torsión en las vigas debidas al marco de carga

De acuerdo con esto, la conexión no presentó problemas de adherencia, al menos desde un punto de vista global, lo que parece apoyar la hipótesis de que el nudo no falló por la pérdida de adherencia de las barras de acero longitudinal que lo atraviesan. Merece un comentario el esfuerzo en la posición V111 para ciclos a 3 y 3.5% de distorsión. La disminución del esfuerzo en la barra se asocia a un comportamiento de la deformación casi constante con la carga (fig. 3.58), que en este caso parece indicar una falla local de la adherencia alrededor de la posición V111.

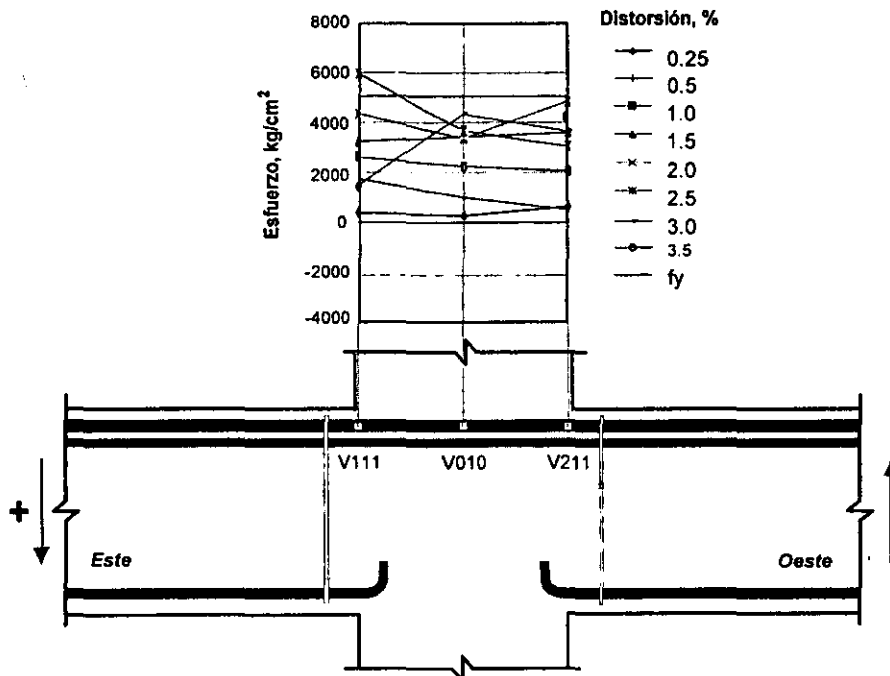


Figura 3.58 – Esfuerzos en el acero de refuerzo del lecho superior, E-O

En términos generales, el acero de refuerzo en el lecho inferior, barras No. 8, no experimentó fluencia ni deformaciones considerables (fig. 3.59). Las deformaciones en estas barras se concentraron a 25 cm de la cara de la columna. En la cara de la columna no se registraron deformaciones a la escasa longitud de desarrollo de la barra doblada a 90° en esa sección. En contraste, se alcanzaron altas deformaciones en los lazos de acero de presfuerzo, torones 1/2" (1.27 cm), utilizados para dar continuidad mecánica. Las deformaciones en el acero de presfuerzo se muestran en la fig. 3.60. Estas deformaciones se incrementaron simultáneamente con la distorsión hasta alcanzar un máximo de 0.004, 30% de la deformación de fluencia del torón, y tienen una distribución prácticamente lineal desde el máximo (T21) hasta la última sección instrumentada (T23). Las grandes deformaciones que se registraron en la cara de la columna son congruentes con el escaso agrietamiento de la parte inferior de la viga, así como con la apertura y cierre de una gran grieta en la cara de la columna que seguía el contorno de la viga prefabricada.

La incompatibilidad de deformaciones en las secciones instrumentadas situadas a 25 y 50 cm de la cara de la columna entre los dos diferentes tipos de acero, refuerzo y presfuerzo, se asocia a las diferentes longitudes de desarrollo requeridas para cada tipo de acero, suponiendo que en las zonas con una corta longitud se presentan pequeñas pérdidas de adherencia. Es decir, el torón tiene un anclaje casi perfecto del lado del nudo debido al lazo que forma rodeando al perno de continuidad, pero hacia el extremo libre de la viga necesita de una distancia considerable para alcanzar su anclaje. La longitud de desarrollo en el torón se midió a partir de la cara de la columna, porque ahí se presentarían las mayores fuerzas de tensión debidas a la rotación de las vigas, hasta una distancia mayor de 50 cm según se pudo observar en los registros de la instrumentación. Por otra parte, el acero de refuerzo presenta el mismo problema pero en sentido inverso, la barra necesita de una longitud de 40 cm, además del gancho a 90°, para alcanzar su longitud de desarrollo, lo que concuerda con los registros a 25 cm de la cara de la columna. El gancho a 90° entraba dentro del nudo 10 cm.

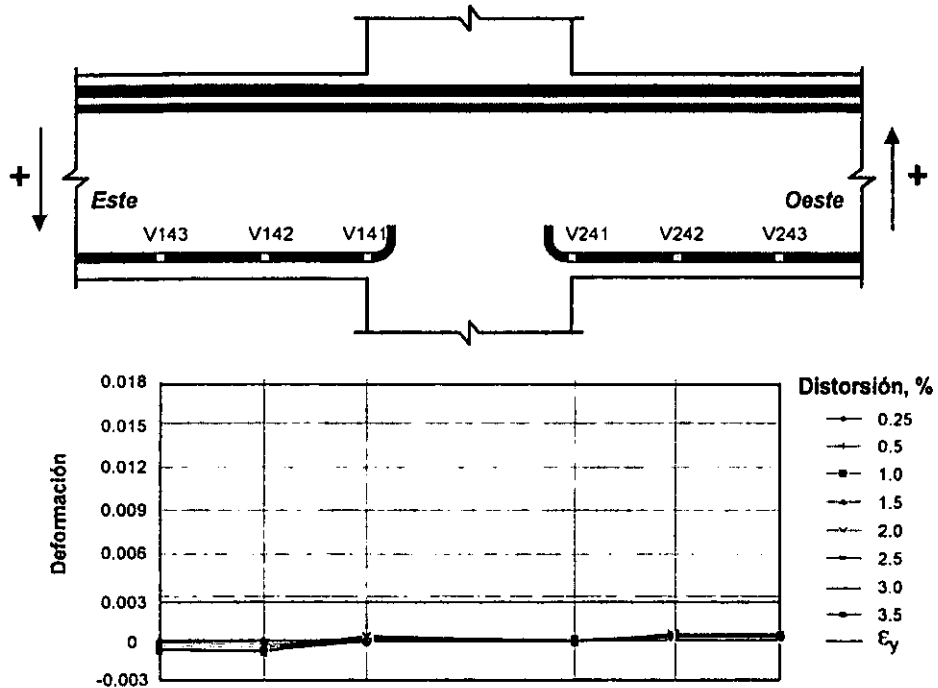


Figura 3.59 – Deformaciones en el acero de refuerzo del lecho inferior, E-O

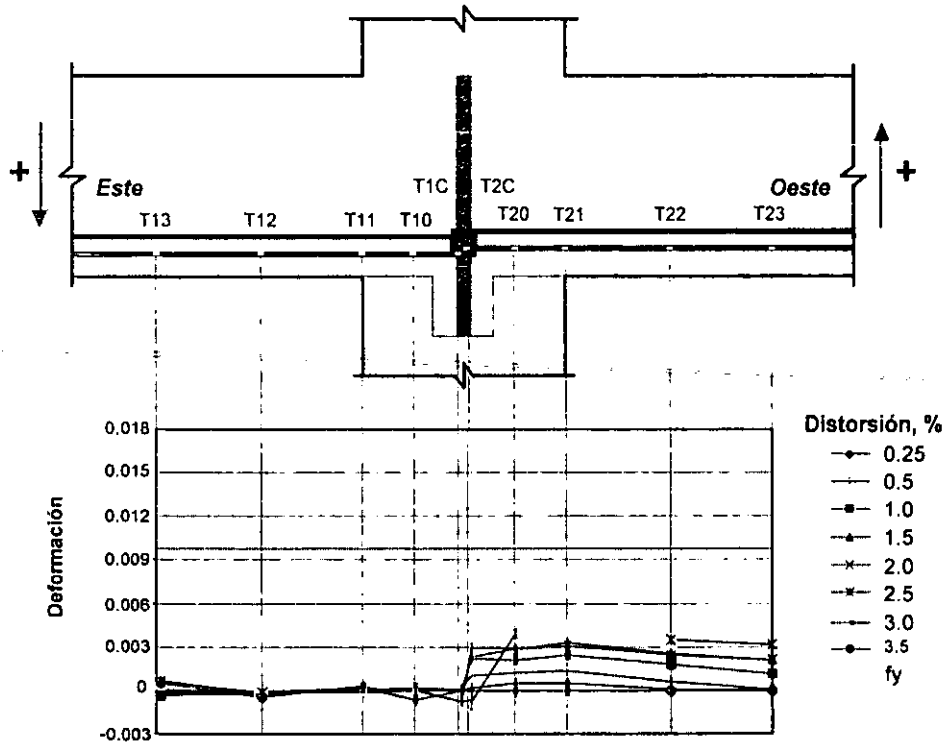


Figura 3.60 – Deformaciones en el acero de pretensado del lecho inferior, E-O

Es importante recalcar, que de acuerdo con lo mencionado en el párrafo anterior, se presentan dos secciones principales con un comportamiento distinto al de una sección plana de deformaciones. En la

primera sección, en la cara de la columna, únicamente se deformaron los torones y en la segunda, a una distancia de 25 cm de la cara de la columna, se presentó una distribución compleja de deformaciones entre ambos tipos de acero de refuerzo longitudinal (sección 3.9.5).

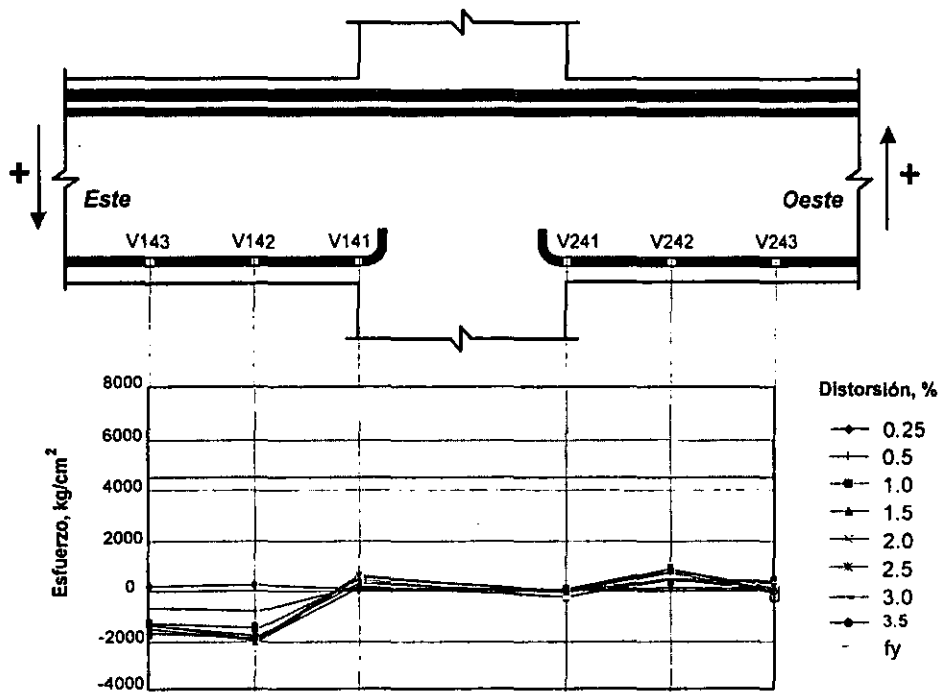


Figura 3.61 - Esfuerzos en el acero de refuerzo del lecho inferior, E-O

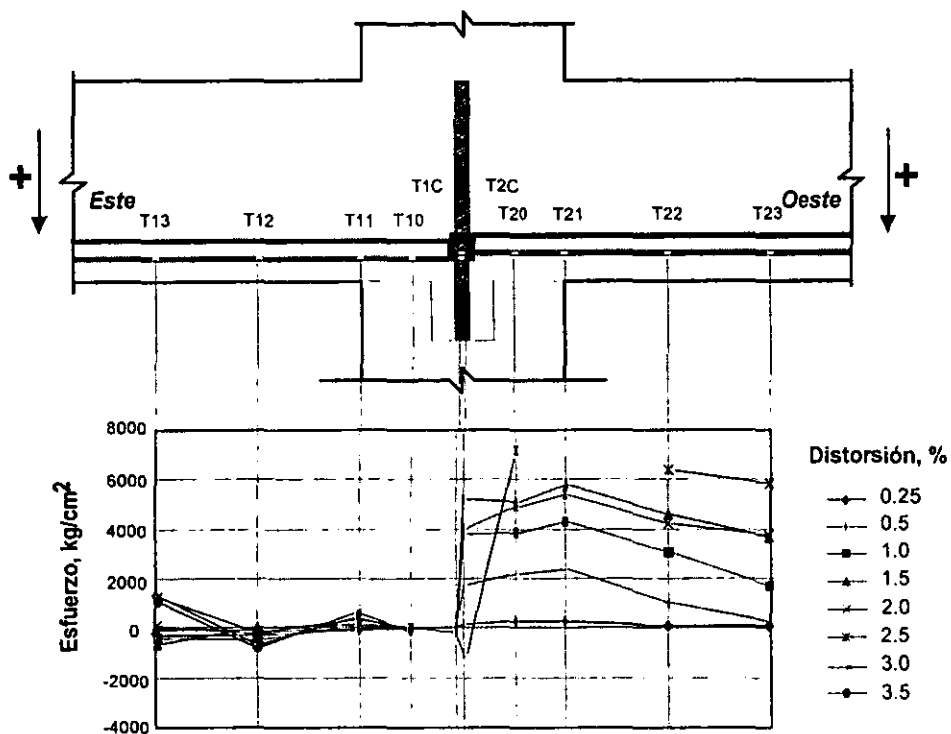


Figura 3.62 - Esfuerzos en el acero de presfuerzo del lecho inferior, E-O

En las figs. 3.61 y 3.62 se presentan las gráficas correspondientes a las figs. 3.59 y 3.60 en términos de esfuerzos. Para la sección en la cara de la columna los torones registraron esfuerzos máximos del orden de 6000 kg/cm^2 a momento positivo y prácticamente nulos a momento negativo; sin embargo, el acero de refuerzo registró esfuerzos del orden de 2000 kg/cm^2 a momento negativo y muy pequeños a momento positivo, congruente con los grandes esfuerzos a tensión de los torones. Las mediciones del acero de presfuerzo a compresión, viga este, presentaron poca confiabilidad debida a la gran flexibilidad del torón.

3.8.3.2.b Vigas de rigidez

En la fig. 3.63 se presentan las gráficas fuerza lateral contra deformación de los deformímetros eléctricos que registraron fluencia en el acero de refuerzo en la dirección norte-sur. En forma similar a la dirección portante, sólo los deformímetros del lecho superior registraron deformaciones de fluencia.

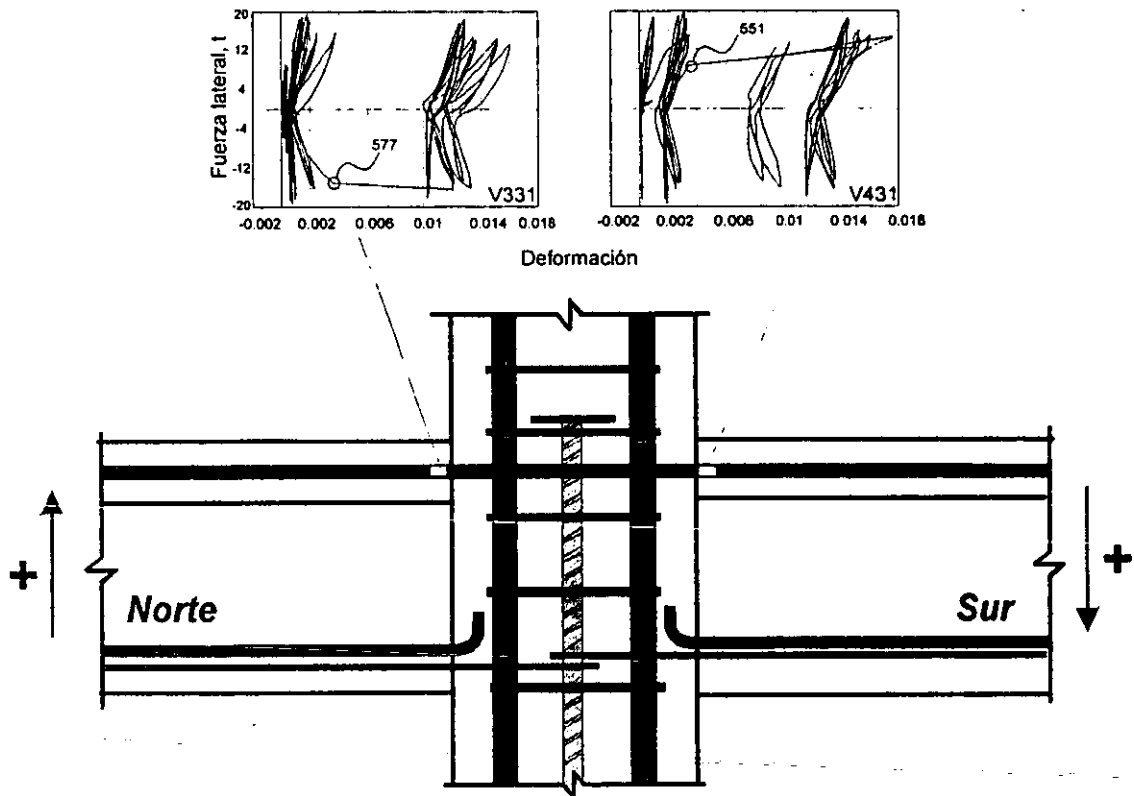


Figura 3.63 – Deformímetros que registraron fluencias del refuerzo longitudinal, transversal y de continuidad, en la dirección de rigidez

En las figs. 3.64 y 3.65 se muestran las gráficas de deformación del acero de refuerzo en la dirección de rigidez, norte-sur. Las deformaciones en el lecho superior se concentraron en la cara de la columna y, de manera semejante a la dirección portante, no se perdió adherencia desde un punto de vista global, pero sí en forma localizada para la posición V331. Aunque el agrietamiento a lo largo de la viga fue mucho mayor que el registrado en la dirección portante, no se registraron grandes deformaciones en secciones lejanas a la cara de la columna.

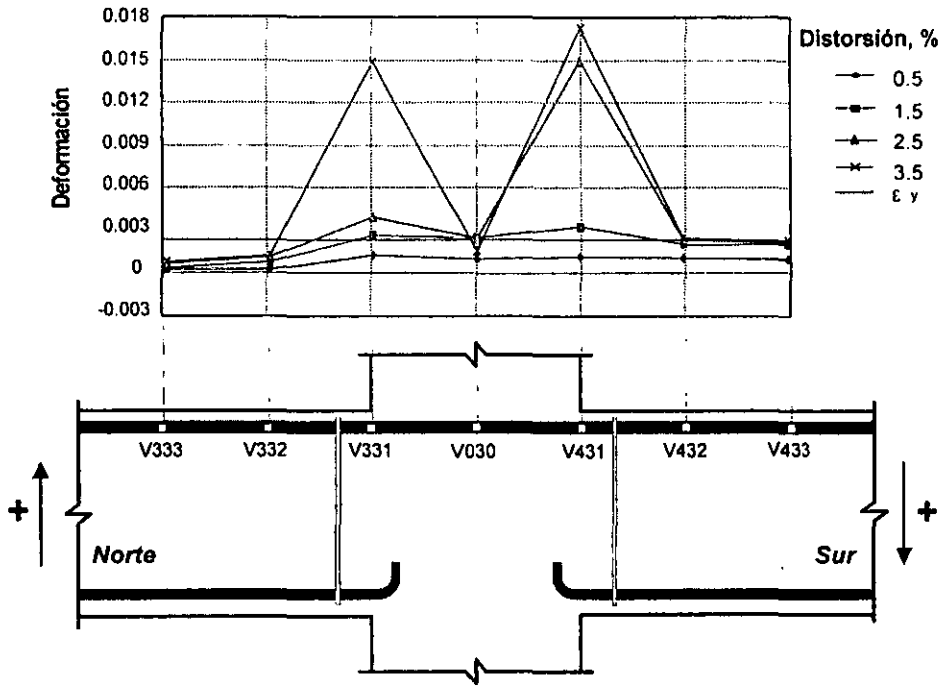


Figura 3.64 – Deformaciones en el acero de refuerzo del lecho superior, N-S

Las deformaciones en el acero de refuerzo del lecho inferior se empezaron a registrar a partir de la sección localizada a 25 cm de la cara de la columna, tanto a tensión como a compresión; los registros máximos fueron de 0.0009 y 0.0011, respectivamente (fig. 3.65). La ausencia de registros en la cara de la columna se debe a la corta longitud de desarrollo de la barra en esa sección. Sin embargo, en contraste, el acero de presfuerzo registró sus máximos en la cara de la columna y a partir de esta sección disminuyó considerablemente (fig. 3.66). Las deformaciones mayores se presentaron para distorsiones de 3.5% y fueron del orden de la mitad de la fluencia.

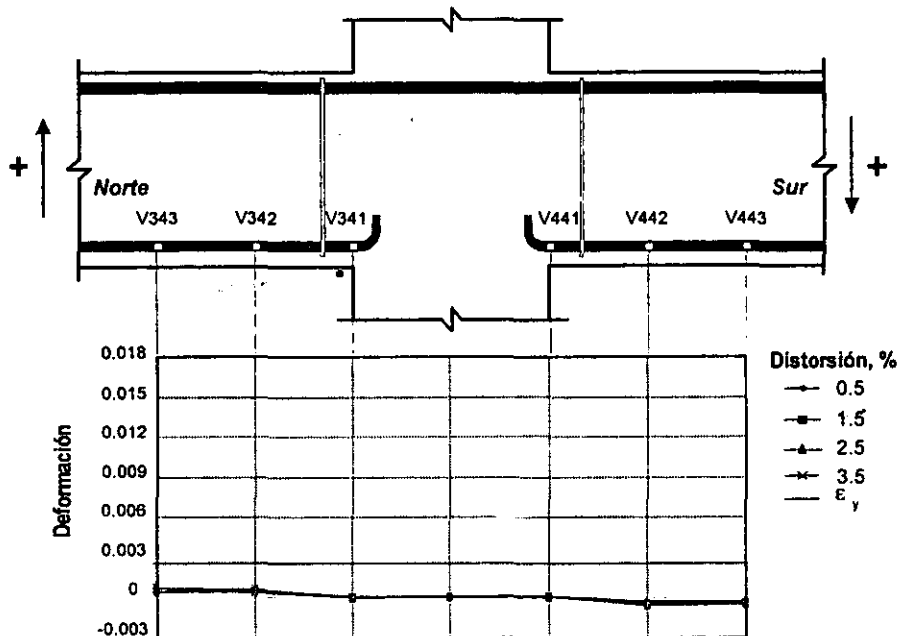


Figura 3.65. – Deformaciones en el acero de refuerzo del lecho inferior, N-S

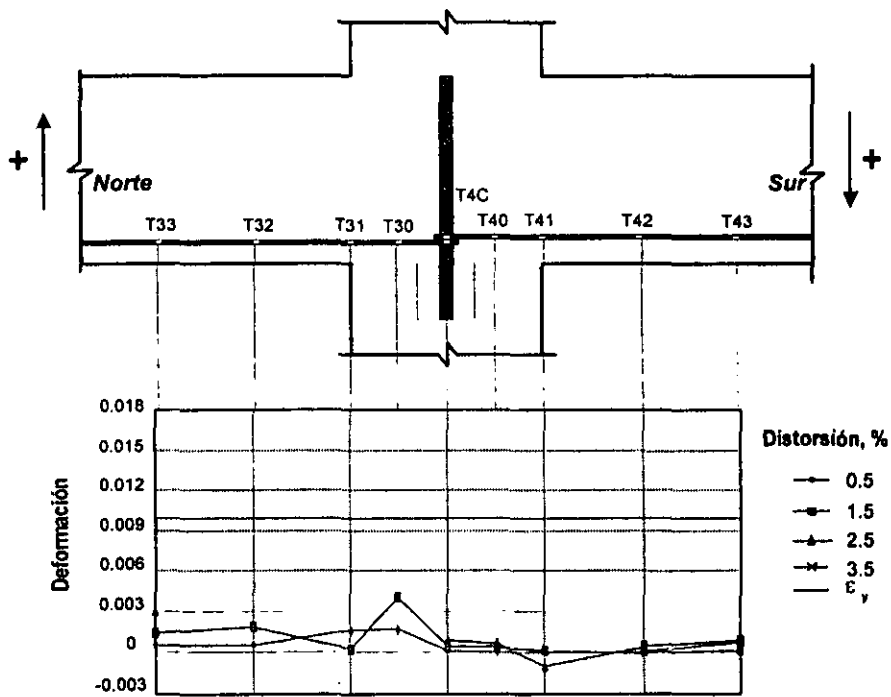


Figura 3.66 – Deformaciones en el acero de presfuerzo del lecho inferior, N-S

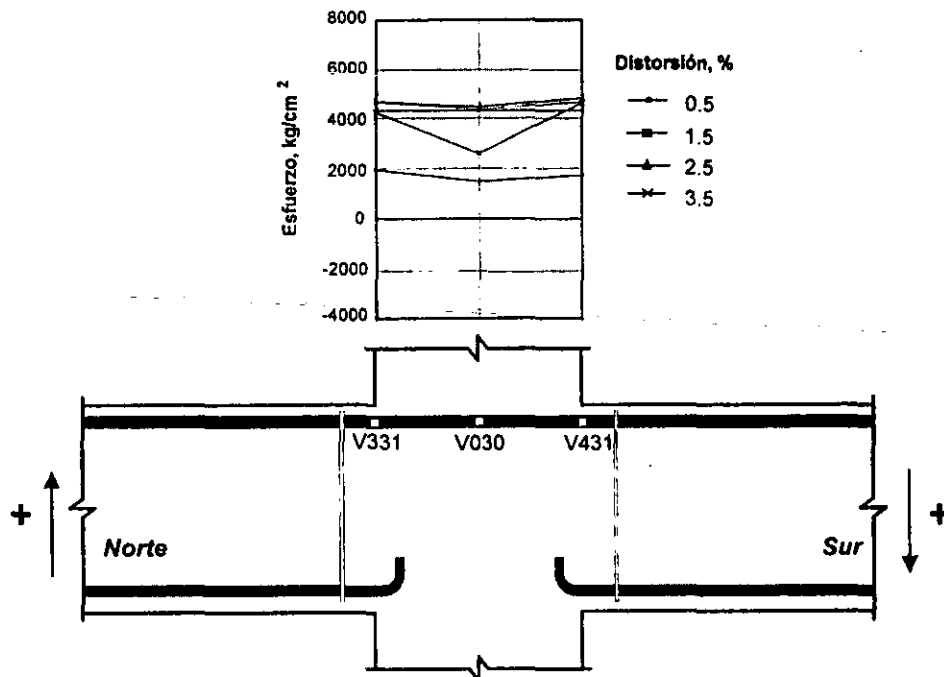


Figura 3.67 – Esfuerzos en el acero de refuerzo del lecho superior, N-S

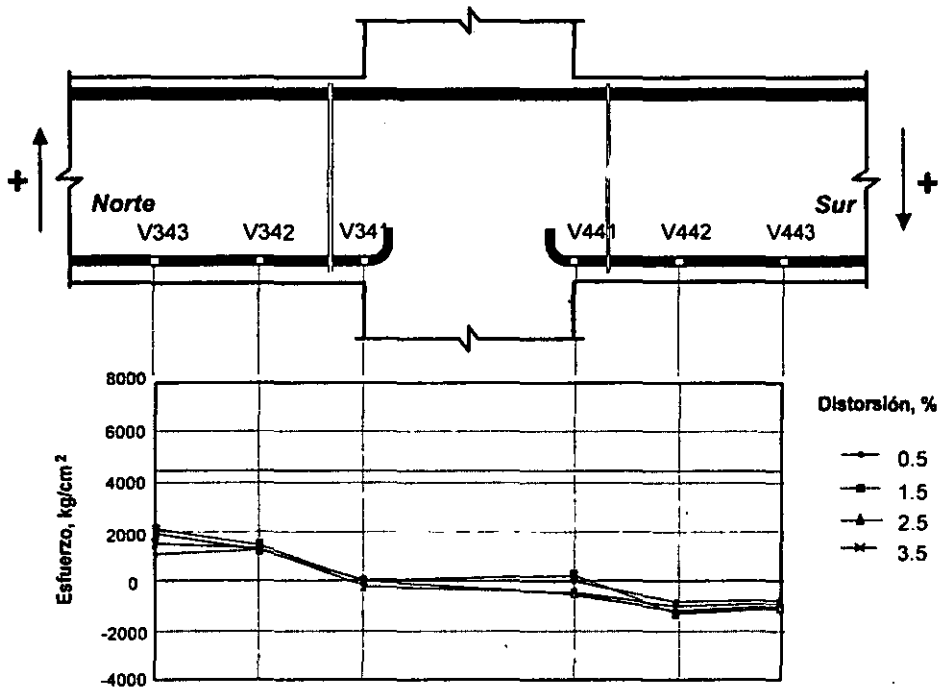


Figura 3.68 - Esfuerzos en el acero de refuerzo del lecho inferior, N-S

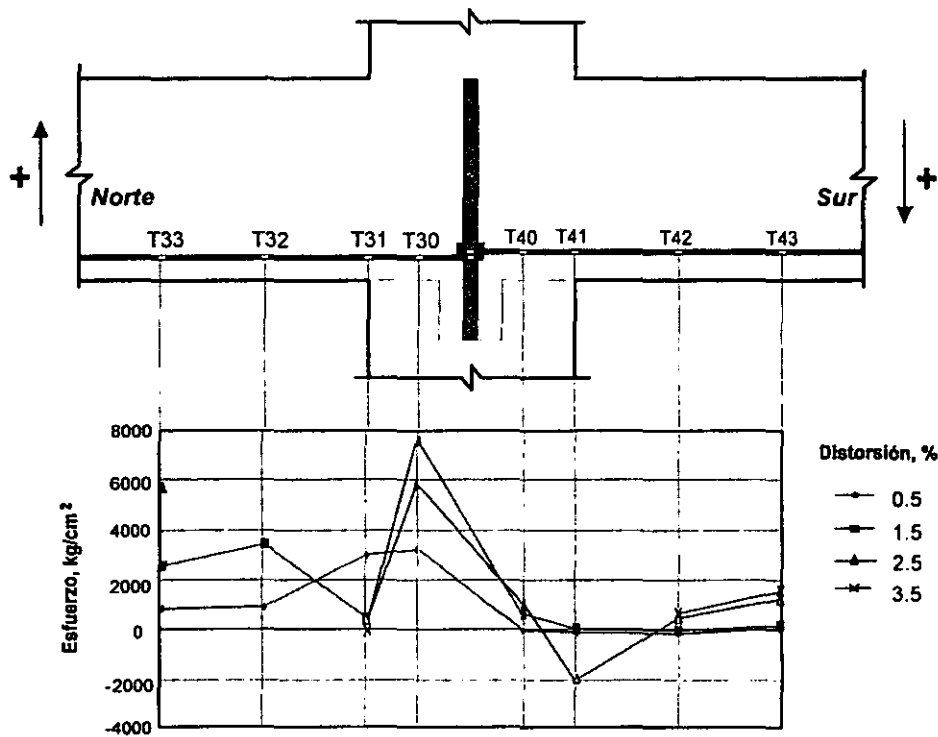


Figura 3.69 - Esfuerzos en el acero de presfuerzo del lecho inferior, N-S

En las figs. 3.67 a 3.68 se presentan las gráficas de esfuerzos correspondientes a las figs. 3.64 a 3.65 de deformaciones. Una distribución similar de esfuerzos a la dirección E-O se registró en la dirección N-S en la barra superior debido a la presencia de fuerzas de torsión en un plano horizontal a la altura del nudo inherentes al marco de carga (fig. 3.57). De manera congruente con las deformaciones, los mayores esfuerzos en la barra del lecho inferior se registraron lejos de la cara de la columna (fig. 3.68). Los esfuerzos en el acero de presfuerzo se concentraron en la cara de la columna y disminuyeron rápidamente hacia la sección localizada a 25 cm de la cara de la columna (fig. 3.69). Las lecturas de deformaciones y, por consecuencia, de esfuerzos en los torones en la viga sur, que se encontraban a compresión, presentan escasa confiabilidad debido a la gran flexibilidad del torón a compresión.

3.8.3.2.c Perno de continuidad

En las figs. 3.70 y 3.71 se presentan las distintas curvas fuerza lateral contra deformación de la instrumentación colocada en el perno de continuidad. Ninguno de los deformímetros registró una fluencia palpable, sin embargo; los deformímetros B3S y B4S alcanzaron deformaciones de fluencia.

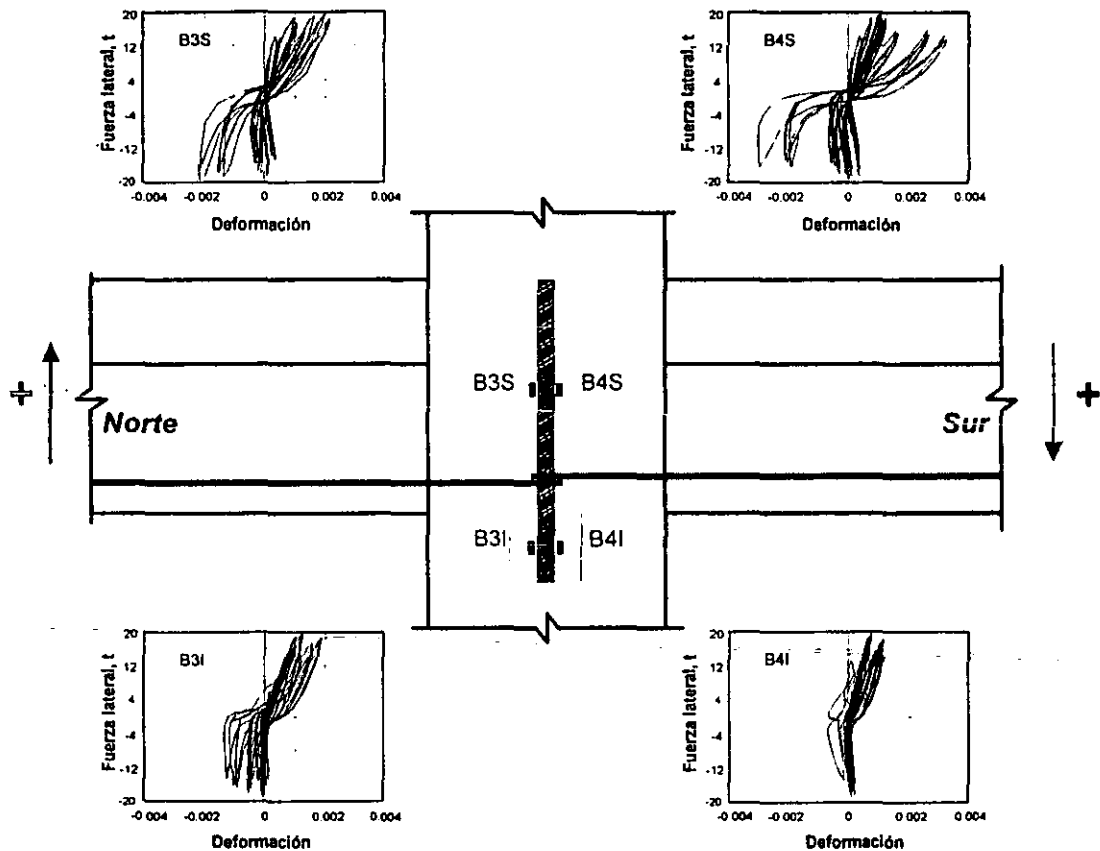


Figura 3.70 – Deformímetros en el perno de continuidad, dirección de rigidez

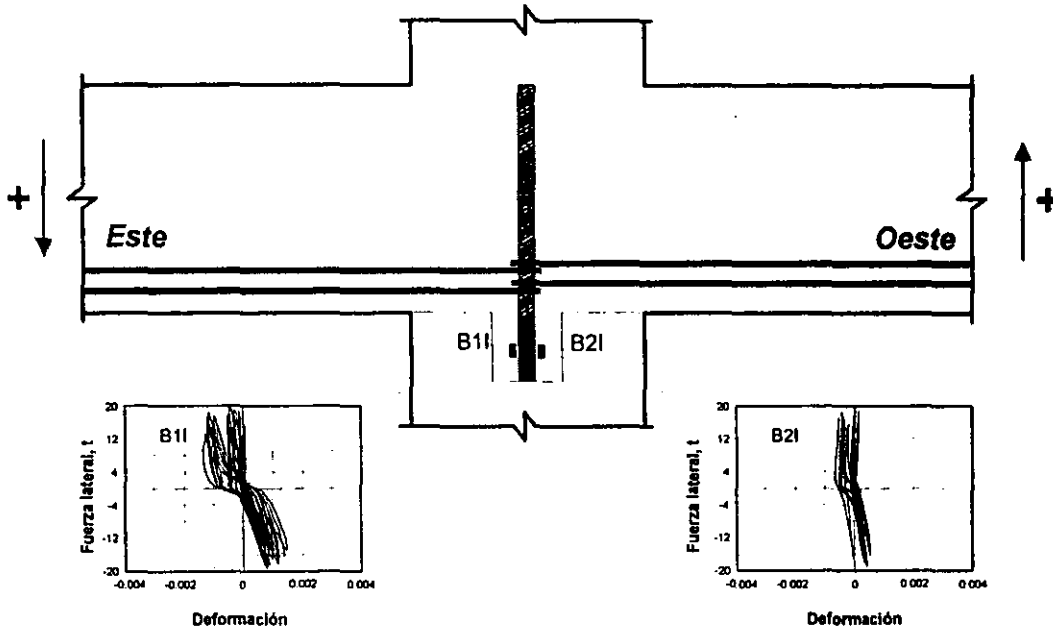


Figura 3.71 – Deformímetros en el perno de continuidad, dirección portante

Desgraciadamente, por problemas con los deformímetros eléctricos, solamente se pudo obtener el comportamiento de las deformaciones en la dirección de rigidez, N-S. Las deformaciones en el perno según la distorsión se presentan en la fig. 3.72. Para las primeras distorsiones, el perno tuvo un comportamiento elástico lineal; sin embargo, deformaciones de fluencia debidas a la flexión del perno se registraron para las distorsiones de 3% y 3.5%. Se puede deducir que las mayores deformaciones se presentaron en la dirección portante, E-O, ocasionada, por la mayor demanda de los torones en esta dirección, pero sin registrar una fluencia palpable a flexión del perno, por la restricción que impone el concreto del nudo, así como, el anclaje superior e inferior del mismo.

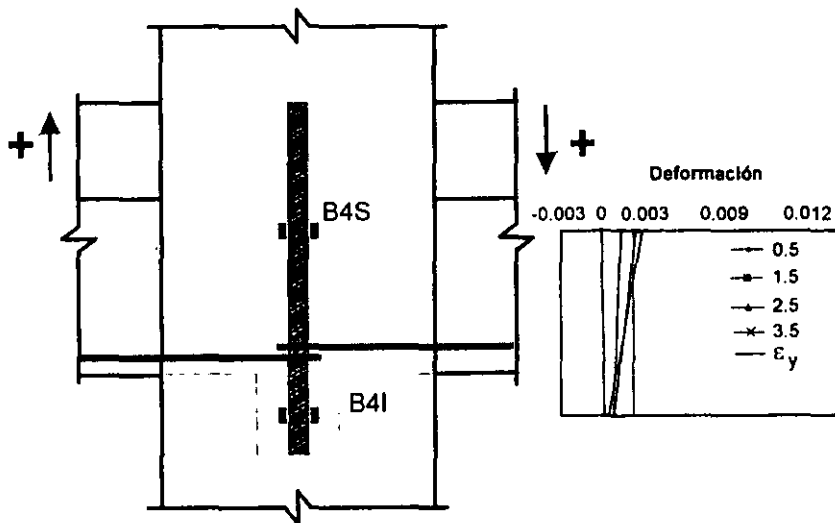


Figura 3.72 – Deformaciones en la dirección N-S, perno de continuidad

3.9 ANÁLISIS DE RESULTADOS

En este capítulo se describe el mecanismo de falla del modelo J-T y, posteriormente, se efectúa un análisis comparativo entre los datos obtenidos durante el ensaye y los obtenidos del diseño del espécimen, para comprender el comportamiento no lineal del espécimen.

3.9.1 Mecanismo de Falla

En las curvas de histéresis de las figs. 3.73 y 3.74 se han señalado la ocurrencia del agrietamiento y de la plastificación del acero, registrada por los deformímetros eléctricos, en diferentes secciones del modelo. La nomenclatura corresponde a los sensores de las figs. 2.27 y 2.28. El estudio de la secuencia de fluencia del acero es de gran importancia para entender el mecanismo de falla del modelo. El primer agrietamiento diagonal del nudo se registró para una distorsión de 0.25%. Una evaluación detallada de las deformaciones indicó que la fluencia del acero longitudinal del lecho superior se registró para la distorsión de 1.5%, en las posiciones V111 y V121, durante el primer ciclo positivo para la distorsión a 1.5%, seguido de la fluencia en las posiciones V211 y V221 para el primer ciclo negativo a 2.0% de distorsión. Para la distorsión unidireccional a 2.5% se presentó la fluencia de uno de los estribos de confinamiento del nudo (fig. 3.73). Finalmente, para los ciclos bidireccionales a una distorsión de 2.5% se presentó la fluencia del acero del lecho superior en las vigas de rigidez, dirección N-S (fig. 3.74). Es importante recalcar que el acero del lecho inferior tanto para la dirección portante como para la de rigidez, es decir, barras del No. 8 y los torones de ½ plg. (1.27 cm), no registró deformaciones de fluencia. Para ciclos con distorsiones de 3% y 3.5% la resistencia del modelo comenzó a degradarse, pero manteniendo más del 80% de la resistencia máxima. Para los últimos ciclos, las vigas y la columna exhibieron un comportamiento de cuerpo rígido, por lo que, las deformaciones se concentraron como giros de las vigas dentro del nudo y como deformaciones por corte en el nudo.

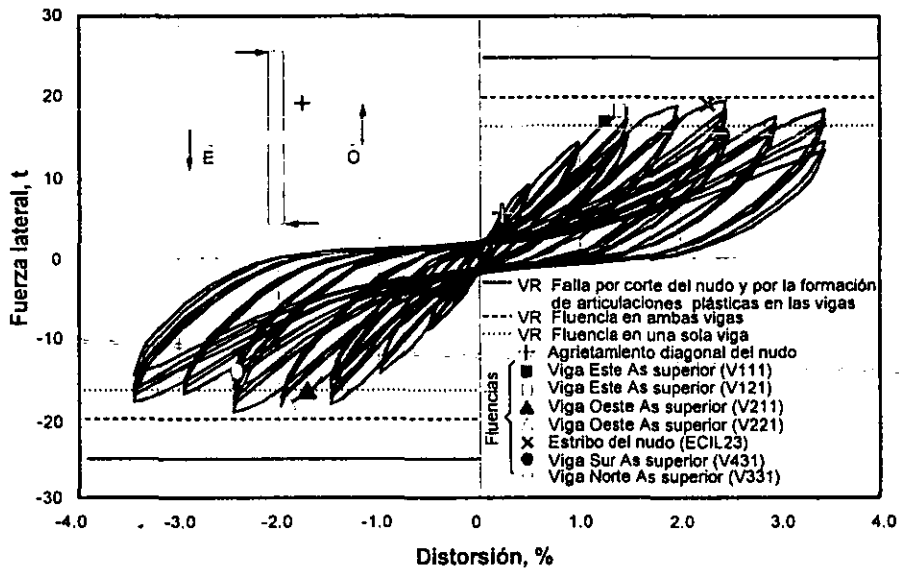


Figura 3.73 – Curva histérica con secuencia de fluencias, dirección E-O

En la fig. 3.73 se presenta con líneas horizontales las resistencias a fuerza lateral correspondientes a los siguientes fenómenos: primera fluencia en el acero de refuerzo en alguna de las vigas, a la presencia de fluencia en el acero de refuerzo en ambas vigas, falla de las vigas por agotamiento de la capacidad de rotación en las articulaciones plásticas de las vigas y falla del nudo por corte. Las resistencias a fuerza lateral debidas a la falla del nudo por corte y por el agotamiento de la capacidad de rotación en las articulaciones plásticas de las vigas se presentan en una misma línea horizontal, debido a que son prácticamente iguales.

La resistencia a fuerza lateral asociada con la primera fluencia se obtuvo de considerar la menor rotación de la viga correspondiente a la deformación última para la rigidez elástica de las mismas. Tanto las vigas portantes como para las de rigidez se obtuvo una menor rotación elástica en los momentos positivos. Por lo tanto, la primera fluencia en el acero de refuerzo se refiere a la plastificación del acero de refuerzo del lecho inferior. Aunque el acero de refuerzo del lecho inferior no registró fluencia alguna durante la prueba, la resistencia a fuerza lateral se alcanzó para una distorsión de 1.25% en ambas direcciones.

La resistencia a fuerza lateral asociada a la fluencia en ambas vigas prácticamente se alcanzó en la dirección portante, este-oeste, en la distorsión de 2.5%; sin embargo, la resistencia calculada fue mayor a la obtenida experimentalmente, ya que el acero de refuerzo del lecho superior fluyó desde la distorsión de 1.5% para ciclos positivos y 2% para ciclos negativos (sección 3.8.3.2.a). Para la dirección de rigidez, el modelo alcanzó la fluencia en ambas vigas a la distorsión de 2.5%. Este valor es consistente con la fluencia del acero longitudinal del lecho superior medida en el primer ciclo a una distorsión de 2.5%.

Tanto la dirección portante como la de rigidez, no alcanzaron la resistencia para provocar la falla por agotamiento de la capacidad de deformación en las articulaciones plásticas de las vigas en la cara de la columna.

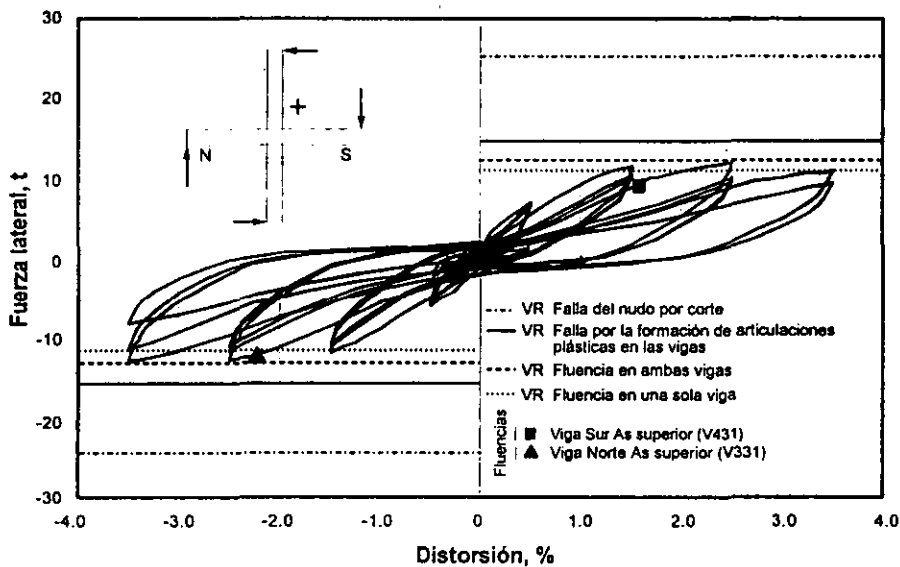


Figura 3.74 – Curva histerética con secuencia de fluencias, dirección N-S

La gran flexibilidad de las vigas a momento positivo es producto de la menor cuantía de acero que tuvieron los torones, acero para lograr la continuidad mecánica del acero de refuerzo del lecho inferior en la cara de la columna, respecto a la cuantía del acero de refuerzo del lecho inferior, considerando que la rigidez axial de ambos es similar, como lo indican las grandes deformaciones registradas en los torones en la cara de la columna (secciones 3.4.2.1 y 3.4.2.2). El acero de refuerzo del lecho inferior, No. 8, no contribuyó a la resistencia de la viga en la cara de la columna como se esperaría de las suposiciones de diseño (secciones 2.2.2.1 y 2.2.3.1). La gran flexibilidad axial de los torones facilitó la concentración de la rotación de la viga a momento positivo en el interior del nudo. Se ha supuesto que este fenómeno aceleró la ocurrencia del agrietamiento inclinado del nudo, en su tercio inferior, que posteriormente se extendió a todo él.

Por último, el abundante agrietamiento, la fluencia de los estribos de confinamiento, el comportamiento como cuerpo rígido tanto de las vigas como de la columna al final de la prueba, y la gran deformabilidad presentada por el nudo hacen suponer que la falla de la conexión fue por cortante-compresión del nudo, posterior a la fluencia del acero longitudinal del lecho superior de las vigas en ambas direcciones.

3.9.2 Envolventes de respuesta

En la figs. 3.75 y 3.76 se presentan las envolventes calculadas y las medidas para la dirección portante y de rigidez, respectivamente. Las envolventes calculadas se obtuvieron aplicando la teoría de flexión de vigas y considerando, exclusivamente, un mecanismo de falla asociado a la formación de articulaciones plásticas en las vigas. Se presentan los cálculos suponiendo el modelo de Hognestad para concreto y el bloque equivalente de esfuerzos para el RDF.

A continuación, se describen las gráficas según la dirección de carga. En la dirección portante, este-oeste, para una distorsión de 0.25%, la rigidez medida fue 40% de la calculada con el modelo de Hognestad, como consecuencia del prematuro agrietamiento del nudo y la aparición de una grieta en la junta fría entre las vigas portantes y el nudo. Para distorsiones de 0.25% a 1.5% la rigidez fue del 55% y 50% de la calculada para el modelo de Hognestad y con las hipótesis del RDF respectivamente. Esta menor rigidez se debió a la menor rigidez axial registrada por los torones en la cara de la columna como se explicará en la sección 3.9.5. Para distorsiones mayores al 2%, la mayor resistencia y rigidez calculadas con las propiedades medidas de los materiales, se atribuyen a que en el cálculo se supuso endurecimiento por deformación del acero longitudinal de las vigas, así como al incremento en resistencia y deformabilidad del concreto debido al confinamiento, fenómenos que no se desarrollaron de manera importante en el ensaye.

Con fines de comprobar las hipótesis de que la menor rigidez axial de los torones en comparación de la rigidez axial del lecho inferior de las vigas, influyó en el comportamiento global del espécimen se calculó la gráfica "Hognestad, con acero de presfuerzo". En ella se consideró que en el lecho inferior solamente el acero de presfuerzo es efectivo y capaz de desarrollar esfuerzos de tensión. La gráfica muestra una mejor correlación en rigidez y resistencia con la curva medida. En este caso la rigidez de la curva medida fue del 65% de la curva calculada.

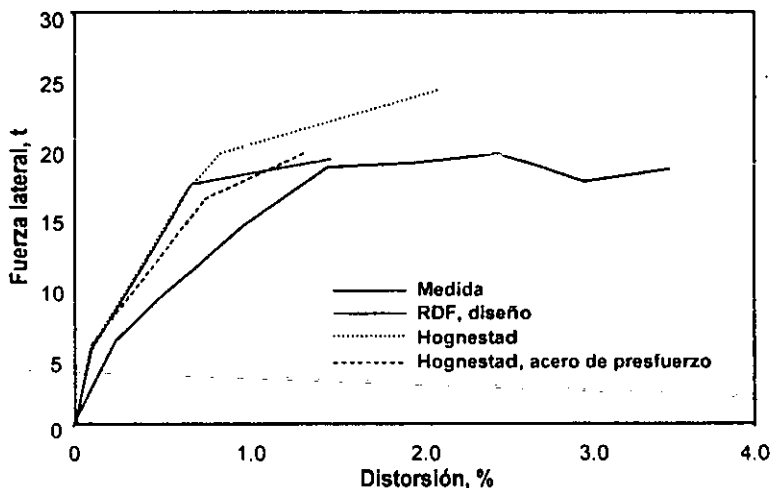


Figura 3.75 – Envolventes de respuesta, E-O

En la dirección de rigidez, para las distorsiones de 0.5% a 1.5%, la rigidez de la curva medida fue del 25% de la predicha, tanto para la curva calculada con Hognestad como para la del RDF. Sin embargo, la rigidez de la curva medida fue 85% de la rigidez calculada para la envolvente obtenida para Hognestad exclusivamente con torones.

En la fig. 3.76 el punto de agrietamiento medido, es decir, el primer quiebre en la envolvente medida, no coincide con la predicha porque los desplazamientos se aplicaron para distorsiones de 0.5% como primera magnitud. Merece un comentario la resistencia de agrietamiento de las curvas calculadas, esta resistencia siempre es igual porque depende de la resistencia a tensión del concreto.

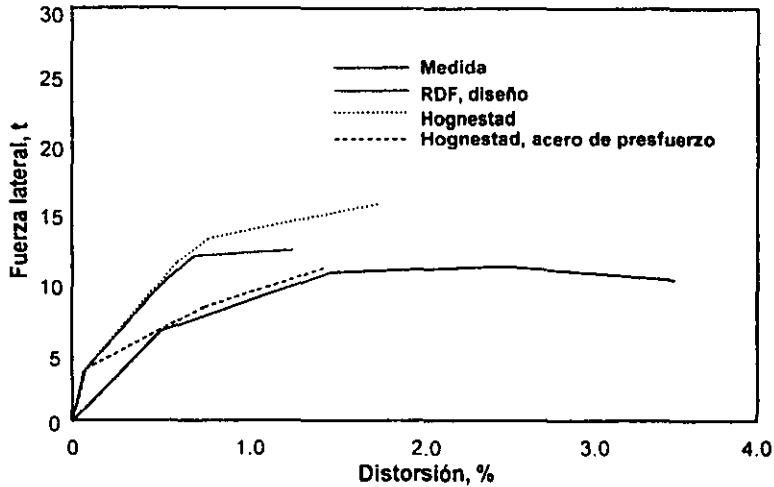


Figura 3.76 – Envolturas de respuesta, N-S

Es importante mencionar que la distorsión máxima de entrepiso que permite el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal es del 1.2% (Departamento del Distrito Federal, 1993). Para este nivel, la resistencia y rigidez medida fue prácticamente igual que las calculadas; sin embargo, la estructura contaba con adecuadas reservas de resistencia y de capacidad de deformación.

3.9.3 Degradación de rigidez

En general, la rigidez es un parámetro que depende de las propiedades geométricas de los elementos que integran la estructura, así como de las propiedades mecánicas de los materiales con que se ha construido.

Para efectos de evaluar la degradación de rigidez, se calculó la rigidez de ciclo. Ésta se definió como la pendiente de la recta secante que une los picos de dos semiciclos durante un mismo ciclo; es decir

$$k_c = \frac{V^+ + |V^-|}{\Delta^+ + |\Delta^-|} \tag{4.1}$$

- donde k_c es la rigidez de ciclo;
 V^+ es la carga lateral máxima del semiciclo positivo;
 V^- es la carga lateral máxima del semiciclo negativo;
 Δ^+ es el desplazamiento asociado a V^+ ; y
 Δ^- es el desplazamiento asociado a V^- .

La rigidez de ciclo expresa una rigidez en t / cm.

En la fig. 3.77 se presenta la rigidez de ciclo calculada para ambas direcciones. Las gráficas se calcularon para el primer ciclo de cada incremento de distorsión. En la dirección portante, E-O, para una distorsión del 1% la conexión perdió cerca del 40% de su rigidez inicial. Esta pérdida obedece al agrietamiento y acomodo de los elementos prefabricados. Para la distorsión del 2%, el modelo mantenía cerca del 40% de su rigidez inicial. La reducción en la rigidez a esta distorsión se puede asociar con la fluencia de las barras de acero longitudinal del lecho superior. A partir de la distorsión del 2.5% sólo mantenía el 30% de su rigidez debido al giro de las vigas y de la columna como cuerpo rígido, a consecuencia de la gran deformabilidad del nudo por corte. Un comportamiento similar mostró la dirección de rigidez, N-S, pero con menor rigidez inicial que la dirección portante congruente con las menores dimensiones y cuantía de acero de refuerzo en las vigas de rigidez.

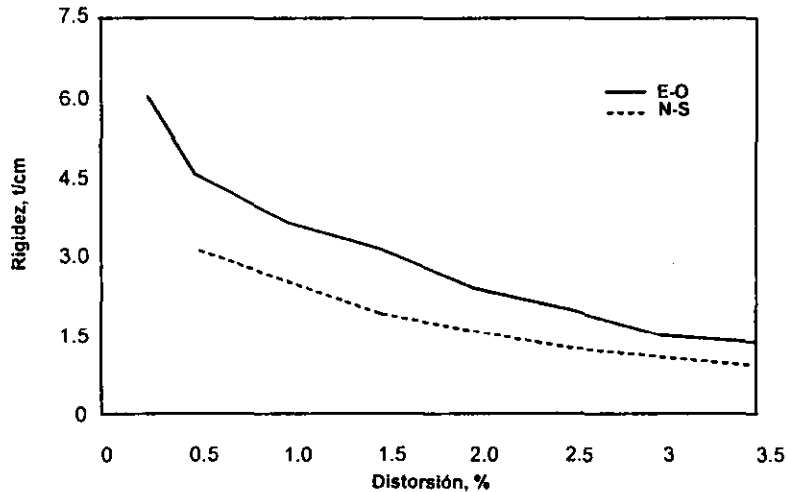


Figura 3.77 – Degradación de rigidez de ciclo del modelo J-T

3.9.4 Fuerza cortante del nudo

En la fig. 3.78 se han dibujado dos líneas horizontales que señalan el cortante lateral asociado a la falla del nudo, calculado con las expresiones de diseño de las NTC-C. Para su obtención se usaron propiedades de diseño y medidas de los materiales, y se consideró al nudo como no confinado. Para esta condición, el esfuerzo resistente del nudo, en kg/cm^2 , es de $4.5\sqrt{f_c}$. Es claro que la resistencia del modelo, controlada por la falla del nudo como ya se mencionó, fue 20% menor que la predicha para las propiedades medidas de los materiales en la dirección portante. Es probable que la rotación de la viga observada dentro del nudo y la mayor deformabilidad de las vigas a momento positivo producto de la menor rigidez axial de los torones, hubieran reducido el confinamiento del nudo provocando un estado de deformaciones principales a tensión que debilitaron al nudo prematuramente.

La dirección de rigidez sometió a menores demandas al nudo que la dirección portante, congruente con la menor capacidad de carga de esta dirección, sin embargo, el nudo estuvo sometido a mayores demandas de fuerzas durante los ciclos bidireccionales que los unidireccionales porque actúan ambas direcciones simultáneamente.

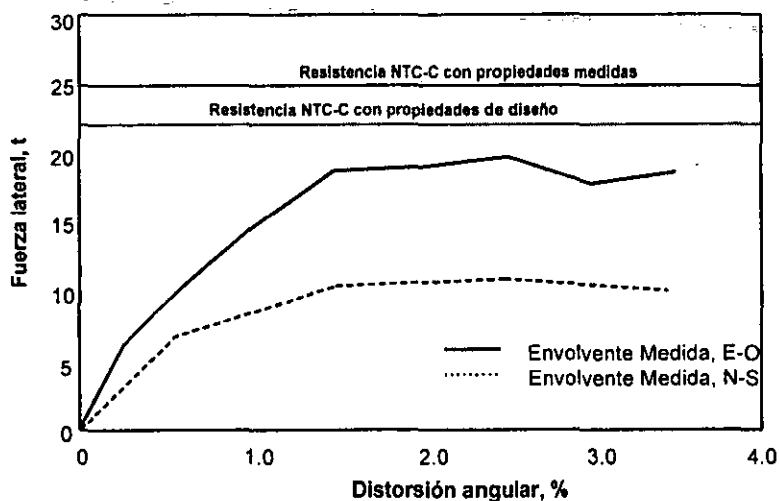


Figura 3.78 – Cortante máxima de entrepiso debida a la falla del nudo

3.9.5 Resistencia a flexión de vigas

En la fig. 3.79 se presenta el posible comportamiento del acero longitudinal del lecho inferior de las vigas portantes. En la cara de la columna, únicamente se esforzó el acero de presfuerzo, el cual se encontraba en menor cuantía que el acero de refuerzo continuo en toda la sección. La menor cuantía de acero se reflejó en el comportamiento de las vigas en mayor flexibilidad y mayores deformaciones. Este comportamiento solamente es válido si los módulos de elasticidad axial entre ambos tipos de acero son similares. En la sección situada a 25 cm de la cara de la columna, se pudo apreciar que, para altas deformaciones, se esforzaron tanto el acero de refuerzo como el de presfuerzo. Finalmente, para la sección situada a 50 cm, el acero de refuerzo contribuyó prácticamente a resistir todo el momento. Es importante recalcar que estos esfuerzos distintos se traducen en diferentes niveles de deformación del acero en una misma sección.

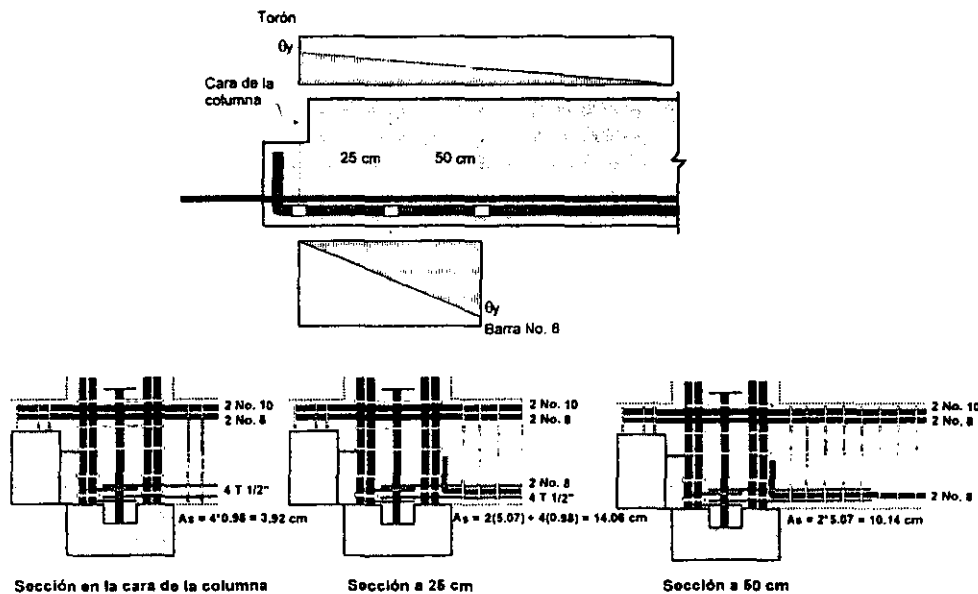


Figura 3.79 – Comportamiento del acero del lecho inferior

En la tabla 3.5 se presentan las resistencias a flexión medidas y calculadas. Las resistencias calculadas con las NTC-C se obtuvieron con las propiedades nominales de los materiales y las resistencias calculadas con el modelo para concreto propuesto por Hognestad con las propiedades medidas de los materiales. Los momentos de agrietamiento medidos y calculados son prácticamente iguales para las vigas portantes y coinciden medianamente para las vigas de rigidez, debido a la escasa sensibilidad de la instrumentación en esta dirección para distorsiones muy pequeñas.

Los momentos negativos de fluencia muestran una excelente aproximación con los momentos calculados con el RDF y Hognestad en ambas direcciones, lo que demuestra que las vigas tuvieron un comportamiento similar al de las vigas monolíticas en su parte superior. Por otro lado, los momentos positivos de fluencia no se alcanzaron, como ya se mencionó, por la flexibilidad de las vigas cerca de la columna. Sin embargo, para las altas deformaciones registradas en la cara de la columna los momentos que se alcanzaron fueron similares a los obtenidos durante el diseño.

Los momentos negativos últimos registrados, nuevamente reflejaron una alta correlación opacando las grandes diferencias encontradas para los momentos positivos. Las vigas para momentos positivos presentaron un comportamiento como cuerpo rígido, por lo que, registraron momentos muy diferentes a los predichos con la teoría de flexión en vigas. Esta discrepancia en las magnitudes de los momentos se relaciona principalmente con el comportamiento del nudo que no es monolítico.

Tabla 3.5 – Resistencias a flexión medidas y calculadas

MOMENTOS, T·M	AGRIETAMIENTO				Fluencia				ULTIMO			
	Portantes		Rigidez		Portantes		Rigidez		Portantes		Rigidez	
Vigas	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-
Calculados												
NTC-C	8.9	9.5	4.8	7.4	17.6	41.2	17.6	24.1	19.2	43.8	19.9	24.3
Hognestad	9.6	10.2	5.2	8.1	19.5	48.9	19.6	26.0	28.1	59.0	27.6	29.0
Hognestad, presfuerzo	9.7	10.2	5.2	8.1	26.4	47.8	17.5	23.8	29.3	50.9	19.4	26.5
Medido	8.6	11.2	8.4	10.3	20.9	47.2	16.1	24.1	20.9	53.3	16.1	28.2
Medido / NTC-C	0.90	1.18	1.75	1.39	1.19	1.15	0.91	1.00	1.09	1.21	0.81	1.16
Medido / Hognestad	0.97	1.10	1.62	1.27	1.07	0.97	0.82	0.93	0.74	0.90	0.58	0.97
Medido / Hog, presfuerzo	0.89	1.10	1.62	1.27	0.79	0.99	0.92	1.01	0.71	1.05	0.83	1.06

En las figs. 3.80 y 3.81 se presentan las curvas momento-curvatura obtenidas y calculadas. La curvatura fue calculada en la región I, para la viga este y la viga norte, dividiendo la rotación de la sección I entre su distancia a la cara de la columna. El momento se obtuvo multiplicando el cortante de la viga registrado en el puntal de acero en el extremo de la viga por el brazo de palanca hasta la cara de la columna. En la dirección portante, E-O, los primeros ciclos fueron elástico lineales, pero conforme aumentó la deformación (curvatura) los lazos exhibieron un corrimiento sobre el eje de las coordenadas y fuerte estrangulamiento. El fenómeno anterior se debe a la rotación como cuerpo rígido del extremo de la viga conectado en el nudo y al alargamiento del torón. La envolvente medida fue el 5% y 20% de la calculada para momento positivo y negativo, respectivamente. Para el cálculo de la rigidez medida, se tomaron los puntos para una distorsión de 0.25%, y la carga máxima, para momento positivo, o el punto de fluencia, para momento negativo. En las curvas calculadas se supuso un comportamiento monolítico en el nudo viga-columna y un empotramiento perfecto de la viga en el nudo. La diferencia de rigidez entre el comportamiento medido y calculado evidencia un comportamiento diferente del monolítico que confirma lo observado durante el ensaye. Para ciclos positivos, se calculó además una curva similar a Hognestad pero considerando exclusivamente el acero de presfuerzo para momento positivo, para correlacionar su menor rigidez con la medida; pero, a pesar de esto, la rigidez medida fue del 15% de la calculada, producto de la rotación como cuerpo rígido de la viga dentro del nudo y al agrietamiento prematuro del nudo, sin embargo, su aproximación mejoró para los primeros ciclos, en los cuales, el giro de la viga como cuerpo rígido todavía no era de magnitud apreciable.

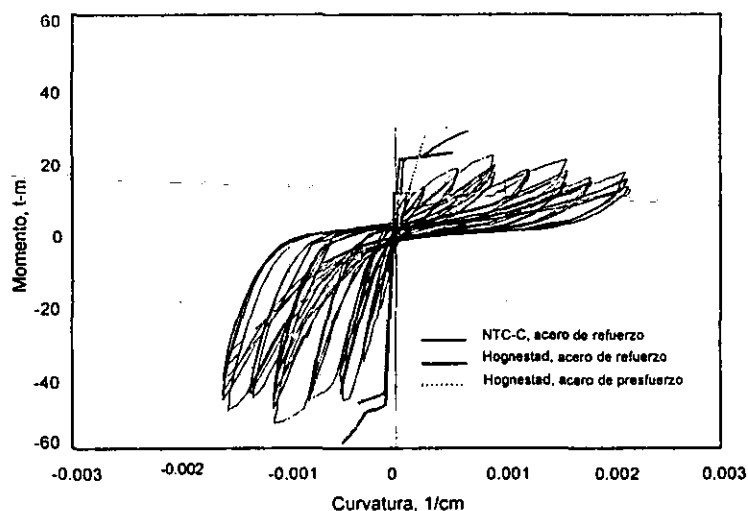


Figura 3.80 – Momentos calculados y registrados, Viga este

El sentido de rigidez mostró un comportamiento similar al de las vigas portantes, pero con un considerable menor adelgazamiento para los ciclos correspondiente a distorsiones de 2.5% y mayores. Este mejor comportamiento se debió a que el deslizamiento de la nariz de las vigas que se conecta con la columna fue suspendido por la fractura de las mismas y que, a continuación, trató de formar una articulación plástica

similar al desarrollado por una viga monolítica. La fractura de la nariz se debió a que el momento flexionante en la viga en la sección al paño de la columna sobrepasó ampliamente el momento de agrietamiento calculado.

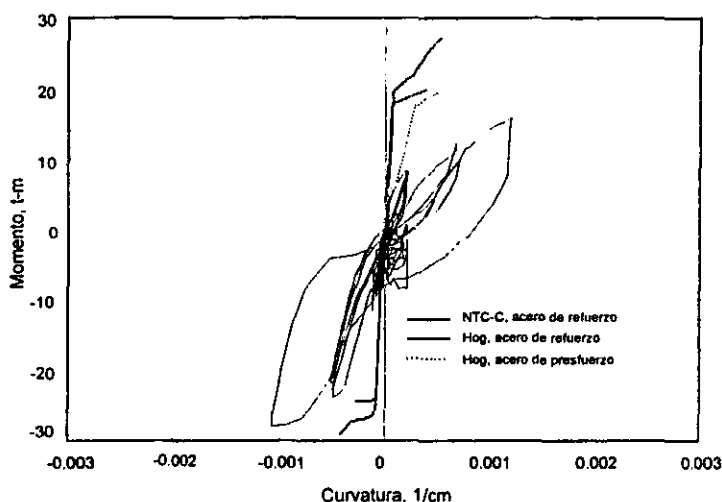


Figura 3.81 – Momentos calculados y registrados, Viga norte

Es claro que las vigas de rigidez mostraron un comportamiento mucho mejor que las vigas portantes, posiblemente debido a la inexistencia de una junta fría cerca de la cara de la columna, como en el caso de las vigas portantes, y a que el momento de agrietamiento de la parte inferior de la viga era mucho menor que el de las vigas portantes, lo que contribuyó a un comportamiento de viga, nudo y columna de carácter monolítico.

3.10 CONCLUSIONES

1. El arreglo ensayado en el modelo J-T representa un sistema eficaz para facilitar y agilizar el proceso constructivo de marcos prefabricados de concreto.
2. El comportamiento ante cargas laterales cíclicas de los modelos fue simétrico y estable.
3. La resistencia a carga lateral se mantuvo prácticamente constante hasta distorsiones de 3.5%. Esta distorsión es considerablemente mayor a la señalada en el RDF-93.
4. La resistencia medida del modelo J-E fue 10% mayor que la resistencia calculada con las NTC-C utilizando las propiedades nominales de los materiales. Sin embargo, la resistencia medida fue 80% de la resistencia calculada con las propiedades medidas de los materiales empleando el modelo de comportamiento del concreto propuesto por Hognestad. Las resistencias calculadas se relacionan con la falla a flexión de las vigas por agotamiento de la capacidad de deformación.
5. Las vigas portantes se plastificaron para momento negativo en la cara de la columna, como se esperaría en una conexión monolítica, por lo que, la resistencia de diseño para momento negativo se predijo bastante bien. En contraste, las vigas no plastificaron para momento positivo, presentando grandes diferencias entre las magnitudes calculadas y las medidas.
6. El nudo tuvo un comportamiento diferente del monolítico. El concreto del nudo falló por cortante-compresión posterior a la fluencia del refuerzo longitudinal del lecho superior de las vigas.

7. La resistencia al corte del nudo fue 20% menor que la calculada usando expresiones para estructuras monolíticas según las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.
8. No se registró pérdida de adherencia en las barras longitudinales del lecho superior de las vigas a través del nudo.
9. No se recomienda el uso de acero de presfuerzo, torones, sin presforzar para proporcionar la continuidad de las barras longitudinales del lecho inferior, en un arreglo como el ensayado, por la menor rigidez que presenta un elemento viga sujeto a flexión si es diseñado exclusivamente por capacidad resistente y no por capacidad de deformación.

CAPITULO 4

MODELO J-AP

4.1 RESUMEN

Con la finalidad de conocer el comportamiento de una conexión prefabricada diseñada para formar articulaciones plásticas lejos de la columna se construyó el modelo J-AP. Este sistema consiste en dejar aberturas o ventanas en las columnas prefabricadas. Posteriormente, las vigas prefabricadas se apoyan en la columna a la altura de dichas ventanas. Las barras de refuerzo para momento positivo (lecho inferior) terminan con dobleces a 90° en el extremo de la viga prefabricada que se apoya en el nudo. La continuidad mecánica de las barras del lecho inferior se logra de manera distinta para cada dirección del modelo. En la dirección portante, la continuidad se logra con bastones de acero de refuerzo que atraviesan en forma continua la columna y se anclan en los extremos de las vigas prefabricadas. En la dirección de rigidez, estas las barras se unen y se hacen continuas por medio de lazos de acero de refuerzo, anclados en los extremos de las vigas, y a través de los cuales pasa una barra de acero de refuerzo que se ancla dentro del nudo. El refuerzo para momento negativo es continuo a través del nudo. Adicionalmente se colocaron barras de acero de refuerzo a distintos alturas en los extremos de las vigas en ambas direcciones, con el objeto de alejar las articulaciones plásticas de la cara de la columna. La junta es finalmente reforzada transversalmente con estribos diseñados para confinar el concreto de la junta.

Para el ensaye del espécimen se utilizó un marco de carga, similar al del modelo J-T, que permitió aplicar cargas cíclicas pseudoestáticas. Además, el espécimen fue densamente instrumentado con el propósito de conocer las rotaciones del nudo, desplazamientos, cargas y distribución de esfuerzos en diferentes secciones transversales, tanto de las vigas como de la columna.

En este capítulo se presentan los resultados generales del ensaye del modelo J-AP, comparando su respuesta con el comportamiento esperado de acuerdo con las hipótesis de diseño. Se hace especial énfasis en el comportamiento del anclaje del acero de refuerzo para momento positivo y en el acero adicional para alejar las articulaciones plásticas de la cara de la columna.

4.2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

El modelo J-AP representó un marco en dos direcciones resistente a momento. Este modelo es importante para estudiar el desempeño de la unión con la participación de acciones en los dos sentidos, pero intentando desarrollar las articulaciones plásticas de las vigas lejos de la cara de la columna. La geometría se propuso de tal forma de tener un sistema equivalente al prototipo con una escala cercana a la real, tanto en la altura de la columna y claros de vigas, como en las secciones transversales. En la fig. 4.1 se muestran las dimensiones generales del modelo.

En el diseño se usaron los lineamientos dados por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, NTC-C (Departamento del Distrito Federal, 1996), las propiedades de diseño de los materiales y algunas recomendaciones de diseño para alejar las articulaciones plásticas lejos de la cara de la columna (Abdel-Fattah y Wight, 1987). En el diseño se tomaron factores de resistencia unitarios ($F_R = 1.0$).

Las cuantías de refuerzo longitudinal de vigas y columnas se propusieron de tal manera que el nudo quedara sometido a grandes demandas por corte y adherencia, de modo de revisar los mecanismos resistentes de la conexión J-AP y comparar su comportamiento con estructuras monolíticas equivalentes.

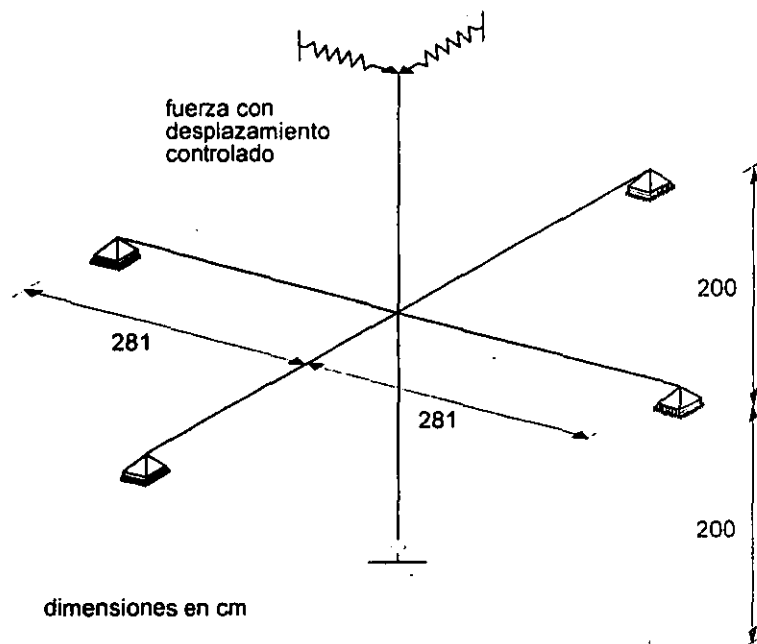


Figura 4.1 – Dimensiones generales del modelo J-AP

4.2.1 Diseño de la columna

Se propusieron las siguientes secciones transversales y características de los materiales:

Sección	50 x 50 cm
barras	8 No.12 $\rho = 0.036$
concreto	$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$
acero	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
	$f_u = 7000 \text{ kg/cm}^2$

por lo tanto:

$$f'_c = 0.8 f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2 > 250 \text{ kg/cm}^2, \text{ entonces}$$

$$f''_c = f'_c (1.05 - f'_c / 1250) = 231 \text{ kg/cm}^2$$

La carga axial en la condición máxima se supuso igual a cero, ya que investigaciones experimentales en nudos viga-columna han demostrado que su contribución a la resistencia al corte del nudo puede ser despreciada (Kurose y otros, 1988).

4.2.1.1 Resistencia a flexocompresión

El diagrama de interacción es el lugar geométrico de las combinaciones de carga axial y momento flexionante con las que un elemento alcanza su resistencia. Este diagrama normalmente es calculado con las hipótesis de diseño de las NTC-C, pero puede calcularse con otros modelos de comportamiento del concreto como el propuesto por Hognestad (Park y Paulay, 1988) y un modelo de comportamiento del acero que tome en cuenta el endurecimiento por deformación del acero. El modelo del acero con endurecimiento se determina a partir de la deformación de fluencia, la deformación para la cual comienza el endurecimiento y la deformación última. El tramo elástico y plástico se consideró como un comportamiento elastoplástico perfecto y el tramo de endurecimiento se representó con un polinomio de tercer grado. Para la columna propuesta, en la fig. 4.2 se presentan los diagramas de interacción obtenidos con ambos modelos.

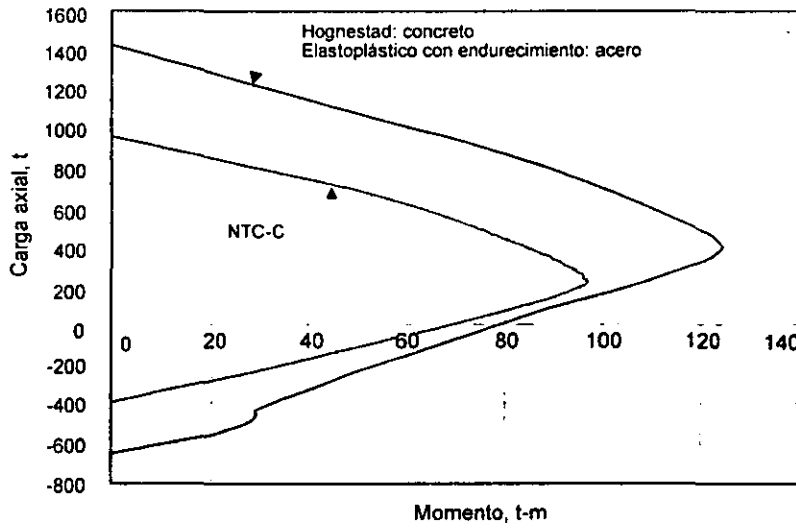


Figura 4.2 – Diagrama de interacción de la columna

El diagrama momento–curvatura de una sección muestra gráficamente la resistencia a momento de un elemento de acuerdo con el incremento de curvatura en la sección para una carga axial específica. La curvatura es el gradiente del perfil de deformaciones en una sección del elemento (Park y Paulay, 1988). En la fig. 4.3 se presentan dos gráficas momento–curvatura. La gráfica denominada NTC-C se calculó con cuatro puntos principales; el primer punto corresponde al momento y la curvatura obtenida con la sección bruta de la viga cuando se alcanza el esfuerzo a tensión en el concreto según las NTC-C. El segundo corresponde a la curvatura obtenida con la sección agrietada transformada y el momento del primer punto. El tercero corresponde al momento obtenido con la sección agrietada transformada considerando que el acero del lecho a tensión estaba fluyendo. En estos tres primeros puntos el modelo de comportamiento del concreto fue elástico lineal. El último punto se obtuvo con las hipótesis de las NTC-C, considerando un bloque de esfuerzos equivalente para el concreto. En todos los puntos mencionados el acero se consideró elastoplástico perfecto. En la otra gráfica, se utilizó el modelo de comportamiento del concreto propuesto por Hognestad y un modelo para el acero que consideró el endurecimiento por deformación.

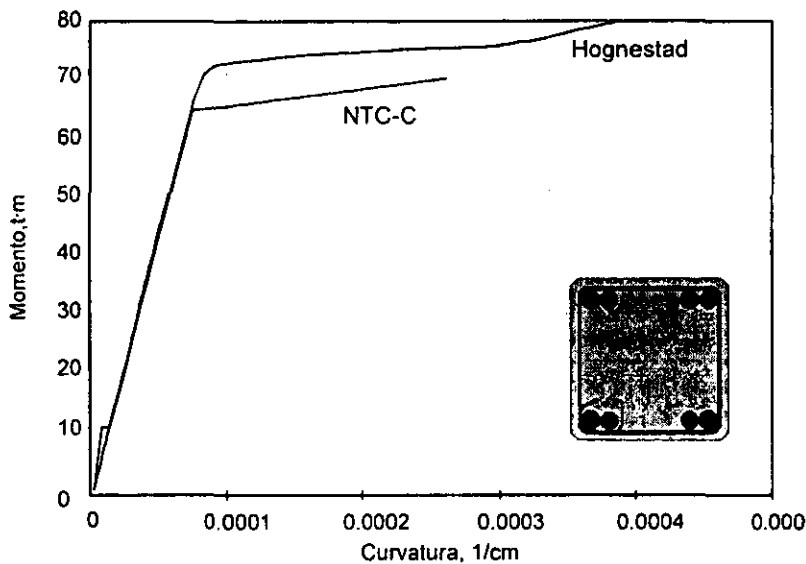


Figura 4.3 – Diagrama momento–curvatura, para carga axial $N = 0$

Por lo tanto, el momento resistente para la columna propuesta y con carga axial nula, según las NTC-C es

$$M_R = 69.4 \text{ t}\cdot\text{m}$$

4.2.1.2 Resistencia a fuerza cortante

Se propusieron estribos cuadrados del No.4 (12.7mm) separados a cada 10 cm (E No.4@10), por lo que para cada dirección de análisis se consideraron sólo dos ramas.

- Área de acero a cortante

$$A_v = 2(1.27) = 2.54 \text{ cm}^2$$

- cuantía de acero longitudinal (capa más cercana a la cara de compresión mínima)

$$\rho = A_s/A_g = 4(11.40) / 50^2 = 0.0182$$

- y ya que $0.0182 > 0.01$, se usó la siguiente expresión para calcular el esfuerzo cortante del concreto

$$V_{cr} = 0.5 b d \sqrt{f_c} = 0.5(50)(41.6) \sqrt{280} = 17\,403 \text{ kg}$$

La contribución a la resistencia a la fuerza cortante que proporcionan los estribos se calculó como:

$$V_s = A_v f_y d / s = 2.54(4200)(41.6) / 10 = 44\,379 \text{ kg}$$

y la resistencia total resulta:

$$V_R = V_{cr} + V_s = 17.4 + 44.4 = 61.8 \text{ t}$$

El cortante asociado al desarrollo de la resistencia a flexión de la columna es:

$$V_u = M_R / L_c = 69.4 / 1.75 = 39.7 \text{ t} < 61.8 \text{ t}$$

4.2.2 Diseño de las vigas portantes

Se denominan vigas portantes a las vigas que reciben las cargas verticales del sistema de piso. Para el diseño de las vigas portantes, dirección Este-Oeste, se consideraron dos secciones distintas en la viga. La sección 1 se localizó en la cara de la columna y la sección 2 a un peralte efectivo de la cara de la columna, que es donde se supuso que se localizaría el centro de la articulación plástica. Durante el diseño se debe colocar refuerzo adicional de flexión en la sección 1. Para el cálculo de la resistencia de la sección 1 se consideró la sección completa y el armado del acero de refuerzo que entra al nudo, ya que es el único que trabajará en el paño de la columna. Este armado toma en cuenta el acero adicional que aumenta la resistencia a flexión de las vigas y el refuerzo intermedio que mejora el comportamiento de la sección, cuando el refuerzo longitudinal de los lechos extremos alcanza deformaciones de fluencia. La cuantía de acero intermedio de una sola capa debía ser del 30 y 35% de la mayor cuantía de acero de refuerzo extremo (Abdel-Fattah y Wight, 1987). En la sección 2 se consideró únicamente el armado continuo sobre toda la viga. En la fig. 4.4 se presenta el procedimiento de diseño gráficamente. El momento actuante en la sección 1 depende directamente del momento resistente de la sección 2, y está relacionado con el diagrama de momento flexionante de la viga.

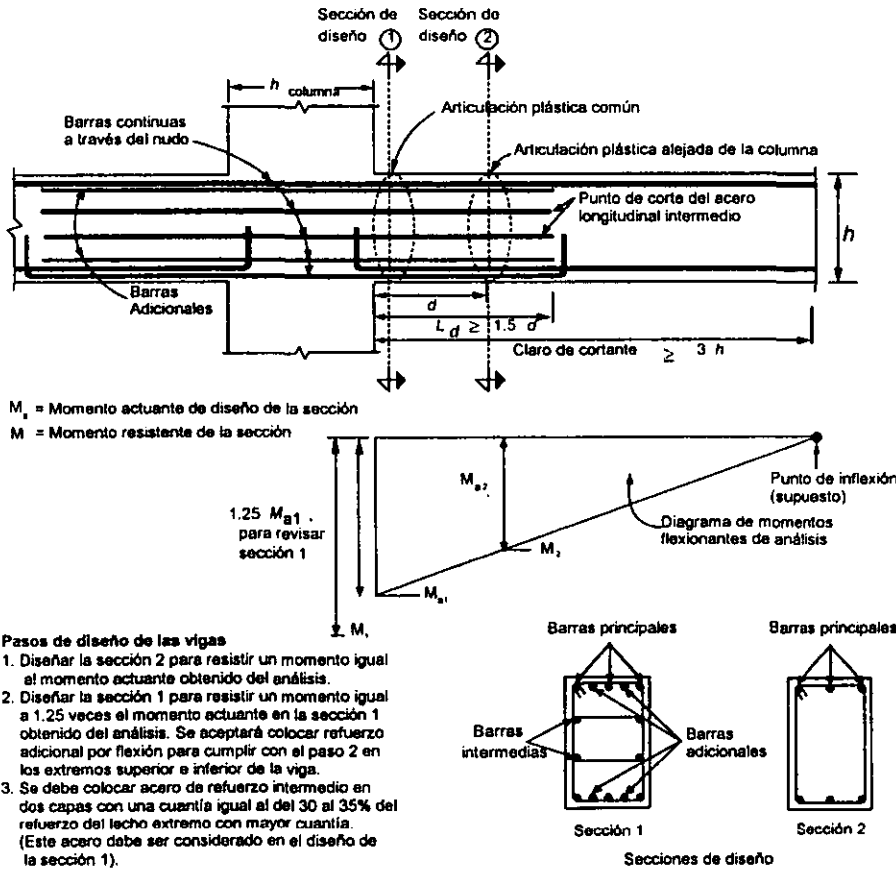


Figura 4.4 – Procedimiento de diseño de articulaciones plásticas alejadas de la cara de la columna

Tomando en cuenta las recomendaciones anteriores, se propusieron las siguientes secciones transversales para la sección 1 y 2.

Sección 1	50x50 cm	Sección 2	50x50 cm
barras	lecho superior	barras	lecho superior
	continuas		3 No. 8
	adicionales		2 No. 6
	lecho inferior	concreto	$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$
	intermedias	acero	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
concreto	$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$		$f_u = 7000 \text{ kg/cm}^2$
acero	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$		
	$f_u = 7000 \text{ kg/cm}^2$		

El armado de la sección 2 se propuso para que cuando presenten deformaciones de fluencia en el acero de refuerzo longitudinal en esta sección, el refuerzo en la sección 1 permaneciera elástico (Abdel-Fattah y Wight, 1987). De esta manera la articulación plástica deberá presentarse en la sección 2, lejos de la cara de la columna. Adicionalmente, se aceptó someter al nudo a altas demandas por corte.

4.2.2.1 Resistencia a flexión

Las resistencias de las vigas calculadas en las secciones 1 y 2 se resumen en las figs. 4.5 y 4.6. El último punto de las gráficas corresponde al momento resultante según las hipótesis de las NTCC, donde se consideró que todo el acero longitudinal a tensión está fluyendo.

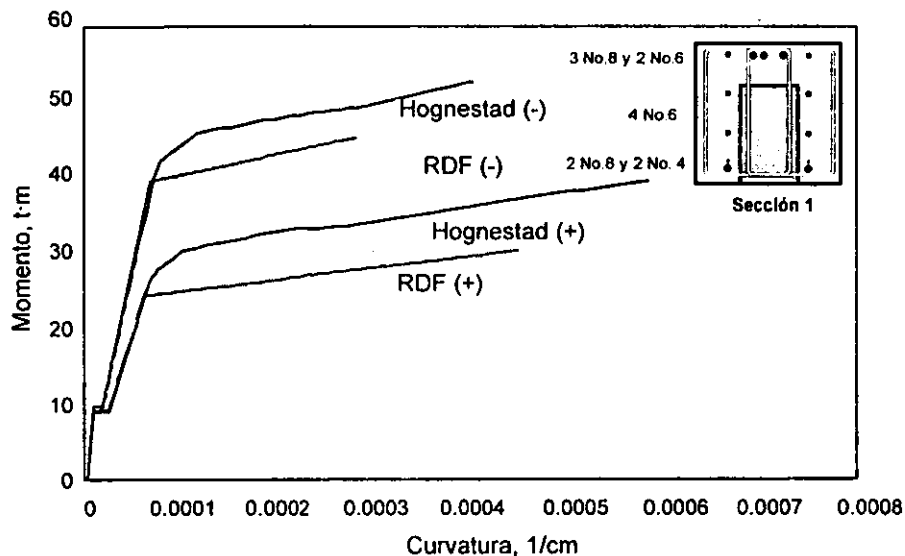


Figura 4.5 – Diagramas momento curvatura de las vigas portantes en la sección 1

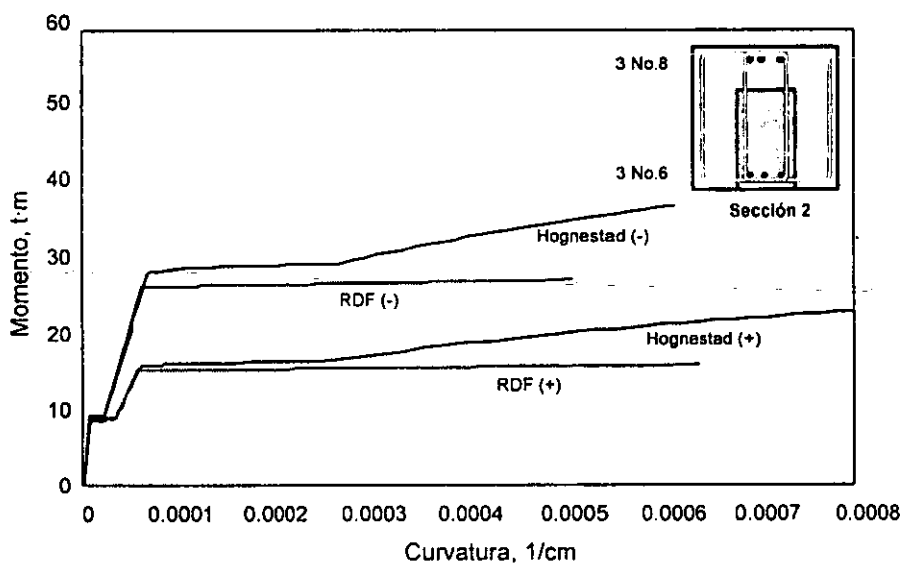


Figura 4.6 – Diagramas momento curvatura de las vigas portantes en la sección 2

Resumiendo, las resistencias a flexión obtenidas según las hipótesis de las NTC-C son:

Sección 1
 $M_R^{(+)} = 30.3 \text{ t·m}$
 $M_R^{(-)} = 45.3 \text{ t·m}$

Sección 2
 $M_R^{(+)} = 15.7 \text{ t·m}$
 $M_R^{(-)} = 27.0 \text{ t·m}$

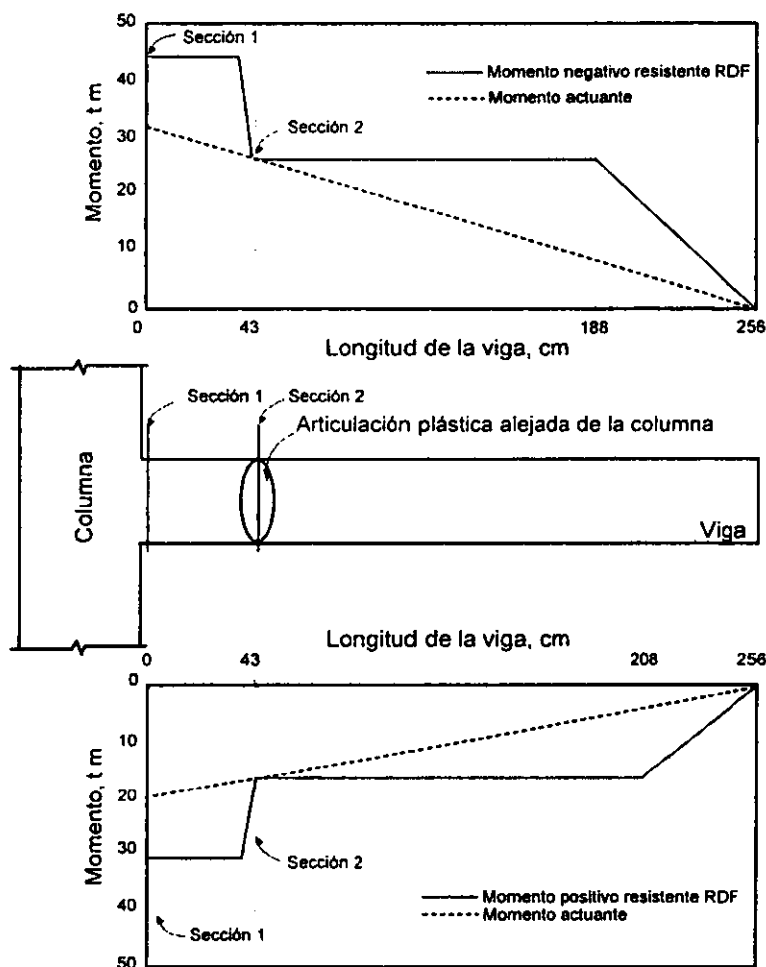


Figura 4.7 – Distribución de momentos actuantes y resistentes a lo largo de la viga portante

En la fig. 4.7 se presenta la distribución de momentos resistentes y actuantes en la viga portante para momento positivo y momento negativo. Es importante recalcar que la sección 2 se diseñó para controlar el momento actuante en la cara de la columna.

En la tabla 4.1 se presentan los momentos resistentes y actuantes en cada sección de la viga, así como la sobre resistencia entre ambos.

Tabla 4.1 – Momentos resistentes y actuantes

Viga portante		$M_{Resistente}$, t-m	$M_{Actuante}$, t-m	$M_{Resistente}/M_{Actuante}$
Sección 1	M^+	30.3	18.9	1.60
	M^-	45.3	32.5	1.39
Sección 2	M^+	15.7	15.7	1
	M^-	27.0	27.0	1

4.2.2.2 Resistencia a fuerza cortante

Para el cálculo de la resistencia a fuerza cortante de las vigas portantes se emplearon estribos del No. 3 separados a 10 cm y se revisaron las dos secciones. En la sección 1 se consideraron cuatro ramas de estribos para la sección completa ya que eran las que cubrían todo el peralte de las vigas, desde la cara de la columna

hasta 1.5 veces el peralte efectivo, mientras que en la sección 2 se consideraron, simplificada mente solo dos ramas (ver fig. 4.8).

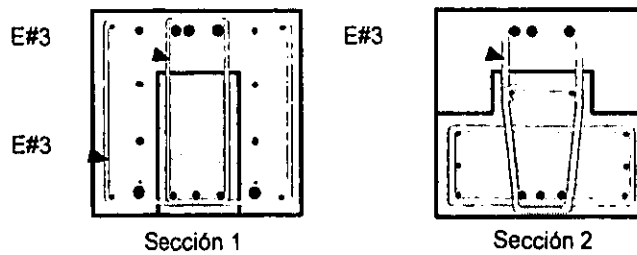


Figura 4.8 – Refuerzo para fuerza cortante en las vigas portantes

Sección 1

- área de acero a cortante

$$A_v = 4 (0.71) = 2.84 \text{ cm}^2$$

- cuantía de acero longitudinal

$$p = A_v/A_x = [3(5.07)+4(2.85)] / [(50)(43)] = 0.0124 > 0.01$$

$$V_{cR} = 0.5 b d \sqrt{f_c^*} = 0.5 (50)(43) / 280 = 17\,988 \text{ kg}$$

- es decir

$$V_{cR} = 18.0 \text{ t}$$

El acero transversal proporciona:

$$V_s = A_v f_y d / s = 2.84 (4200) (43) / 10 = 51\,290 \text{ kg}$$

y la resistencia total es:

$$V_R = V_{cR} + V_s = 69.3 \text{ t}$$

El cortante plástico máximo asociado a la formación de la articulación plástica por momento negativo en la viga en el paño de la columna es:

$$V_u = M_R^{(-)} / L_v = 32 / 2.56 = 12.5 \text{ t} < 69.3 \text{ t}$$

Sección 2

- área de acero a cortante

$$A_v = 2 (0.71) = 1.42 \text{ cm}^2$$

- cuantía de acero longitudinal

$$p = A_v/A_x = [3(5.07)] / [(50)(43)] = 0.0071 < 0.01$$

$$V_{cR} = b d (0.2 + 30p) \sqrt{f_c^*} = (50)(43) [(0.2 + 30(0.0071))] / 280 = 14\,858 \text{ kg}$$

- es decir

$$V_{cR} = 14.9 \text{ t}$$

El acero transversal proporciona:

$$V_s = A_v f_y d / s = 1.42 (4200) (43) / 10 = 25\,645 \text{ kg}$$

y la resistencia total es:

$$V_R = V_{cR} + V_s = 40.5 \text{ t}$$

El cortante plástico máximo asociado a la formación de la articulación plástica por momento negativo en la sección 2 es:

$$V_p = M_R^{(-)} / L_v = 27.0 / 2.13 = 12.7 \text{ t} < 40.5 \text{ t}$$

4.2.3 Diseño de las vigas de rigidez

Las vigas de rigidez son las vigas que reciben únicamente las fuerzas laterales aplicadas al marco. Para el diseño de las vigas de rigidez, dirección Norte-Sur, de manera similar que para las vigas portantes se consideraron dos secciones. Se propusieron las siguientes secciones transversales:

<i>Sección 1</i>		<i>Sección 2</i>	
Patín:	base 50 cm	Patín:	base 50 cm
	altura 20cm		altura 20cm
Alma:	base 22cm	Alma:	base 22cm
	altura 30cm		altura 30cm
barras:	lecho superior 2 No. 8, 2 No. 6, 2 No. 4	barras:	lecho superior 2 No. 8
	lecho inferior 2 No. 6		lecho inferior 2 No. 6
concreto :	$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$	concreto :	$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$
acero :	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	acero:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
	$f_u = 7000 \text{ kg/cm}^2$		$f_u = 7000 \text{ kg/cm}^2$

4.2.3.1 Resistencia a flexión

Las resistencias a flexión de las vigas calculadas en ambas secciones se presentan en la fig. 4.9 en forma de diagramas momento-curvatura.

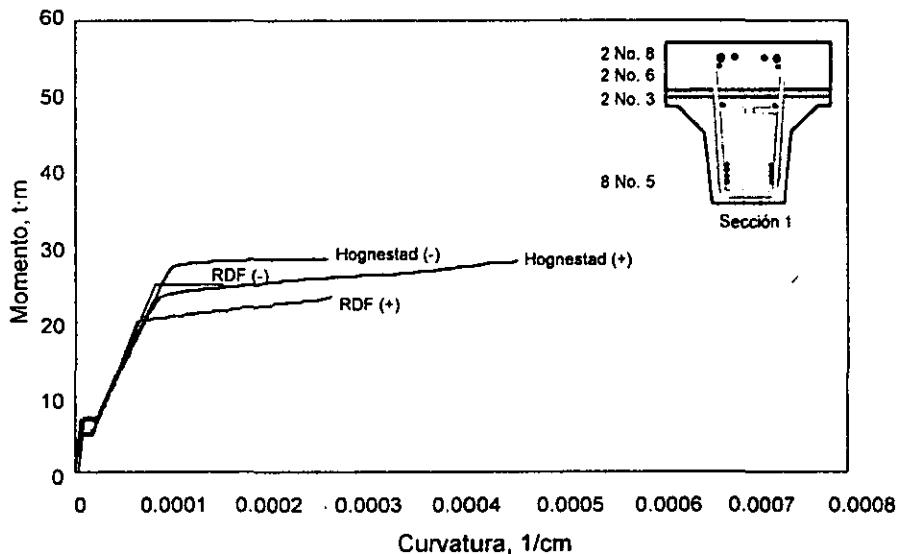


Figura 4.9 – Diagramas momento curvatura de la viga de rigidez (sección 1)

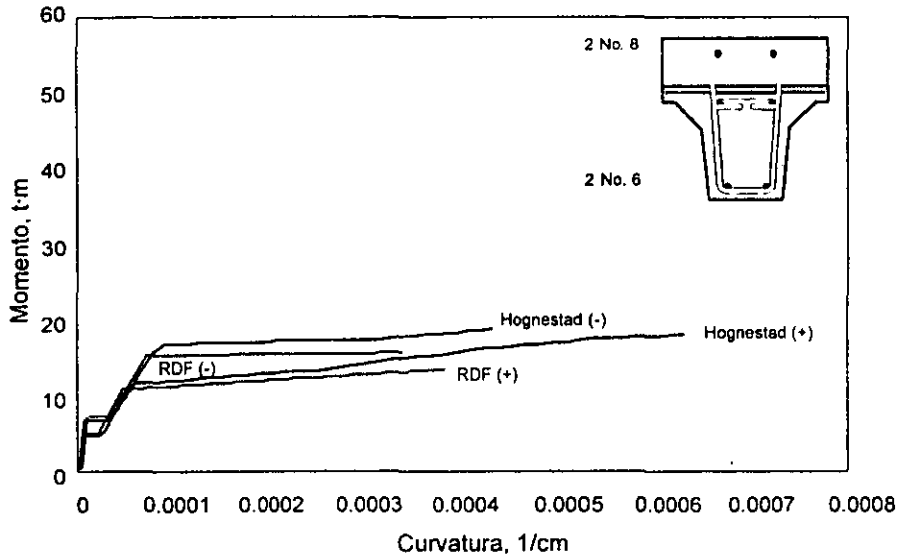


Figura 4.10 – Diagramas momento curvatura de la viga de rigidez (sección 2)

Resumiendo, las resistencias a flexión obtenidas según las hipótesis de las NTC-C son:

Sección 1

$$M_R^{(+)} = 22.9 \text{ t·m}$$

$$M_R^{(-)} = 24.9 \text{ t·m}$$

Sección 2

$$M_R^{(+)} = 13.0 \text{ t·m}$$

$$M_R^{(-)} = 15.6 \text{ t·m}$$

En la fig. 4.11 se presenta la distribución de momentos resistentes y actuantes en la viga de rigidez para momento positivo y momento negativo.

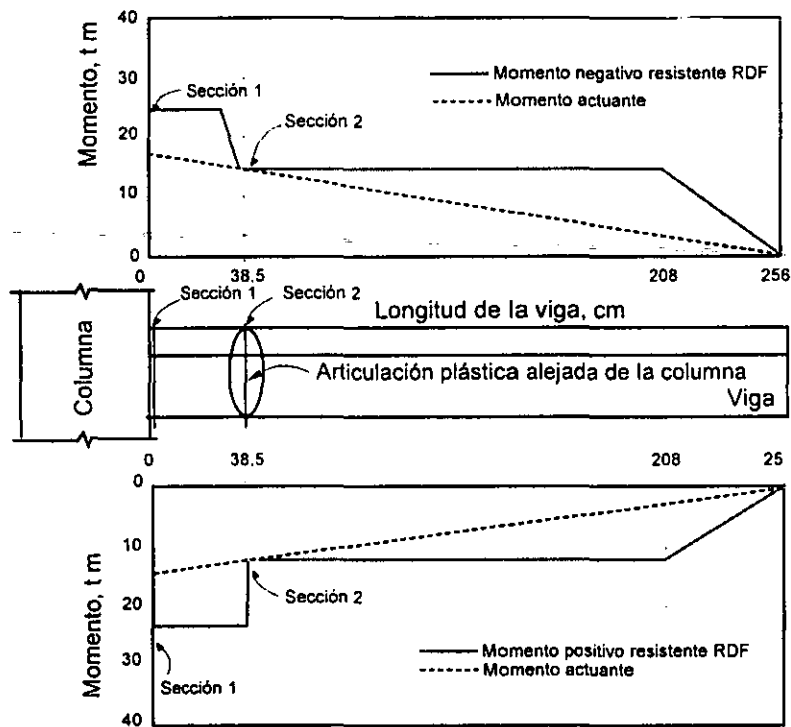


Figura 4.11 – Distribución de momentos actuantes y resistentes a lo largo de la viga de rigidez

En la tabla 4.2 se presentan los momentos resistentes y actuantes en cada sección de la viga, así como la sobre resistencia entre ambos.

Tabla 4.2 – Momentos resistentes y actuantes

Viga de rigidez		M _{Resistente} t-m	M _{Actuante} t-m	M _{Resistente} /M _{Actuante}
Sección 1	M ⁺	22.9	15.3	1.50
	M ⁻	24.9	18.4	1.35
Sección 2	M ⁺	13.0	13.0	1
	M ⁻	15.6	15.6	1

4.2.3.2 Resistencia a fuerza cortante

Se supusieron estribos del No. 3 separados a 10 cm y sólo se consideraron dos ramas de estribos para la sección 1 y 2, ya que eran las que cubrían todo el peralte de las vigas (ver fig. 4.12). Debido a que en toda la longitud de la viga tenía la misma distribución de estribos se revisó solamente la sección 1 que era la más crítica.

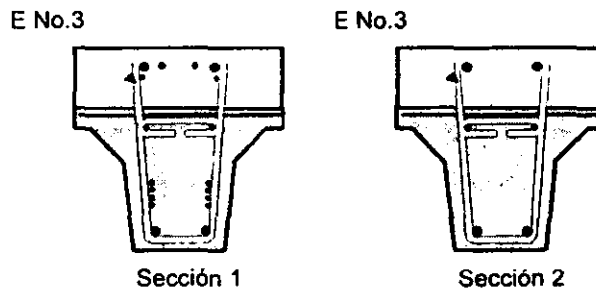


Figura 4.12 – Refuerzo para fuerza cortante en las vigas de rigidez

- área de acero a cortante
 $A_v = 2 (0.71) = 1.42 \text{ cm}^2$

- cuantía de acero longitudinal

$$p = A_v/A_R = [2(5.07)+2(2.85)+2(1.27)] / [(50)(20)+(22)(25)] = 0.0119 > 0.01$$

$$V_{CR} = F_R b d \sqrt{f_c} = 0.5 (22)(38.5) \cdot 280 = 7\,087 \text{ kg}$$

- es decir

$$V_{CR} = 7.1 \text{ t}$$

El acero transversal proporciona:

$$V_s = A_v f_y d / s = 1.42 (4200) (38.5) / 10 = 22\,961 \text{ kg}$$

y la resistencia total es:

$$V_R = V_{CR} + V_s = 30.1 \text{ t}$$

El cortante plástico máximo asociado a la formación de la articulación plástica por momento negativo en la viga en el paño de la columna es:

$$V_s = M_R^{(-)} / L_v = 18.4 / 2.56 = 7.2 \text{ t} < 30.0 \text{ t}$$

4.2.4 Revisión del nudo

De acuerdo con las NTC-C, el criterio para considerar un nudo como confinado depende del ancho relativo de las vigas a columna. El nudo de una conexión viga-columna con una columna de forma rectangular puede clasificarse como confinado si llegan al nudo cuando menos cuatro vigas y además, el ancho de cada una de estas es al menos el 75% del ancho respectivo de la columna. La columna tenía una sección rectangular de 50 x 50 m. El 0.75% de 50 cm es 37.5 cm. En la dirección portante las vigas tenían una sección rectangular de 50 x 50 cm. Sin embargo, las vigas en la dirección de rigidez tenían una sección variable de 50 cm a 22 cm de base, un promedio de ambas bases es igual a 36 cm, por lo que el nudo no cumple con el requisito anterior para ser considerado como confinado.

4.2.4.1 Revisión del nudo en la dirección portante

El nudo no cumplió con el requisito de que el ancho de todas las vigas que llegaban al nudo fueran al menos 0.75 veces el ancho de la columna en ambas direcciones y debió considerarse como no nudo confinado.

Por lo tanto, la resistencia de diseño se calculó según las NTC-C como:

$$V_R = 4.5 \sqrt{f_c} * b_c h$$

donde b_c es el ancho efectivo del nudo que resiste el cortante, y que es la media del ancho de vigas y columna, 50 cm;
 h es la dimensión de la columna en dirección de la carga, 50 cm; y
 f_c es la resistencia nominal del concreto a compresión, kg/cm².

$$V_R = 4.5 \sqrt{280} (50)(50) = 188\,248 \text{ kg}$$

$$V_R = 188 \text{ t}$$

Las fuerzas actuantes en el nudo se pueden ver esquemáticamente en la fig. 4.13. El corte en el nudo se calculó como:

$$V_{jh} = T_1 + T_2 - V_{col}$$

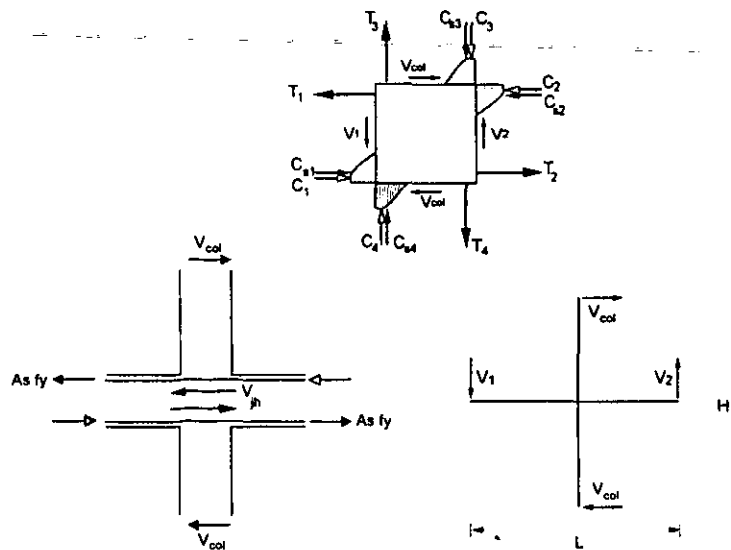


Figura 4.13 – Acciones de corte en el nudo

Los momentos actuantes calculados en la sección 1, a paño de la columna, cuando se alcanza la resistencia a flexión en la sección 2 son, de 32.5 y 18.9 t·m para flexión negativa y positiva, respectivamente. Tomando el claro $L = 5.12$ m en las vigas (con el punto de inflexión al centro de éstas) los cortantes valen:

$$V_1 = 32.5 / 2.56 = 12.7 \text{ t}$$

$$V_2 = 18.9 / 2.56 = 7.4 \text{ t}$$

La fuerza cortante en la columna se calculó como:

$$V_{col} = (V_1 + V_2) \cdot L / 2H$$

por lo tanto

$$V_{col} = (12.7 + 7.4) 5.62 / (2(4)) = 14.1 \text{ t}$$

Las fuerzas a tensión en el acero de las vigas se calcularon multiplicando el esfuerzo especificado de fluencia por un factor igual a 1.25 que tome en cuenta un mayor esfuerzo de fluencia que el nominal especificado y el endurecimiento por deformación del acero longitudinal. Así,

$$M_1 = 32.5 \text{ t m}$$

$$M_2 = 18.9 \text{ t m}$$

$$T_1 \approx 1.25 M_1 / (d - d') = 1.25 (32.5) / (0.43 - 0.05) = 106.9 \text{ t}$$

$$T_2 \approx 1.25 M_2 / (d - d') = 1.25 (18.9) / (0.43 - 0.05) = 62.2 \text{ t}$$

por lo tanto, la demanda de cortante en el nudo será:

$$V_{jh} = 106.9 + 62.2 - 14.1 = 155.0 \text{ t}$$

Finalmente, comparando la fuerza cortante resistente del nudo con la demanda, se tiene:

$$V_R = 188.25 > 155.0 \text{ t}$$

La demanda de fuerza cortante en el nudo es relativamente cercana la resistencia como se acordó anteriormente.

4.2.4.2 Revisión del nudo en la dirección de rigidez

De acuerdo con la sección 4.2.4 el nudo se consideró no confinado. Por lo tanto, la resistencia de diseño se calculó según las NTC-C como:

$$V_R = 4.5 \cdot f_c^* \cdot b_c \cdot h = 4.5 \cdot 280 \cdot (42.8) \cdot (50) = 161\,140 \text{ kg} = 161.1 \text{ t}$$

donde b_c es la media del ancho de vigas y columna, cm;
 h es la dimensión de la columna en dirección de la carga, cm; y
 f_c^* es la resistencia nominal del concreto a compresión, kg/cm².

Los momentos actuantes calculados en la sección 1 a paño de la columna, cuando se alcanza la resistencia en la sección 2 son de 18.4 y 15.3 t·m para flexión negativa y positiva, respectivamente. Tomando el claro $L = 5.12$ m en las vigas (con el punto de inflexión al centro de éstas) los cortantes valen:

$$V_1 = 18.4 / 2.56 = 7.2 \text{ t}$$

$$V_2 = 15.3 / 2.56 = 6.0 \text{ t}$$

La fuerza cortante en la columna se calculó como:

$$V_{col} = (V_1 + V_2) \cdot L / 2H$$

por lo tanto

$$V_{cul} = (7.2 + 6.0) 5.62 / (2(4)) = 9.3 \text{ t}$$

Las fuerzas a tensión en el acero de las vigas se calcularon multiplicando el esfuerzo especificado de fluencia por un factor igual a 1.25 que tome en cuenta un mayor esfuerzo de fluencia que el nominal especificado y el endurecimiento por deformación del acero longitudinal. Así,

$$M_1 = 18.4 \text{ t m}$$

$$M_2 = 15.3 \text{ t m}$$

$$T_1 \approx 1.25 M_1 / (d - d') = 1.25 (18.4) / (0.39 - 0.10) = 79.3 \text{ t}$$

$$T_2 \approx 1.25 M_2 / (d - d') = 1.25 (15.3) / (0.39 - 0.10) = 65.9 \text{ t}$$

por lo tanto, la demanda de cortante en el nudo será:

$$V_{\mu} = 79.3 + 65.9 - 9.3 = 135.9 \text{ t}$$

Finalmente, comparando la fuerza cortante resistente del nudo con la demanda, se tiene:

$$V_{Rj} = 161.1 > 135.9 \text{ t}$$

4.2.4.3 Revisión de la continuidad del refuerzo positivo en el nudo

En este inciso se revisa la continuidad del acero de refuerzo positivo en cada dirección.

4.2.4.3.a Dirección portante, Este-Oeste

En la dirección portante, la continuidad del acero longitudinal del lecho inferior se logró con dos bastones de acero de refuerzo que pasaban a través del nudo, en forma continua, y se anclaban en los extremos de las vigas en la misma dirección. Sin embargo, la continuidad mecánica del refuerzo del lecho inferior está ampliamente relacionada con el diseño de la sección I. Durante el diseño de la sección I se estableció la cuantía de acero necesaria para lograr que la articulación plástica se desarrollará a un peralte efectivo desde la cara de la columna. Por lo que, en esta sección sólo se revisa la longitud de anclaje de las barras de acero de refuerzo del lecho inferior, así como la de los bastones de acero de refuerzo (fig. 4.14).

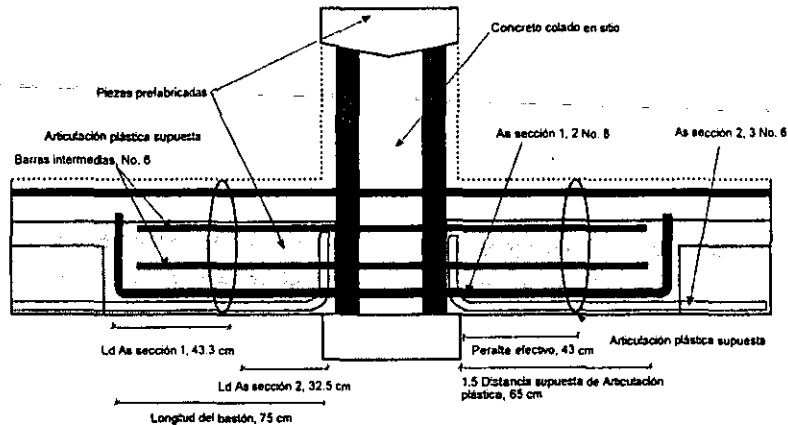


Figura 4.14 – Continuidad del acero de refuerzo positivo de las trabes portantes

Se pretendió que la fuerza que se desarrolla en las barras longitudinales del lecho inferior de las vigas fuera resistida por los bastones de acero de refuerzo. Las barras de refuerzo longitudinal del lecho inferior deberán alcanzar su longitud de desarrollo entre la distancia medida desde la cara exterior del doblé a 90° ahogado en la nariz de la viga hasta un peralte efectivo medido desde la cara de la columna hacia el extremo

de la viga (fig. 4.14). Esto es para garantizar que este refuerzo longitudinal pueda fluir en la sección 2. Sin embargo, el acero de refuerzo del lecho inferior en la sección 1, bastones del No. 8, deberá desarrollar fluencia desde el extremo del bastón hasta un peralte efectivo.

La longitud de desarrollo en las barras de la sección 1 y 2 se calcularon con la ec. 4.1, la cual es la establecida por las NTC-C para barras de acero de refuerzo con un dobléz a 90° en su extremo.

El lecho inferior de refuerzo de la sección 1 consiste de dos bastones del No. 8, para estos la longitud de desarrollo se obtuvo como sigue:

$$L_d = \frac{0.076d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} = \frac{0.076(2.54)(4200)}{\sqrt{350}} = 43.3 \text{ cm} \quad (4.1)$$

donde L_d es la longitud de desarrollo de la barra, cm;
 d_b es el diámetro nominal de la barra, cm;
 f_y es el esfuerzo nominal de fluencia de la barra, kg/cm²; y
 f'_c es la resistencia nominal a compresión del concreto, kg/cm².

Los bastones del No.8 fueron anclados en las vigas desde la cara de la columna hacia el extremo libre en una longitud de 75 cm (fig. 4.14). Esta longitud extra de 31.7 cm fue para ubicar la articulación plástica lejos de la cara de la columna.

El lecho inferior de la sección 2 constaba de tres barras del No. 6 dobladas a 90° dentro del extremo de la viga que penetra dentro del nudo y su longitud de anclaje se calcula a continuación:

$$L_d = \frac{0.076d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} = \frac{0.076(1.905)(4200)}{\sqrt{350}} = 32.5 \text{ cm}$$

donde L_d es la longitud de desarrollo de la barra, cm;
 d_b es el diámetro nominal de la barra, cm;
 f_y es el esfuerzo nominal de fluencia de la barra, kg/cm²; y
 f'_c es la resistencia nominal a compresión del concreto, kg/cm².

La longitud de desarrollo de las barras No. 6 con dobléz a 90° es de 32.5 cm, la cual, cumple con el requisito de no ser mayor que las distancia de un peralte efectivo, 43 cm (fig. 5.1).

4.2.4.3.b Dirección de rigidez, norte-sur

En la dirección de rigidez, la continuidad del refuerzo longitudinal del lecho inferior se logró con lazos de acero de refuerzo anclados en el extremo de la viga y un perno de continuidad dentro del nudo. Sin embargo, el diseño del acero de continuidad está ampliamente relacionado con el diseño de la sección 1. Durante el diseño de la sección 1 se estableció la cuantía de acero necesaria para lograr que la articulación plástica se desarrollara a un peralte efectivo desde la cara de la columna. Por lo que, en esta sección se revisan la longitud de anclaje de las barras de acero de refuerzo del lecho inferior, así como la de los lazos de acero de refuerzo. Finalmente se calcula el diámetro del perno. (fig. 4.15).

Se pretendió que la fuerza que se desarrolla en las barras longitudinales del lecho inferior de las vigas fuera resistida por fuerzas de tensión en los lazos de acero de refuerzo y éstas, a su vez, por un perno de acero de refuerzo anclado en el nudo, trabajando por dovola. Por compatibilidad de deformaciones, es de esperar que existan esfuerzos de aplastamiento en el concreto entre los lazos y el perno. Sin embargo, se puede considerar, simplíficadamente, que las fuerzas en los lazos de acero de refuerzo son resistidas directamente por el perno.

Las barras de refuerzo longitudinal del lecho inferior en la sección 2, barras continuas en toda la longitud de la viga, deberán alcanzar su longitud de desarrollo entre la distancia medida desde el paño exterior del dobléz a 90° de la barra dentro de la nariz prefabricada hasta un peralte efectivo (fig. 4.15), para garantizar que este acero de refuerzo pueda fluir en la sección 2. Sin embargo, el acero de refuerzo del lecho inferior en

la sección 1, lazos de acero de refuerzo, deberá desarrollar su longitud de anclaje desde la cara de la columna hacia el centro del claro.

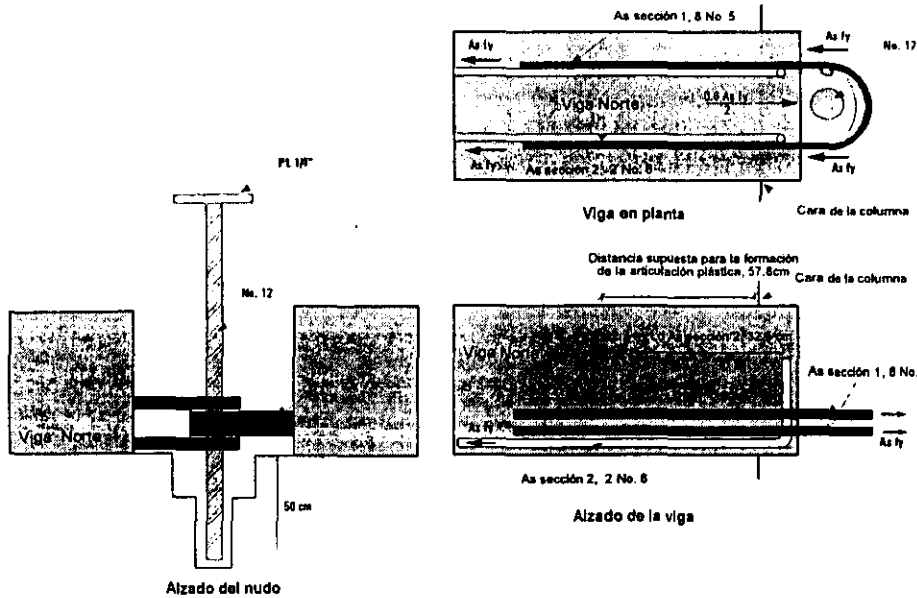


Figura 4.15 – Continuidad del acero de refuerzo positivo de las traves de rigidez

La longitud de desarrollo en las barras de la sección 1 y 2 se calcularon con las ec. 4.2 y 4.1, las cuales son las establecidas por las NTC-C para barras de acero de refuerzo sin doblez y con doblez en el extremo de la barra, respectivamente.

El lecho inferior de refuerzo de la sección 1 consiste de cuatro lazos de barras del No. 5 y la longitud de desarrollo se obtuvo con la ecuación 4.2, como se muestra a continuación:

$$L_d = 0.06 \frac{a_s f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.006 d_b f_y = \frac{0.06(1.97)(4200)}{350} = 26.6 \text{ cm} \geq \frac{0.006(1.58)(4200)}{350} = 39.8 \text{ cm} \quad (4.2)$$

- donde
- L_d es la longitud de desarrollo de la barra, cm;
 - d_b es el diámetro nominal de la barra, cm;
 - f_y es el esfuerzo nominal de fluencia de la barra, kg/cm²; y
 - f'_c es la resistencia nominal a compresión del concreto, kg/cm².

Los lazos de las barras del No.5 fueron anclados en las vigas de la nariz hacia el extremo libre en una longitud de 58 cm. Esta longitud extra de 18 cm, en forma similar a la dirección portante, es para ubicar la articulación plástica lejos de la cara de la columna.

El lecho inferior de la sección 2 constaba de dos barra del No. 6 dobladas a 90° dentro del extremo de la viga que penetra dentro del nudo y su longitud de anclaje se obtuvo con la expresión 4.1.

$$L_d = \frac{0.076 d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} = \frac{0.076(1.905)(4200)}{350} = 32.5 \text{ cm}$$

- donde
- L_d es la longitud de desarrollo de la barra, cm;
 - d_b es el diámetro nominal de la barra, cm;
 - f_y es el esfuerzo nominal de fluencia de la barra, kg/cm²; y
 - f'_c es la resistencia nominal a compresión del concreto, kg/cm².

La longitud de desarrollo de las barras No. 6 con dobléz a 90° es de 32.5 cm, la cual, cumple con el requisito de no ser mayor que la distancia de un peralte efectivo.

Para el diseño del perno se consideró que éste estaba exclusivamente sujeto corte, para lo cual, se puede aplicar la ec. 4.3 (Park y Paulay, 1996).

$$A_s = \frac{3 V_d}{2 f_y} = \frac{3 * [4(1.98)(4200)]}{2(4200)} = 6.86 \text{ cm}^2 \Rightarrow 1 \text{ No. 12} \quad (4.3)$$

donde A_s es el área de acero necesaria en el perno, cm^2 ;
 V_d es la fuerza de tensión en el torón, kg; y
 f_y es el esfuerzo nominal de fluencia del perno, kg/cm^2 .

Se decidió utilizar una barra del No. 12 con un área igual a 11.4 cm^2 , esta área de 1.6 veces mayor a la obtenida con la ec. 4.3 es con objeto de tener un factor de seguridad lo suficientemente amplio. Con el propósito de mejorar el anclaje del perno dentro del nudo se decidió introducir la barra en la parte inferior de la columna 50 cm y soldarle una placa de $\frac{1}{4}$ plg (6.4 mm) en la parte superior, como se muestra en la fig. 4.15. Durante el ensaye y el análisis de datos, se observó que esta placa no era necesaria.

4.2.5 Revisión del acero adicional e intermedio en las vigas

Se colocó una cuantía de acero extra en la sección I, tanto en las vigas portantes como en las de rigidez, tanto en el lecho superior como en el lecho inferior, para aumentar la capacidad a momento resistente de la sección y poder reubicar la articulación plástica sobre la viga. Adicionalmente, se colocó en la dirección portante una cuantía de acero intermedio en la viga para mejorar el comportamiento de la sección durante la fluencia del acero de refuerzo longitudinal del lecho superior como inferior (fig. 4.16)

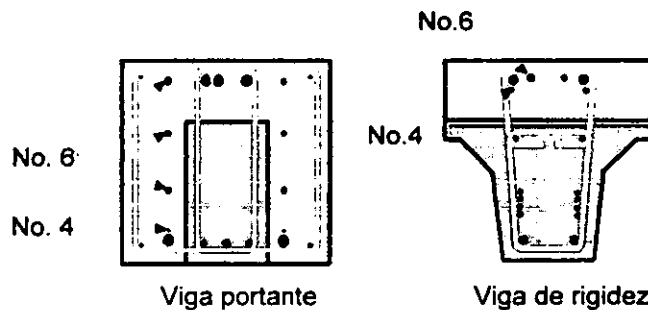


Figura 4.16 – Refuerzo adicional e intermedio

La longitud del acero adicional como el intermedio se propuso igual a 1.5 veces el peralte efectivo de la sección, tal que su longitud de desarrollo no fuera mayor que este valor (Abdel-Fattah y Wight, 1987).

La longitud de desarrollo de las barras No. 6 se obtuvo como sigue:

$$L_d = 0.06 \frac{a_s f_y}{f_c} \geq 0.006 d_b f_y = \frac{0.06(2.85)(4200)}{350} = 38.4 \text{ cm} \geq 0.006(1.905)(4200) = 48.0 \text{ cm} \quad (4.2)$$

donde L_d es la longitud de desarrollo de la barra, cm;
 d_b es el diámetro nominal de la barra, cm;
 f_y es el esfuerzo nominal de fluencia de la barra, kg/cm^2 ; y
 f_c es la resistencia nominal a compresión del concreto, kg/cm^2 .

$$L_d \text{ propuesta } 1.5d = 1.5(43) = 65 > 48 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la longitud de corte de las barras intermedias y adicionales fue de 65 cm. Algunas barras adicionales fueron del No.4 pero su L_d es menor que las del No. 6, por lo que se respetó 65 cm.

4.2.6 Configuración del conjunto vigas–columna

Con los resultados anteriores se revisaron las fuerzas máximas de diseño que se podrían aplicar al modelo (fig. 4.17). Se consideraron claros de 5.12 m al paño de la columna y alturas de entrepiso de 4 m. Se supuso que ante cargas horizontales, la estructura tendría los puntos de inflexión cerca de los centros de los claros de sus elementos.

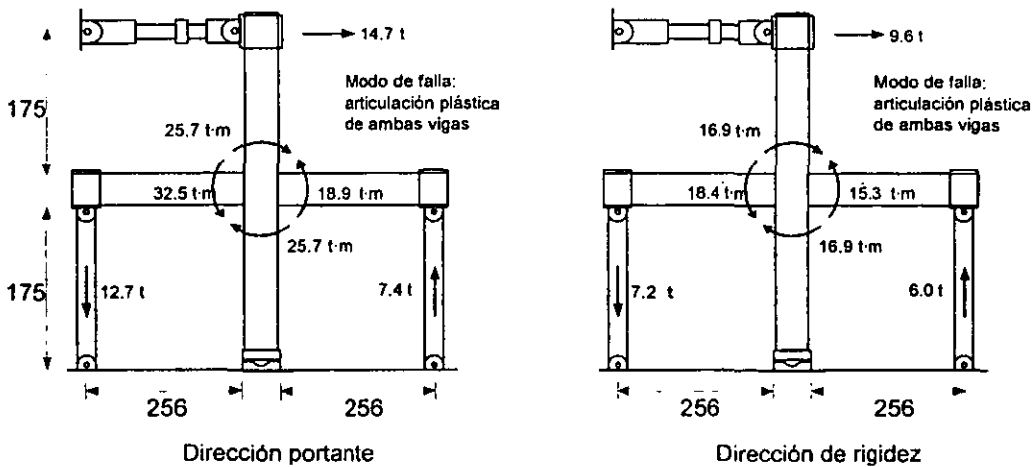


Figura 4.17 – Fuerzas máximas de diseño del modelo J-AP

4.2.6.1 Cálculo de la cortante máxima de entrepiso debido a la falla de nudo

La siguiente expresión permitió determinar la cortante máxima de entrepiso que produce la falla del nudo.

$$V_{lateral} = \frac{4.5 \sqrt{f_c^*} b_c h J_h}{H \left(1 - \frac{h}{L} - \frac{J_h}{H} \right)} = \frac{4.5 \sqrt{280} (50) (50) (38)}{400 \left(1 - \frac{50}{512} - \frac{38}{400} \right)} = 22\,151 \text{ kg} = 22.7 \text{ t} > 14.7 \text{ t} > 8.2 \text{ t} \quad (4.4)$$

- donde $V_{lateral}$ es la cortante última de entrepiso que produce la falla del nudo, t;
 f_c^* es el esfuerzo medio a compresión del concreto, kg/cm²;
 b_c es la media del ancho de las vigas y columna, cm;
 h es la profundidad del nudo, cm;
 J_h es el brazo de momento en las vigas, cm;
 L es la longitud de claro de vigas, cm; y
 H es la altura de la columna, cm.

Se comprobó que la cortante máxima de entrepiso asociada a la falla del nudo fuera mayor que la cortante asociada a la falla por articulaciones plásticas en las vigas en cada dirección (ec. 4.4).

4.2.7 Consideraciones de diseño

4.2.7.1 Vigas portantes

La cuantía de acero de refuerzo longitudinal para momento positivo se obtuvo para resistir aproximadamente el 50% del momento negativo (sección 5.2.2 de las NTC-C), con la finalidad de representar las fuerzas actuantes en un edificio construido con este sistema estructural. Se revisó, además, que los momentos resistentes flexionantes, tanto en las vigas como en la columna fueran superiores a 1.5 veces a sus respectivos momentos de agrietamiento (sección 2.1.2.a de las NTC-C). Estos requisitos son exigidos en el diseño de marcos dúctiles y de elementos a flexión de las NTC-C, respectivamente.

Se cumplió con la sección 5.3.2 de las NTC-C que limita la resistencia mínima a flexión de la columna en el nudo con la siguiente relación:

$$\frac{\sum M_e}{\sum M_g} = 2.7 \geq 1.5$$

donde $\sum M_e$ es la suma de los momentos resistentes de diseño de las columnas que llegan al nudo; y $\sum M_g$ es la suma de los momentos resistentes de diseño de las vigas que llegan al nudo.

La sumatoria de los momentos resistentes de diseño de las vigas se realizó con los momentos actuantes máximos de la fig 4.7. Estos momentos actuantes en la sección 1 dependen de los momentos resistentes máximos calculados de la sección 2, considerando exclusivamente el f_y del acero longitudinal inferior y superior.

El diametro máximo de barras que pasan a través del nudo se limitó a No. 8 para cumplir con la relación $h_{columna} / d_b \text{ barra de viga} \geq 20$ mencionada en la sección 5.4.3 de las NTC-C para controlar la degradación de rigidez y la resistencia del nudo debido al deterioro en la adherencia de las barras de las vigas que atraviesan el nudo.

Es importante mencionar que las barras de acero de refuerzo inferior no son continuas a través del nudo y que la continuidad se logra con bastones de acero de refuerzo. Este innovador tipo de conexión del acero no tiene referencia alguna en las NTC-C, de modo que se diseñó como se presentó en 2.2.4.3.a.

La distribución del acero de refuerzo transversal del nudo fue similar a la del acero de refuerzo por corte en la columna. Así, se cumplió con los requisitos de marcos dúctiles de las NTC-C (sección 5.4.2).

4.2.7.2 Vigas de rigidez

La cuantía de acero de refuerzo longitudinal para momento positivo se obtuvo para resistir aproximadamente el 80% del momento negativo (sección 5.2.2 de las NTC-C), con la finalidad de representar las fuerzas actuantes en un edificio construido con este sistema estructural. Se revisó, además, que los momentos resistentes flexionantes, tanto en las vigas como en la columna, fueran superiores a 1.5 veces sus respectivos momentos de agrietamiento (sección 2.1.2.a de las NTC-C). Estos requisitos son exigidos en el diseño de marcos dúctiles y de elementos a flexión de las NTC-C, respectivamente.

Se cumplió con la sección 5.3.2 de las NTC-C que limita la resistencia mínima a flexión de la columna en el nudo con la siguiente relación:

$$\frac{\sum M_e}{\sum M_g} = 4.11 \geq 1.5$$

De manera semejante a la dirección portante, la sumatoria de los momentos resistentes de diseño de las vigas se realizó con los momentos actuantes máximos de la fig 4.11. Estos momentos máximos en la sección

l dependen de los momentos máximos calculados para la sección 2, considerando exclusivamente el f_v del acero longitudinal inferior y superior.

Se revisó la relación que restringe $h_{columna} / d_b \text{ barra de viga} \geq 20$ para controlar la degradación de rigidez y la resistencia del nudo debido al deterioro en la adherencia de las barras de las vigas que atraviesan el nudo.

Es importante mencionar que las barras de acero de refuerzo inferior no son continuas a través del nudo y que la continuidad se logra con lazos de acero de refuerzo en el extremo de la viga, que posteriormente son anclados en un perno de continuidad. Este innovador tipo de conexión del acero no tiene referencia alguna en las NTC-C, de modo que se diseñó como se presentó en 2.2.4.3.b.

4.2.8 Descripción del modelo

4.2.8.1 Columna

La geometría y armado se muestran en la fig. 4.18. La columna tenía una sección de 50 x 50 cm y una longitud de 4.14 m. Estaba reforzada longitudinalmente con ocho barras del No.12 distribuidas en las esquinas en paquetes de dos barras, todas continuas a lo largo del elemento. El refuerzo transversal consistió en estribos del No. 4 separados a 10 cm. Ambos refuerzos fueron de grado 42.

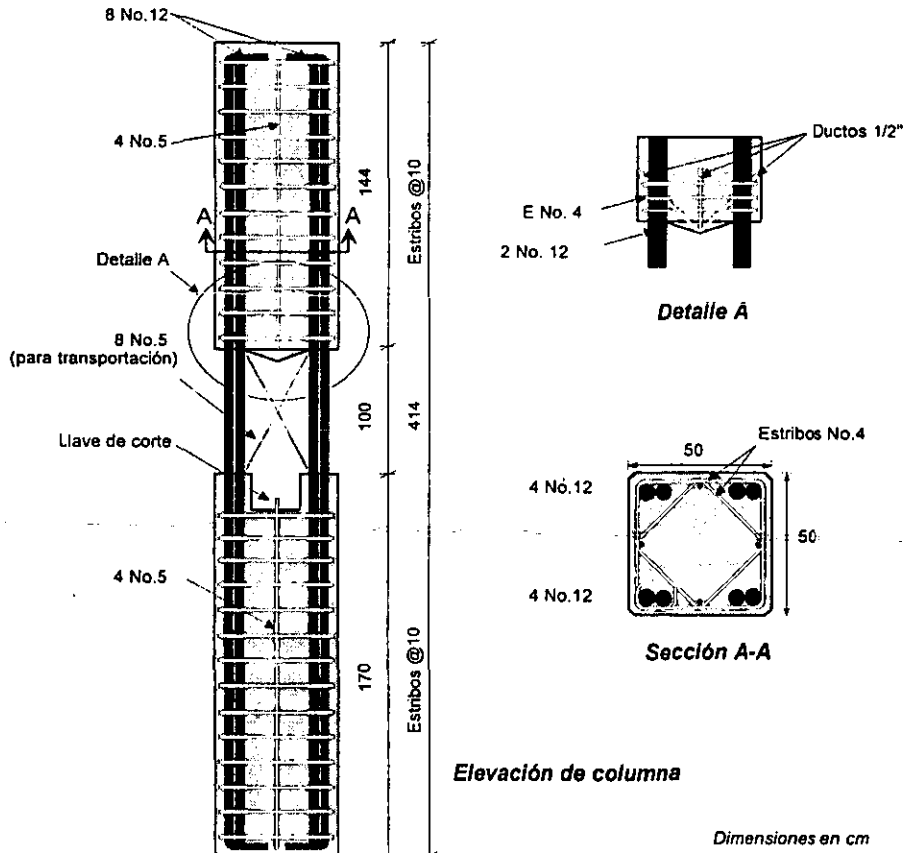


Figura 4.18 – Geometría y armado de la columna del modelo J-AP

La columna fue de concreto reforzado y prefabricado. La parte prefabricada comprendió los extremos de la columna. A la mitad del claro se dejó una abertura de 1 metro para permitir el montaje de las vigas. Esta abertura se rellenó con la parte superior de las vigas, una vez que el armado de la conexión estuvo listo. La resistencia nominal del concreto fue de 350 kg/cm^2 .

En cada cara de la columna a la altura de la ventana se dejaron dos barras del No. 5 en forma de cruz con la finalidad de evitar problemas de pandeo y torsión durante su transporte, las cuales, fueron cortadas a la altura del nudo antes del montaje de las vigas (fig. 4.18).

En la parte superior de la ventana, el concreto prefabricado terminaba en forma de pirámide, en cuyo vértice afloraban cuatro ductos galvanizados de ½ plg (1.27 cm) de diámetro, como se observa en el detalle A de la fig. 4.18, con el propósito de facilitar la expulsión del aire atrapado durante el colado de la ventana. Adicionalmente, en la parte inferior de la ventana se dejó una llave de corte entre el concreto prefabricado y el colado en sitio, para mejorar la adherencia y transmisión de fuerzas entre ambos concretos.

4.2.8.2 Vigas portantes

La geometría y refuerzo de las vigas portantes se muestran en la fig. 4.19. Las vigas portantes se construyeron en dos partes; primero, en la planta de prefabricados, se construyó la parte inferior y posteriormente se completaron ya montadas en la estructura con un colado en sitio. La parte inferior de la viga comúnmente se construye presforzada, y su ancho se reduce en la zona del nudo, denominada nariz, para poder ser apoyada en la ventana de la columna durante el montaje y permitir la colocación del refuerzo de continuidad, así como, el refuerzo longitudinal intermedio. La parte inferior se reforzó con tres barras longitudinales del No. 6 en su lecho inferior y estribos abiertos del No. 3 a cada 10 cm. Sin embargo, en la longitud de la nariz (80 cm) se colocaron estribos adicionales del No. 3 abiertos de mayor longitud (fig. 4.19 detalle A). Los estribos de mayor longitud fueron doblados con la forma de la sección transversal completa de la viga durante el montaje. El acero longitudinal terminó con ganchos a 90° dentro de la nariz de la viga prefabricada. Estos ganchos no sobresalían de la viga prefabricada. La nariz contenía dos pares de ductos de ¼ plg (1.9 cm) de diámetro con el fin de permitir el paso de los estribos de confinamiento del nudo, durante el armado de la conexión en el sitio. La sección prefabricada de las vigas se muestra en la sección B-B de la fig. 4.19.

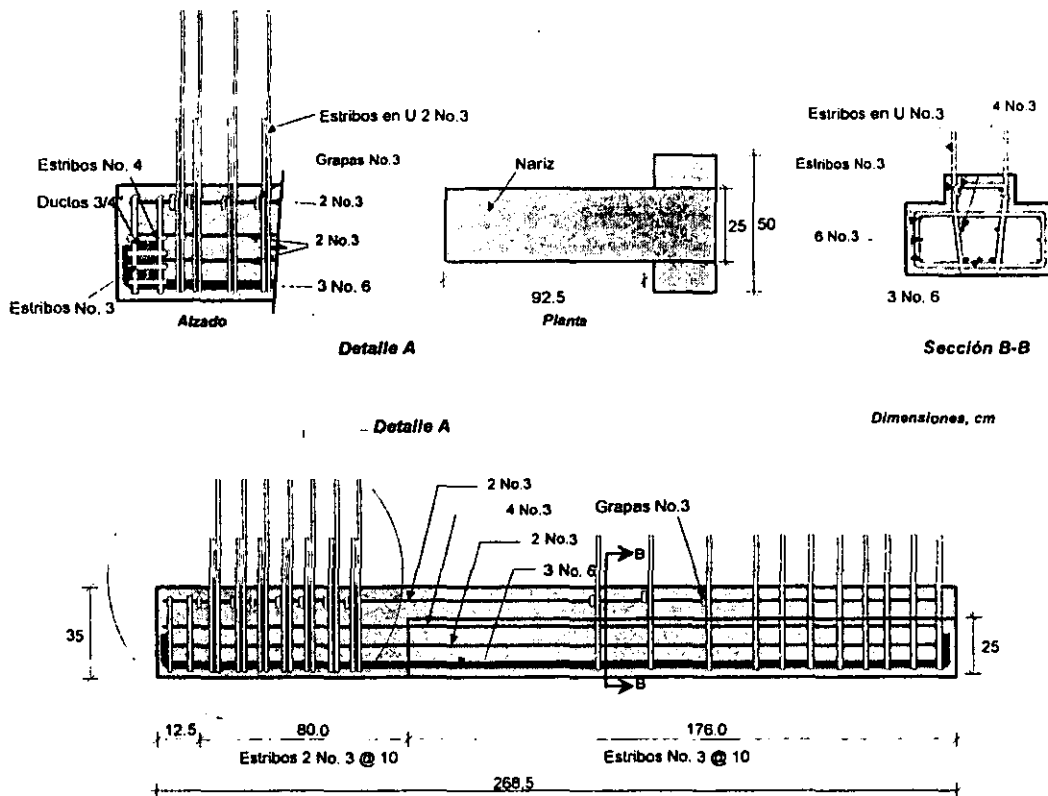


Figura 4.19 – Geometría y armado de las vigas portantes

Durante la segunda parte se completó el peralte total de las vigas y la sección de la nariz, de modo que toda la longitud de la viga tuviese la misma sección transversal. Para esto, se colocaron los bastones de continuidad del lecho inferior, el refuerzo longitudinal adicional e intermedio, el refuerzo transversal del nudo y, por último, el acero longitudinal del lecho superior de las vigas (fig. 4.20). La continuidad del acero del lecho inferior se logró con dos bastones del No. 8 y dos barras del No. 4 situados en el lecho inferior y a ambos lados de la viga. El acero longitudinal del lecho superior constó de tres barras del No. 8 y dos barras del No. 6 como refuerzo adicional. El refuerzo longitudinal intermedio constó de cuatro barras del No. 6 distribuidos en dos lechos, a $\frac{1}{3}$ y $\frac{2}{3}$ del peralte total de la viga. El acero longitudinal negativo, el refuerzo adicional, intermedio y de continuidad del lecho inferior fueron continuos a través de la junta.

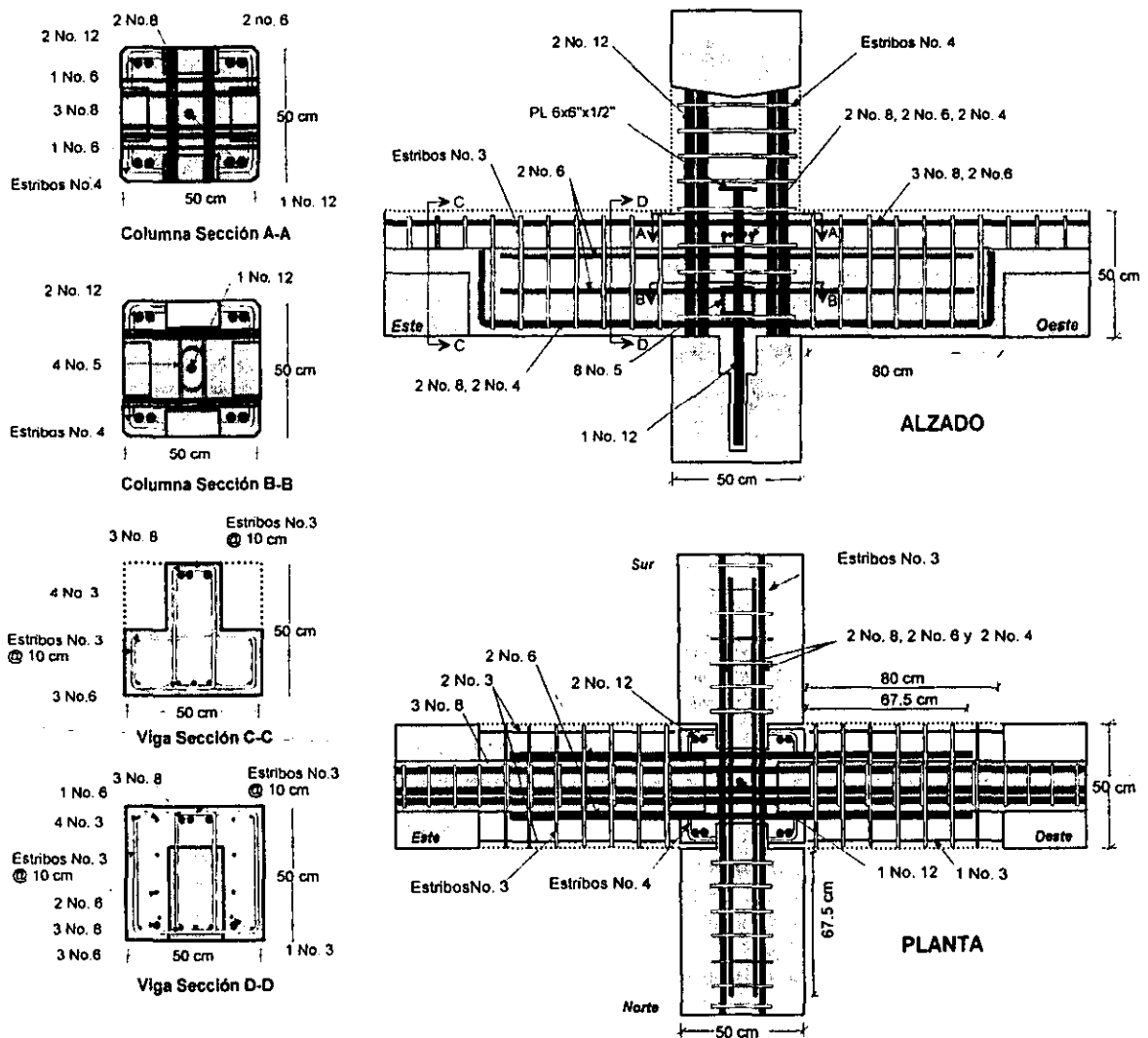


Figura 4.20 - Detalles de la unión viga columna, dirección portante

4.2.8.3 Vigas de rigidez

La geometría y refuerzo de las vigas de rigidez se muestran en la fig. 4.21. Las vigas de rigidez se construyeron simultáneamente y en forma similar a las portantes. La sección transversal prefabricada se

muestra en la sección A-A de la fig. 4.21. A diferencia de las vigas portantes, la sección final fue en forma de T con un alma de 22 cm de base y 30 cm de altura, y con un patín de 50 cm de base y 20 de altura, además que la nariz medía solamente 12.5 cm de longitud.

El refuerzo longitudinal de la parte inferior constó de dos barras No. 6. En la nariz, se colocaron cuatro barras No. 5 en forma de U y sus extremos se traslaparon con el refuerzo longitudinal. La longitud del traslape fue de 72.5 cm. Las Ues de las barras sobresalieron de la nariz de la viga (fig. 4.21). El refuerzo longitudinal del lecho superior constó de dos barras del No. 8 y el refuerzo longitudinal adicional de dos barras del No 6 y No.4. El refuerzo longitudinal adicional tuvo una longitud de 60 cm en el extremo de la viga. Tanto el refuerzo longitudinal del lecho superior como el adicional atravesaron de manera continua la junta.

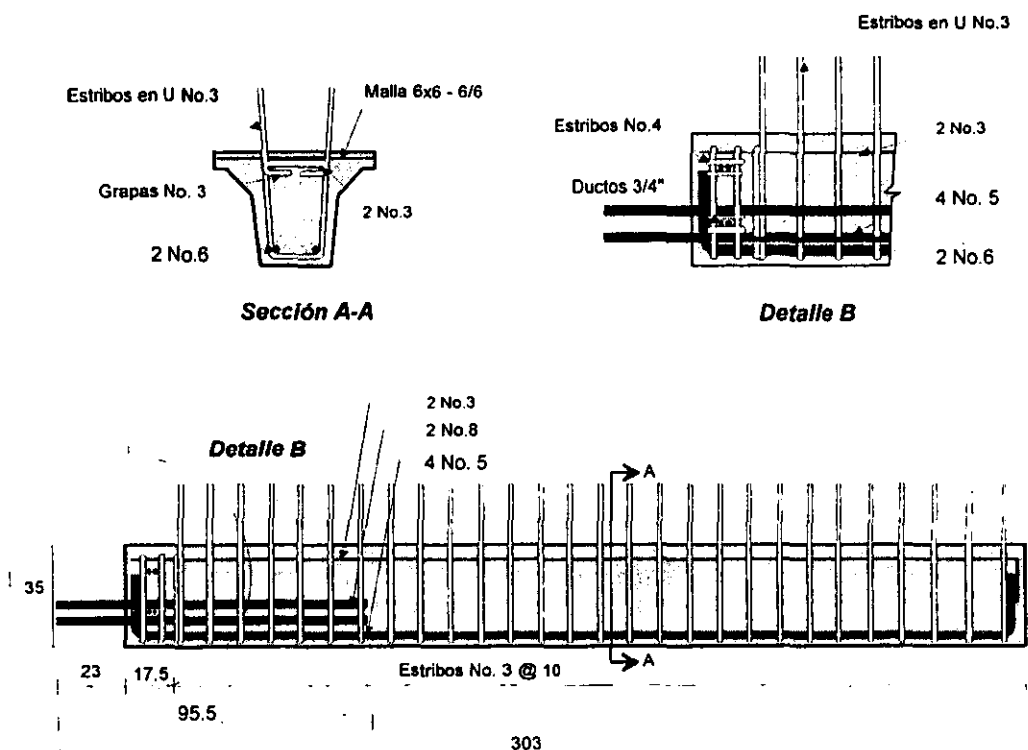


Figura 4.21 – Geometría y armado de las vigas de rigidez

De forma similar a las vigas portantes, la nariz contenía dos pares de ductos de 3/4 plg (1.9 cm) de diámetro con el fin de permitir el paso de los estridos de confinamiento del nudo, durante el armado de la conexión en el sitio. La sección prefabricada de las vigas se muestra en la sección A-A de la fig. 4.21.

La continuidad del acero del lecho inferior se logró introduciendo un perno a través de la intersección de las Ues de las barras (fig. 4.22). El perno fue una barra del No. 12 que se introdujo 50 cm en la parte inferior de la columna y se ancló en la parte superior de la misma con una placa soldada de 1/4 plg (0.64 mm).

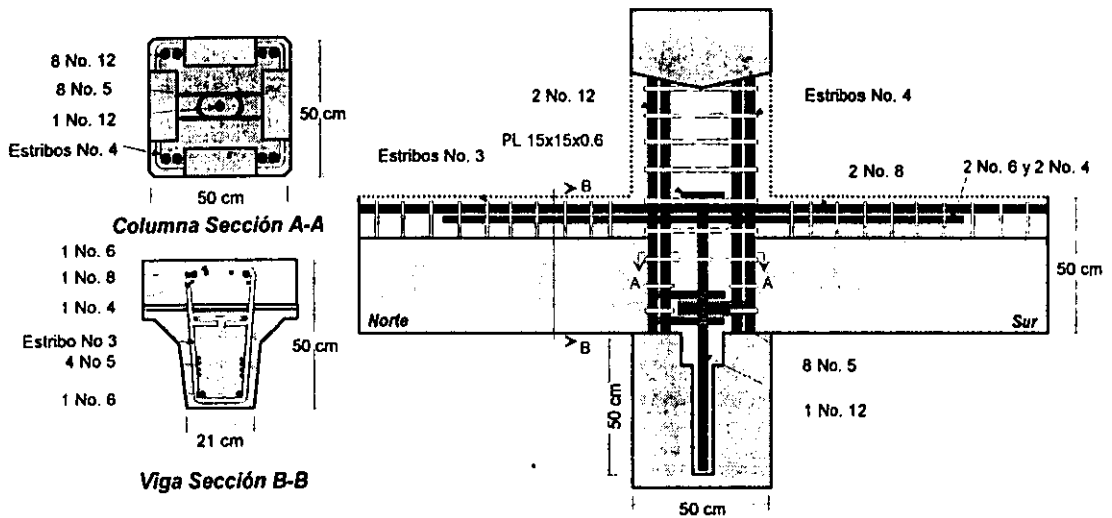


Figura 4.22 – Detalles de la unión viga columna, dirección de rigidez

4.3 FABRICACIÓN Y CONSTRUCCIÓN

Como se mencionó, la fabricación del modelo se realizó en dos etapas principales. La primera se llevó a cabo en la planta de elementos prefabricados de Servicios y Elementos Presforzados S.A. de C.V. (SEPSA) ubicada en Jiutepec, Morelos. Esta etapa consistió en el habilitado del acero de refuerzo, colocación de la instrumentación interna en el acero de refuerzo, armado, elaboración de moldes, colado, curado a vapor y descimbrado de los elementos que formarían parte de la conexión.

Inicialmente, se instrumentó el refuerzo con deformímetros eléctricos de 5 mm de longitud. Una vez terminados los armados de las vigas y de la columna, se colocaron dentro de moldes de acero previamente impregnados con diesel como desmoldante. El concreto fue colocado en los moldes directamente de la dosificadora por medio de un brazo especial, en capas, y su compactación se realizó mediante un vibrador eléctrico portátil. Tres horas después del colado se comenzó el curado de las piezas con presión de vapor de agua. El curado duró alrededor de 8 h hasta que las piezas alcanzaron el 80% de su resistencia nominal. El concreto fue elaborado en la propia planta en una dosificadora portátil, con un tamaño máximo del agregado de $\frac{3}{4}$ plg (1.9 cm) y cemento portland tipo I.

La columna fue colada en posición horizontal. La colocación del concreto se realizó en tres capas de aproximadamente 17 cm y dejando una abertura de 1 m a la mitad del total de su longitud según lo indicado en 2.2.8.1. El concreto tuvo un revenimiento promedio de 7 cm. En la fig. 4.23 se presenta el armado de la columna dentro del molde antes de colar y en la fig. 4.24 la colocación del concreto.



Figura 4.23 - Armado de la columna



Figura 4.24 - Construcción de la columna

Las vigas portantes fueron coladas en posición horizontal y en dos capas de 17 cm, aproximadamente. En esta primera etapa de prefabricación, sólo se colaron 35 cm del peralte total en su parte central y 25 cm en sus extremos según lo indicado en 2.2.8.2. El concreto tuvo un revenimiento promedio de 7 cm. En las vigas se dejaron dos longitudes de estribos del No. 3 abiertos, en forma de U. Los cortos se utilizaron, posteriormente, para abrazar el refuerzo longitudinal del lecho superior y los largos, el refuerzo de continuidad, el refuerzo adicional e intermedio del lecho superior. En las figs. 4.25 y 4.26 se presentan el armado de la viga portante dentro del molde y la colocación del concreto, respectivamente. Durante esta etapa, se decidió colocar un torón de $\frac{1}{2}$ plg (1.27 cm) con forma de U, en el extremo de la nariz. Este torón fue anclado en una longitud de 77 cm en el extremo de la viga y su finalidad fue prevenir que las vigas pudieran deslizarse dentro de la ventana del nudo y caer durante el montaje.



Figura 4.25 – Armado de la viga portante

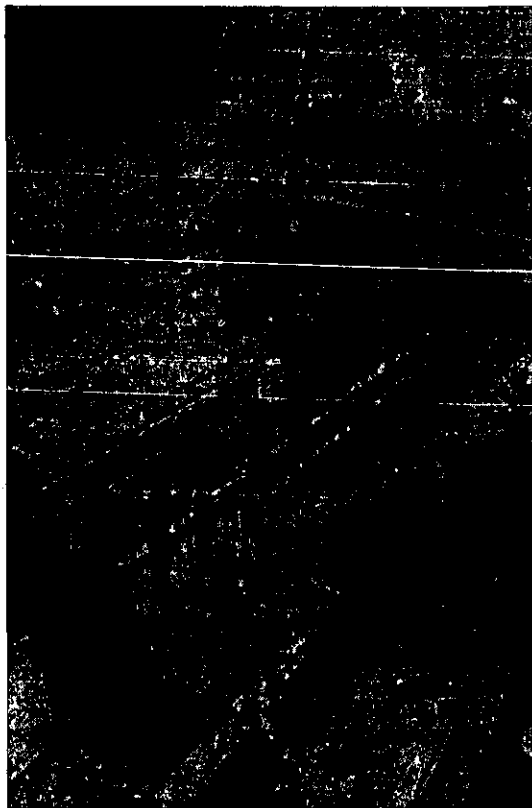


Figura 4.26 – Colocación y compactación del concreto de la viga portante

Al igual que las vigas portantes, las vigas de rigidez se colaron en posición horizontal y en dos capas de 17 cm, aproximadamente. En esta primera etapa de prefabricación, sólo se colaron 35 cm del peralte total en su parte central y 5 cm del patín según lo indicado en 2.2.8.3. El concreto tuvo un revenimiento promedio de 6 cm. Congruente con las vigas portantes, también se dejaron estribos del No. 3 abiertos, en forma de U,

que se utilizaron posteriormente para abrazar el acero longitudinal del lecho superior. En las figs. 4.27 y 4.28 se presentan los armados de las vigas de rigidez y la colocación del concreto, respectivamente.

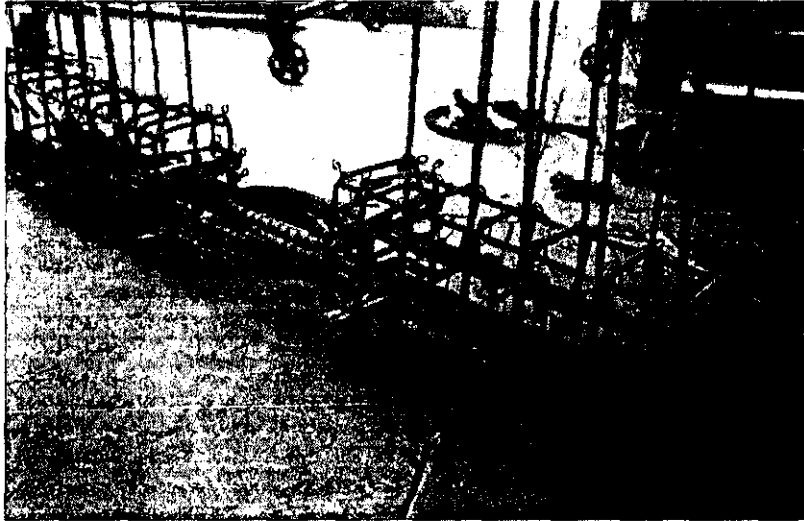


Figura 4.27 – Armado de la viga de rigidez

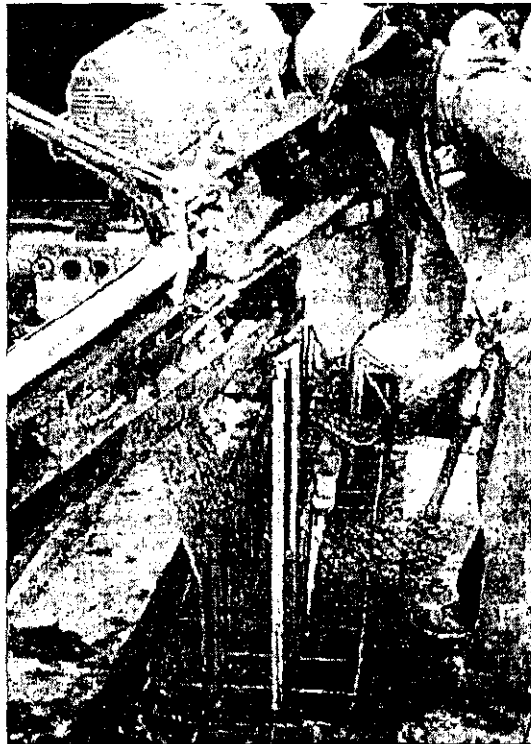


Figura 4.28 – Colocación y compactación del concreto de la viga de rigidez

Una vez que el concreto de las vigas y la columna alcanzó el 80% de su resistencia nominal, obtenida por medio de pruebas a compresión simple de cilindros de concreto fabricados durante los colados de las

piezas, los elementos se transportaron al Laboratorio de Estructuras Grandes del Cenapred (LEG). Aquí, se ejecutaron el montaje, armado y colado final del modelo por personal de SEPSA, de modo de reproducir las condiciones que se presentan en obra.

El montaje de los elementos prefabricados se realizó con la ayuda de una grúa viajera de 10 t y colocando puntales provisionales para su soporte (fig. 4.29). Seguidamente, se colocaron el perno de continuidad, el acero de continuidad e intermedio en las vigas portantes, los estribos de confinamiento del nudo y las barras de acero longitudinal del lecho superior. Por último, se cerraron los estribos con forma de U de las vigas prefabricadas.

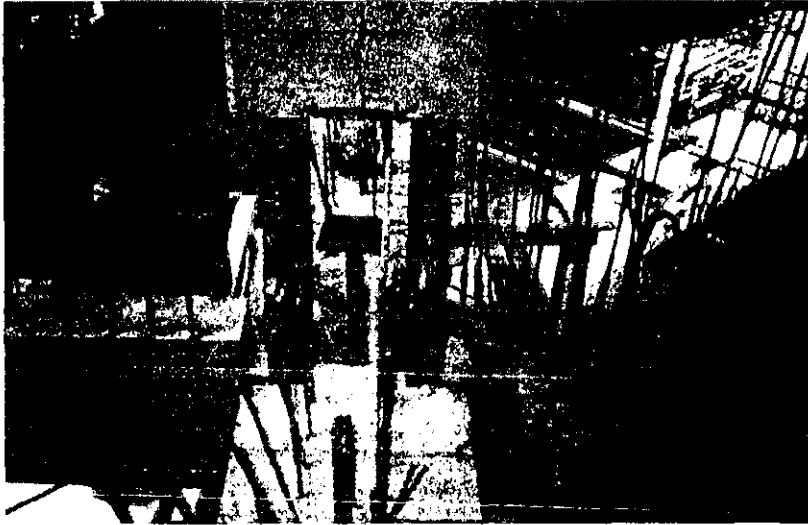


Figura 4.29 – Montaje del modelo J-AP en el LEG

El perno de continuidad (barra del No. 12), de 105 cm de longitud, fue rodeada por todos los lazos de acero de presfuerzo y refuerzo de las vigas que llegaban al nudo. Además, este perno se introdujo 50 cm dentro de la parte inferior de la columna y se le soldó una placa cuadrada de 15 cm de lado y $\frac{1}{4}$ " (6.4 mm) de espesor en la parte superior (fig. 4.30).



Figura 4.30 – Continuidad de las vigas de rigidez, N-S

Una vez montadas las vigas se extrajeron los estribos No. 3 largos de la nariz de la viga portante (fig. 4.31). Se colocaron el refuerzo longitudinal de continuidad del lecho inferior, dos bastones No. 8 y dos barras No. 4, así como, el refuerzo intermedio y adicional del lecho superior (fig. 4.32). Seguidamente, se doblaron los estribos No. 3 cortos que abrazaban el refuerzo longitudinal del lecho superior y los estribos No. 3 largos con la configuración de la sección transversal completa. Ambos estribos se cerraron con ganchos a 90°. Finalmente, las barras intermedias y adicionales se fijaron lateralmente a la nariz de la viga con unos estribos del No. 3 en forma de U, con ganchos a 180° en sus extremos, habilitados en el sitio (fig. 4.33).

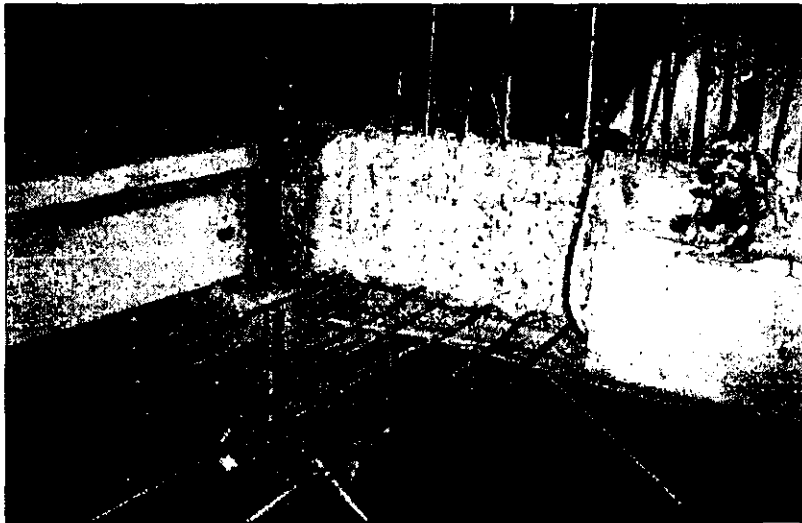


Figura 4.31 - Extracción de los estribos largos



Figura 4.32 - Colocación del refuerzo de continuidad y barras adicionales e intermedias

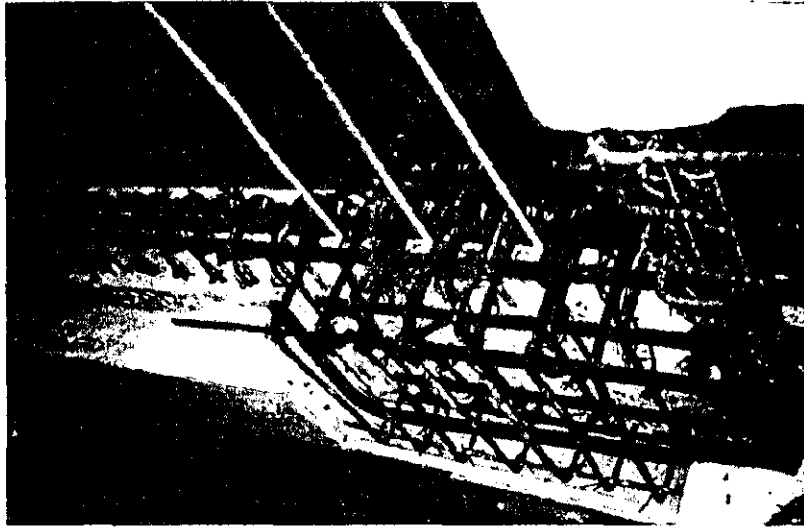


Figura 4.33 – Armado final de las vigas portantes

Los estribos de confinamiento fueron estribos del No. 4 cerrados colocados con separaciones de 10 cm para respetar la modulación de estribos de las secciones prefabricadas de la columna. Los dos primeros estribos de confinamiento a partir de la parte inferior de la ventana se formaron de la unión de cuatro grapas individuales cada uno, estas grapas se habilitaron y colocaron de una manera especial. Primeramente, se dobló una punta de la grapa formando un gancho a 180° y, posteriormente, se introdujo la punta sin doblez a través del orificio dejado en la viga con este fin. Por último, esta punta fue doblada a 90°. Es importante recalcar que los ganchos a 90° quedaron alternados en la altura del nudo alrededor de la columna. En la fig. 4.34 se presenta el armado final de la conexión.



Figura 4.34 – Armado final de la conexión, Modelo J-AP

Terminado el armado se colocó una cimbra de madera en las vigas y la ventana de la columna. La cimbra se impregnó con diesel como desmoldante (fig. 4.35). El colado se hizo con concreto premezclado con las siguientes características: tamaño máximo de agregado grueso de 3/8 plg (9.5 mm), cemento portland tipo I y revenimiento de 12 cm. La resistencia nominal esperada del concreto era de 350 kg/cm². Una vez que el concreto endureció, se curó con costales húmedos durante siete días.

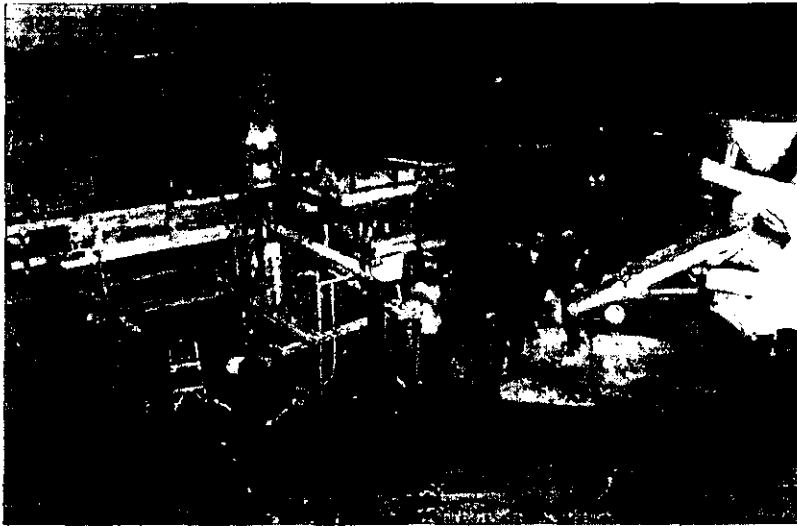


Figura 4.35 - Colado en LEG del Modelo J-AP

Por último, el modelo fue descimbrado y se pintó de color blanco para facilitar la observación de la evolución del daño y el registro de los patrones de agrietamiento durante los ensayos. Se dibujó una retícula adicional para agilizar este proceso. En la fig. 2.36 se presenta el modelo terminado y listo para ser ensayado.

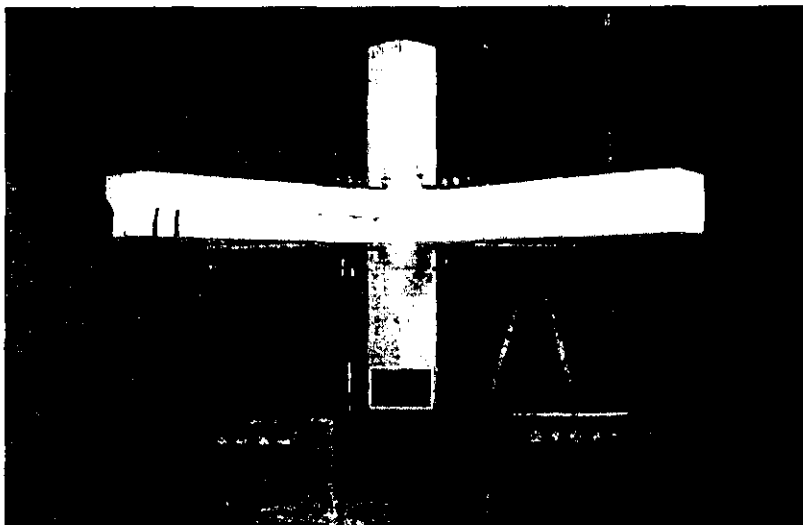


Figura 2.36 - Modelo J-AP terminado

Durante la primera y segunda parte constructivas se tomaron muestras del concreto fresco de acuerdo con la Norma Mexicana NMX-C-161 (ONNCCE, 1997a). Se elaboraron cilindros de concreto para obtener la resistencia a compresión del concreto, al día de la prueba, siguiendo lo establecido en la Norma Mexicana NMX-C-083 (ONNCCE, 1997b).

4.4 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES Y REVISIÓN DEL MODELO

4.4.1 Propiedades de los materiales

Como se indicó en 2.2, el modelo fue diseñado con una resistencia del concreto de 350 kg/cm^2 a 28 días en las vigas y en la columna. El concreto de los elementos prefabricados fue hecho en planta con cemento portland tipo I y tamaño máximo del agregado de $3/4 \text{ plg}$ (1.9 cm). El concreto utilizado en el colado del nudo y en la parte superior de las vigas, premezclado, tuvo características y propiedades similares al fabricado en planta, con la excepción de que el tamaño máximo del agregado fue de $3/8''$ (9.5 mm) para facilitar su colocación dentro del nudo.

Del concreto fresco de cada elemento se obtuvieron muestras según la Norma Mexicana NMX-C-161 (ONNCCE, 1997a), con las cuales se elaboraron tres cilindros de dimensiones estándar, $15 \times 30 \text{ cm}$. Los cilindros fueron ensayados para conocer la resistencia del concreto, cercana al día de la prueba, de acuerdo con lo establecido en la Norma Mexicana NMX-C-083 (ONNCCE, 1997b). La resistencia del concreto cercana al día de la prueba se presenta en la tabla 4.3.

De modo de conocer las propiedades de las barras utilizadas se realizaron pruebas de tensión para todos los diámetros utilizados en el modelo, de acuerdo con la Norma Mexicana NMX-B-172 (SECOFI, 1994). El esfuerzo nominal de fluencia de todas fue de 4200 kg/cm^2 de acuerdo con lo mencionado en 2.2. Las propiedades medidas del acero de refuerzo se presentan en la tabla 4.4.

Tabla 4.3 – Propiedades medidas del concreto

PROPIEDADES MECÁNICAS DEL CONCRETO					
Lugar de colado	Elementos	Resistencia a la compresión, kg/cm^2		Módulo de Elasticidad [$\times 10^3 \text{ kg/cm}^2$]	$\alpha = E_c / \sqrt{f_c}$
		28 días	Día de la prueba		
Planta	Columna	355	400	2.47	12365
	Viga este	355	400	2.47	12365
	Viga oeste	305	310	2.04	11590
	Viga norte	305	310	2.04	12255
	Viga sur	355	400	2.47	11590
Laboratorio	Nudo	340	350	2.00	10755

Tabla 4.4 – Propiedades medidas del acero de refuerzo

PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ACERO DE REFUERZO					
Elemento	Designación	Esfuerzo de fluencia, kg/cm^2	Esfuerzo de ruptura, kg/cm^2	Alargamiento en 200 mm, %	Deformación de fluencia
Columna	No. 4	4900	6615	6.6	0.0031 ¹
	No. 5	4495	7070	12.8	0.0026 ¹
	No. 12	4650	7350	19.5	0.0027 ¹
Vigas portantes	No. 3	4670	7095	9.4	0.0044 ²
	No. 4	4450	6865	10.1	0.0026 ¹
	No. 6 (Lecho inferior)	4460	7065	13.0	0.0023 ¹
	No. 6	4300	6760	11.3	0.0024 ¹
	No. 8	4570	7370	15.7	0.0023 ¹
Vigas de rigidez	No. 3	4670	7095	9.4	0.0044 ²
	No. 4	4450	6865	10.1	0.0026 ¹
	No. 5	4495	7070	12.8	0.0026 ¹
	No. 6 (Lecho inferior)	4550	7110	12.0	0.0027 ¹
	No. 8	4570	7370	15.7	0.0023 ¹

¹ Deformación registrada para el final de la etapa de proporcionalidad de la curva esfuerzo-deformación
² Deformación correspondiente al punto en el que una recta secante, con abscisa al origen de 0.002 y cuya pendiente es el módulo de elasticidad, corta la curva esfuerzo-deformación medida

4.4.2 Revisión del modelo

Una vez determinadas las propiedades mecánicas de los materiales usados en el modelo, se recalculó la resistencia de los elementos con los valores medidos, considerando un modelo que tomara en cuenta el fenómeno de endurecimiento por deformación en el acero de refuerzo y el modelo de comportamiento del concreto propuesto por Hognestad. El diagrama de interacción de la columna y los diagramas momento-curvatura obtenidos para las vigas y columna se resumen en las figs. 4.2, 4.3, 4.5, 4.6, 4.9 y 4.10. En la tabla 4.5 se presentan las resistencias de diseño y las resistencias calculadas con las propiedades reales de los materiales.

Tabla 4.5 – Resistencias de los elementos

Elemento	Resistencia	Según las propiedades de los materiales	
		Nominales de diseño	Medidas
Columna	Flexión	69.4 t-m	85.0 t-m
	Cortante	61.8 t	63.0 t
Vigas portantes	Sección 1	Flexión +	30.3 t-m
		Flexión -	45.3 t-m
		Cortante	69.3 t
	Sección 2	Flexión +	15.7 t-m
		Flexión -	27.0 t-m
		Cortante	40.5 t
Vigas de rigidez	Sección 1	Flexión +	22.9 t-m
		Flexión -	24.9 t-m
		Cortante	30.0 t
	Sección 2	Flexión +	13.0 t-m
		Flexión -	15.6 t-m
		Cortante	30.0 t
Nudo	Cortante	188.3 t	186.9 t

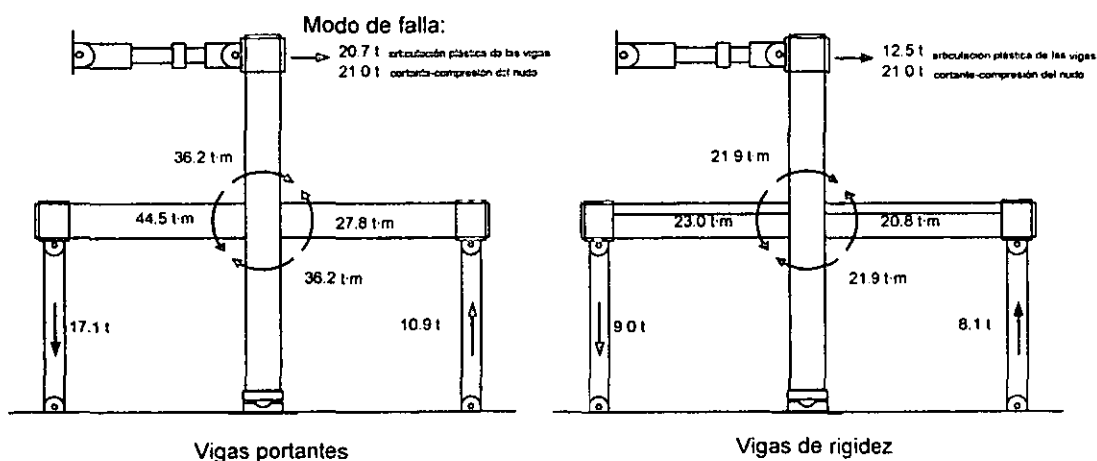


Figura 4.37 – Acciones y resistencias calculadas con las propiedades reales de los materiales

Los elementos mecánicos resistentes calculados a partir de las propiedades reales se presentan esquemáticamente en la fig. 4.37. Sólo con fines de comparación en la tabla 4.6 se presentan las relaciones entre los momentos resistentes de fluencia y los actuantes en la sección 1, los momentos últimos resistentes y actuantes de la misma sección y, finalmente la relación entre el momento de fluencia y el actuante en la sección 1 debido al momento ultimo en la sección 2. Todas las fuerzas actuantes fueron calculadas con la hipótesis de que la articulación plástica se desarrollaría a un peralte efectivo de la columna, es decir, a 43 o 38.5 cm desde la cara de la columna hacia el extremo de las vigas portantes y de rigidez, respectivamente.

Tabla 4.6 – Relaciones entre los momentos actuantes y resistentes calculados con las propiedades reales de los materiales

Elementos	Sección	M [*]	Fluencia			Último			Combinación
			M _{Resistente} t-m	M _{Actuante} t-m	M _R M _A	M _{Resistente} t-m	M _{Actuante} t-m	M _R M _A	M _R Último / M _R Fluencia 1
Vigas portantes	Sección 1	M [*]	27.4	19.1	1.43	39.4	27.8	1.42	0.99
		M [*]	42.0	34.1	1.23	52.7	44.5	1.18	0.94
	Sección 2	M [*]	15.9	15.9	1	23.1	23.1	1	-
		M [*]	28.4	28.4	1	37.0	37.0	1	-
Vigas de rigidez	Sección 1	M [*]	22.6	13.3	1.96	27.5	20.8	1.32	0.92
		M [*]	26.7	19.3	1.38	27.7	23.0	1.20	1.06
	Sección 2	M [*]	11.3	11.3	1	17.7	17.7	1	-
		M [*]	16.4	16.4	1	19.6	19.6	1	-

Es interesante notar que cuando las vigas desarrollen resistencias últimas en la sección 2 la sección 1 estará sujeta a resistencias ligeramente superiores a la de fluencia. Para fines de esta investigación se aceptó que el modelo presentara fluencias en el acero de refuerzo cerca de la cara de la columna para altas distorsiones.

4.5 MARCO DE CARGA

El marco de carga consistió en seis articulaciones y dos gatos hidráulicos como se observa en la fig. 4.38. Las articulaciones se colocaron en los extremos de las vigas y de la columna en donde se presentarían puntos de inflexión en el diagrama de momentos flexionantes en los pisos inferiores de una estructura real durante un sismo. Se supuso que este lugar corresponde a la mitad del claro de las vigas y la mitad de la altura de la columna en una estructura real sujeta a cargas verticales y horizontales, pero que su comportamiento es controlado por sus demandas sísmicas.

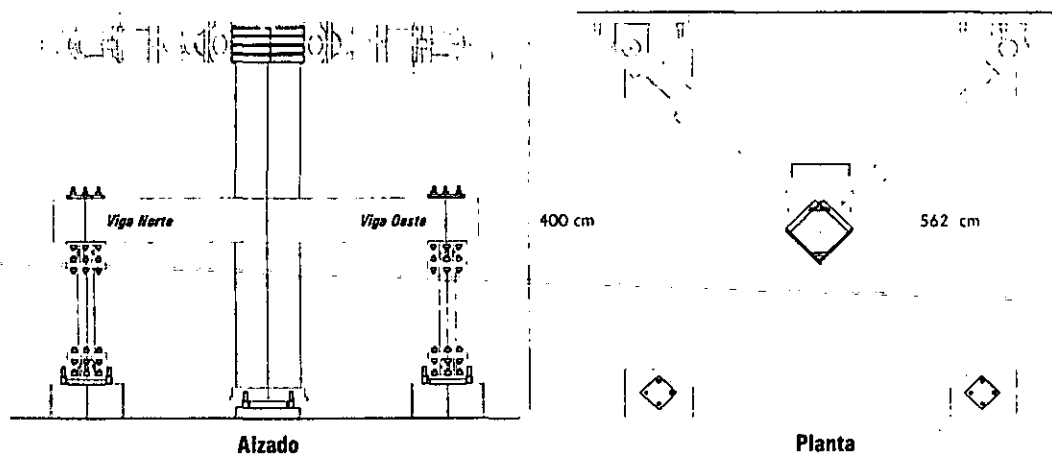


Figura 4.38 – Marco de carga

Se emplearon dos gatos hidráulicos de doble acción con capacidad de 100 t. Para ciclos unidireccionales solamente un gato hidráulico aplicó la fuerza horizontal, o fuerza cortante de entrepiso, mientras el otro corrigió los desplazamientos horizontales del modelo fuera del plano de aplicación de carga. Para ciclos bidireccionales ambos gatos aplicaron la fuerza horizontal. La historia de desplazamientos (sección 4.7) se aplicó controlando los desplazamientos de los pistones de los actuadores con una computadora.

Las vigas fueron sujetas a la losa de reacción por medio de puntales de acero articulados en sus extremos y barras postensadas de alta resistencia. Los puntales podrían trabajar tanto a compresión como a tensión, y las articulaciones permitieron que las vigas giraran libremente.

4.6 INSTRUMENTACIÓN

Con objeto de medir el comportamiento del modelo J-AP y poder así entender los mecanismos resistentes y de disipación de energía, el modelo J-AP se instrumentó con sensores de desplazamiento, deformación y fuerza.

La instrumentación interna consistió en deformímetros eléctricos adheridos a las barras de acero de refuerzo de las vigas y de la columna. Los sensores fueron colocados antes del colado de los elementos, tanto en la planta de SEPSA como en el LEG. En la figs. 4.39 y 4.40 se muestran la distribución final y nomenclatura de los deformímetros eléctricos en el modelo terminado en las vigas portantes y de rigidez, respectivamente.

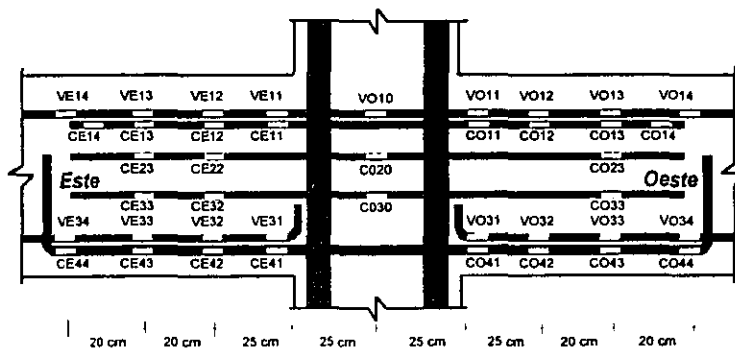


Figura 4.39 – Instrumentación interna de las vigas portantes

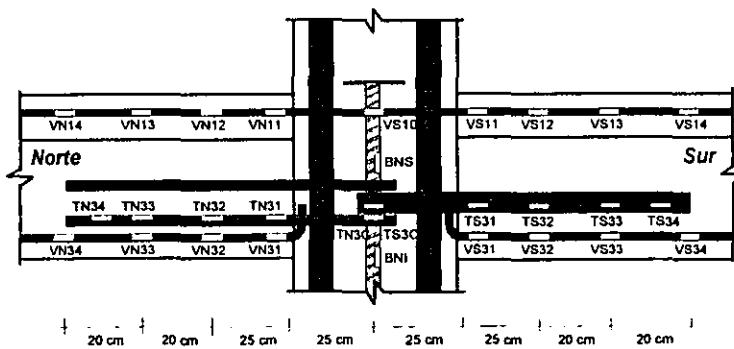


Figura 4.40 – Instrumentación interna de las vigas de rigidez

La instrumentación externa consistió de transductores de desplazamiento colocados en diferentes secciones de las vigas y la columna con el fin de conocer las rotaciones que se presentan en distintas secciones de los elementos durante el ensaye. Las fuerzas y desplazamientos aplicados en el extremo superior de la columna se obtuvieron con celdas de cargas y transductores de desplazamiento propios del sistema de aplicación de carga. Por último, los puntales fueron instrumentados para conocer sus fuerzas actuantes, simulando celdas de carga. La configuración final de los transductores se muestra en la fig. 4.41 y fue similar en las vigas portantes y en las de rigidez.

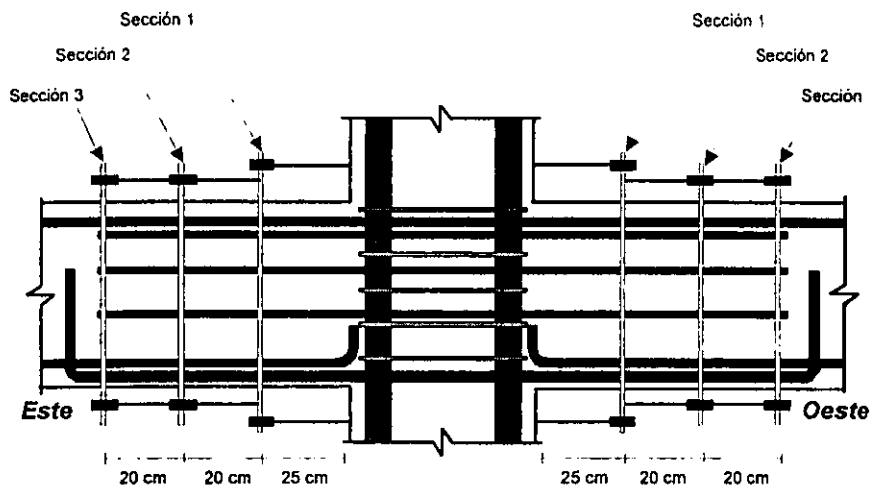


Figura 4.41 – Instrumentación externa

El nudo fue instrumentado externamente con transductores de desplazamiento en las caras este y sur del mismo. La finalidad de esta instrumentación fue registrar la deformación angular del nudo durante el ensaye. Los transductores se fijaron a un poste metálico, el cual permaneció inmóvil durante el ensaye, los vástagos de los transductores se apoyaron sobre placas de acrílico fijadas a los extremos del nudo. Estas últimas, se fijaron al nudo por medio de barras de acero del No. 3 colocadas durante el colado final del modelo en el LEG. En la fig. 4.42 se presenta la distribución de la instrumentación externa del nudo.

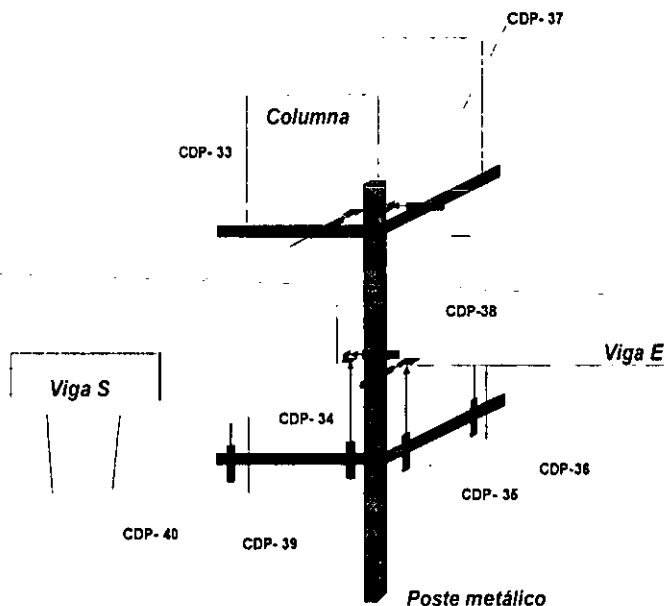


Figura 4.42 – Instrumentación externa del nudo

4.6.1 Captura de datos

El equipo para la captura de datos consistió en un registrador programable, una computadora personal 486 y una impresora de matriz de puntos. El registrador de datos recibe la señal analógica de cada uno de los canales y la convierte en una señal digital que es leída por la computadora. El programa grafica la información seleccionada y la almacena en su totalidad en un dispositivo magnético para su análisis posterior. Simultáneamente, se generó una salida en papel por medio de la impresora.

El equipo anterior opera bajo un programa que permite el monitoreo en tiempo real de algunos canales. Los canales monitoreados, que funcionaron como controles durante el ensaye, fueron las cargas aplicadas en los gatos y el desplazamiento horizontal de la parte superior de la columna en la dirección Este-Oeste y Norte-Sur.

4.7 HISTORIA DE DESPLAZAMIENTOS

El modelo fue ensayado aplicando desplazamientos controlados en el extremo superior de la columna en la dirección de las vigas portantes, este-oeste. La historia de desplazamientos es mostrada en la fig. 4.43. Para cada nivel de distorsión se aplicaron tres ciclos. Se entiende por distorsión al cociente entre el desplazamiento horizontal en el extremo de la columna superior y la altura del modelo. En un principio se aplicaron ciclos a una distorsión de 0.25% y 0.5% para registrar el agrietamiento del modelo. Posteriormente, se aplicaron incrementos de 0.5% hasta una distorsión de 3.5% o una pérdida de resistencia del 20%, lo que ocurriera primero. Sin embargo para conocer el desempeño de la conexión ante fuerzas en ambas direcciones se decidió incluir tres ciclos en la dirección norte-sur a una distorsión de 0.5% para nivelar el daño de las vigas de rigidez con el de las vigas portantes, y posteriormente ciclos bidireccionales para las distorsiones de 1.5, 2.5 y 3.5%.

La historia de desplazamientos aplicada es similar a la recomendada en el American Concrete Institute (1999a).

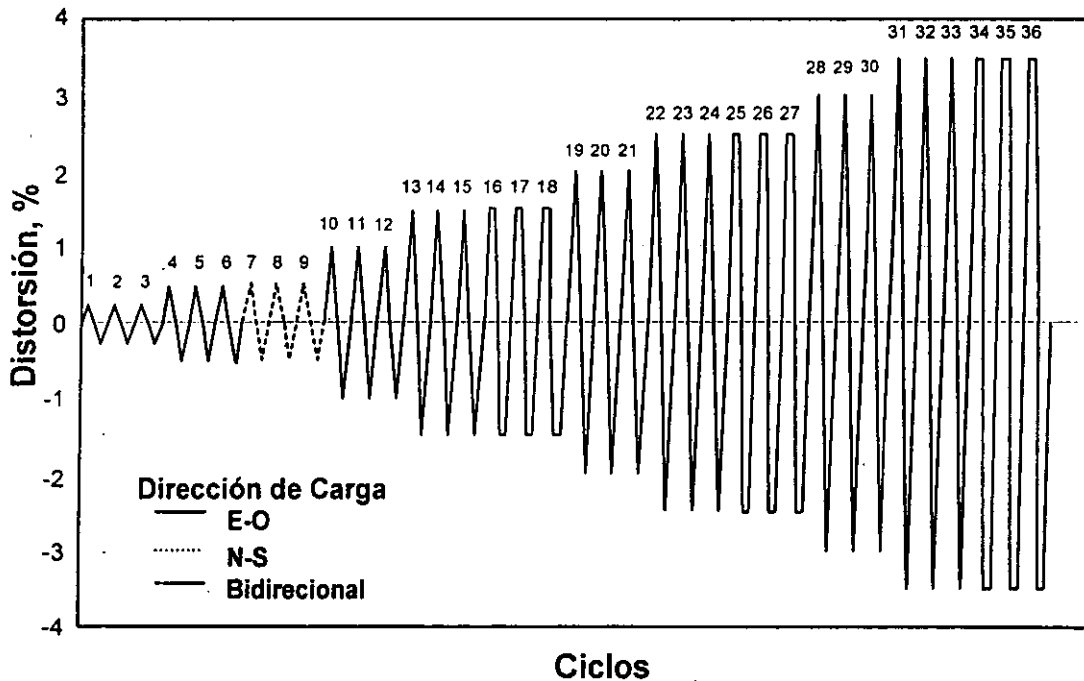


Figura 4.43 – Historia de distorsiones

4.8 RESULTADOS DEL ENSAYE

En esta sección se describe el desempeño general del espécimen J-AP. El comportamiento de la conexión se explica a partir de la historia de daños y del estudio de la curva fuerza cortante-distorsión, así como de otros parámetros, como son rotaciones, curvaturas, deformaciones angulares y deformaciones del acero de refuerzo, de manera similar al modelo J-T.

4.8.1 Patrones de agrietamiento

Durante el ensayo, el agrietamiento que surgía fue marcado en el modelo para el desplazamiento máximo de cada ciclo, es decir, para los desplazamientos máximos positivos y negativos de cada ciclo de carga. Se utilizaron cuatro colores diferentes, azul y rojo para ciclos positivos y negativos en la dirección este-oeste, respectivamente, naranja para la dirección norte-sur y verde para los ciclos bidireccionales, con el fin de distinguir las grietas producto de cada dirección de carga. Simultáneamente, se dibujó en papel el agrietamiento y se hicieron las fotografías correspondientes. Estos patrones e historias proporcionan importante información del modo de falla. En las figs. 4.44 a 4.52 se presentan los agrietamientos registrados y las fotografías para las distorsiones de mayor importancia en la dirección este-oeste y en la dirección norte-sur, cuando se realizaron ciclos bidireccionales. Las marcas en los agrietamientos de la dirección este-oeste representan en cambio de sección de la viga prefabricada y por lo tanto, la junta fría que se formó entre el concreto colado en planta y el concreto del colado en el LEG.

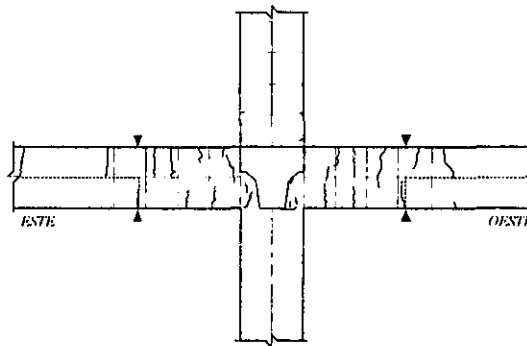


Figura 4.44 – Agrietamiento, 0.25% de distorsión

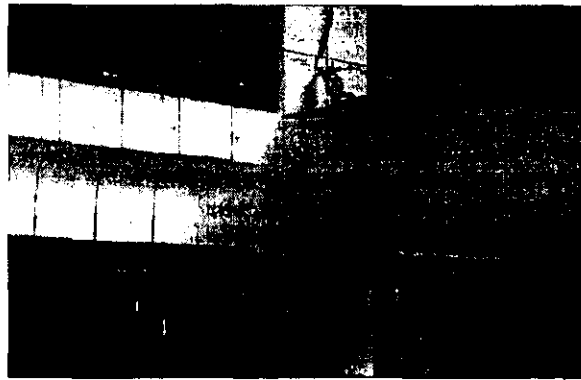
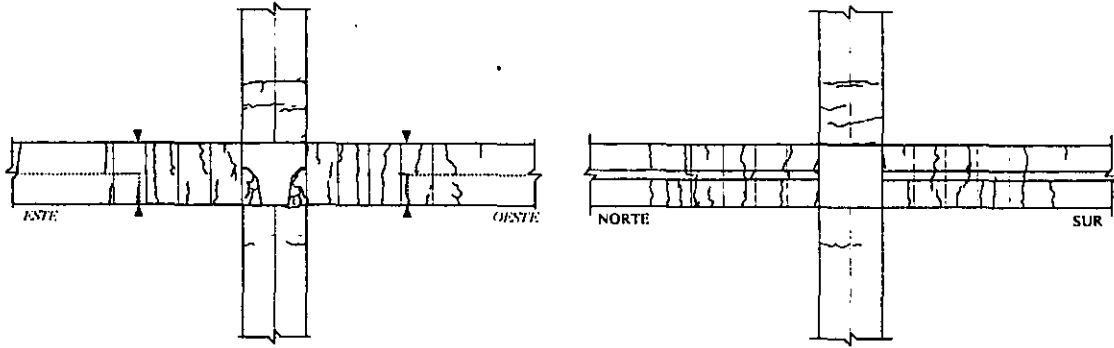


Figura 4.45 – Agrietamiento, 0.5% de distorsión

4.8.1.1 Nudo

La primera grieta inclinada en el nudo se presentó para una distorsión del 0.25% (fig. 4.44). En la distorsión de 0.5% aparecieron grietas inclinadas que definieron el patrón de daño que se mantendría el resto del ensaye (fig. 4.45). Para la distorsión del 2.0%, el agrietamiento inclinado se incrementó notoriamente con respecto a las distorsiones anteriores (fig. 4.48). A partir de la distorsión de 2.5% y hasta el final del ensaye el agrietamiento del nudo se estabilizó y sólo registró un ligero crecimiento, tanto en distribución de grietas como en anchura. Sin embargo, debido al gran número de ciclos de la historia de desplazamientos se presentó un pequeño desconchamiento del nudo en su intersección con la viga norte para la distorsión de 3.5%, además, del desconchamiento de la columna es su esquina noroeste inferior (fig. 4.51). Llama la atención la aparición de grietas inclinadas a través del nudo que se extendían desde la mitad del peralte de la viga, en el paño de la columna, hacia abajo hasta una sección horizontal correspondiente al paño inferior de las vigas. Este tipo de agrietamiento concentrado no es común en nudos de estructuras monolíticas. Este particular agrietamiento se debió posiblemente a pequeños deslizamientos de la nariz de la viga prefabricada dentro del nudo, concentrando las fuerzas de compresión en estas zonas.

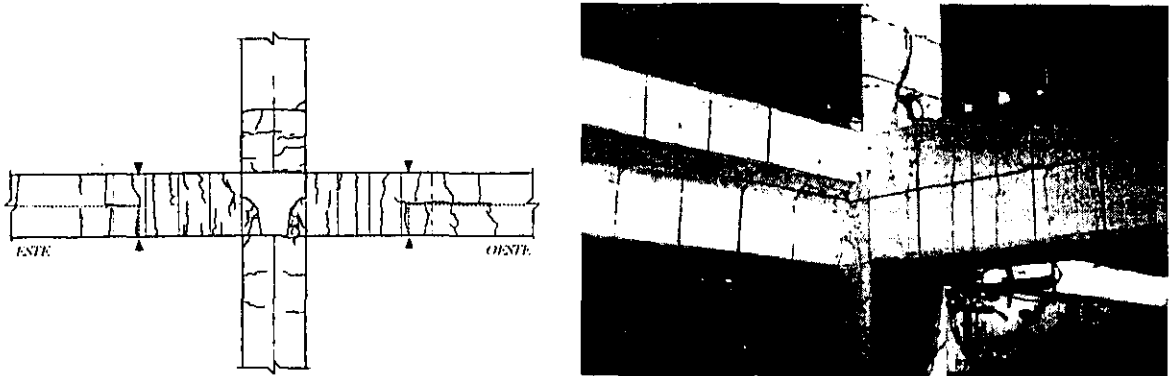


Figura 4.46 – Agrietamiento, 1.0% de distorsión

En la tabla 4.7 se presentan tanto las grietas monitoreadas como sus anchuras en la cara norte del nudo, durante toda la prueba. Las grietas A y C son grietas en el interior del nudo. La grieta B es una grieta en la viga oeste situada en la cara de la columna, mientras que las grietas D, E, F y las G, H, I son grietas sobre las vigas portantes y de rigidez, respectivamente. La grieta A y C también se presentan para discutir el agrietamiento de esta sección del nudo. La configuración probable del agrietamiento indica que los esfuerzos, a tensión y compresión, que la viga oeste transmite al nudo tratan de formar un cono de extracción dentro del nudo, con especial énfasis en la parte inferior del nudo, donde el confinamiento del mismo era menor.

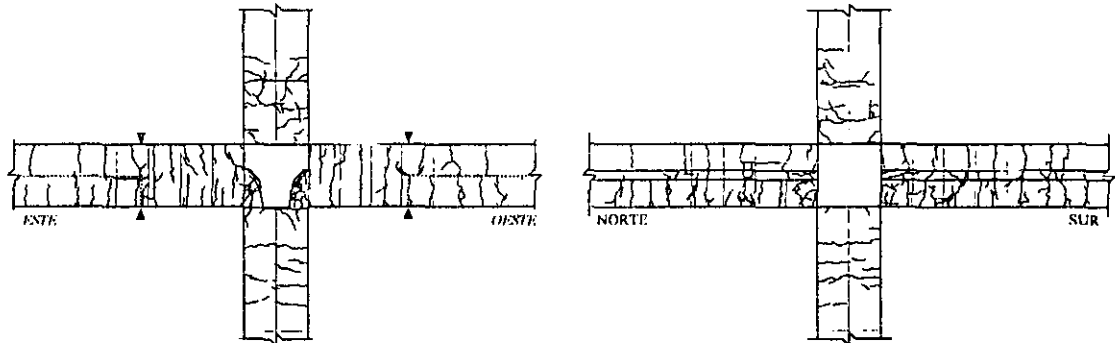


Figura 4.47 – Agrietamiento, 1.5% de distorsión

Por último, la grieta C aumentó progresivamente con las distorsiones hasta alcanzar 1.27 mm. La anchura de esta grieta no aumentó debido a la gran rotación de la viga oeste en una sección situada a 80 cm de

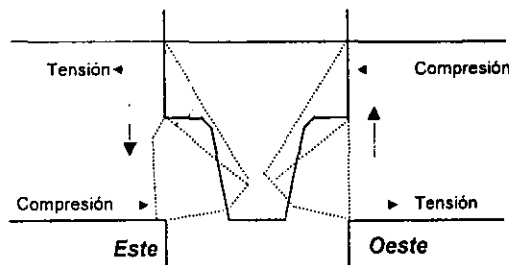
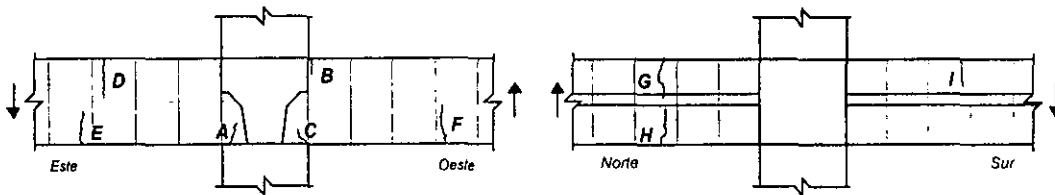
la columna. Sin embargo, la grieta B alcanzó 3.8 mm de anchura debido a la fluencia del acero de refuerzo longitudinal en esta sección a grandes distorsiones.

Tabla 4.7 – Anchuras de grietas

Distorsión	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	3.5						
Paso	110	118	177	188	327	341	417	430	616	631	719	737	923	944
Ciclo / Grietas	9	-9	12	-12	17	-17	20	-20	26	-26	29	-29	34	-34
A					0	0.7	0	0.44	-	-	-	-	-	-
B					0	1.98	0	1.1	0.3	3.8	-	-	-	-
C					0.82	0	0.82	0	1.27	0.2	1.12	0.3	-	-
D			0.45	0	0.8	0	1.54	0.15	2.6	0.3	3.4	0.5	-	-
E					0	0.52	0	0.85	0.12	0.94	0.2	1.38	0.3	1.4
F			0.52	0	0.82	0	1.4	0	-	-	-	-	-	-
G	0	0.45			0	0.76			0.4	2.4			2.5	-
H	0.25	0			1.24	0			3.7	0.25			6	-
I	0.4	0			0.96	0			-	-			-	-

Las flechas indican los cortantes para ciclos positivos

Dimensiones, mm



Probable configuración de trayectoria de grieta

4.8.1.2 Vigas portantes

Las vigas portantes presentaron un amplio agrietamiento por flexión en las partes superior e inferior. En ambas partes aparecieron grietas por flexión prácticamente sobre toda la longitud de la viga, en forma progresiva desde el inicio de la prueba hasta la distorsión de 1.5% (figs. 4.44 a 4.47). A partir de esta distorsión, el daño comenzó a concentrarse en la junta fría, entre el concreto de la viga prefabricada y el colado en LEG, localizada en la parte inferior de las vigas portantes a 80 cm del nudo (fig. 4.31). Simultáneamente, el daño en la parte superior de las vigas se concentró en la región situada entre las secciones a 70 y 85 cm de la columna (fig. 4.48 y 4.49). El daño en ambas partes fue progresivo hasta registrar una pérdida del recubrimiento a la distorsión de 3.0%, y una gran parte del recubrimiento para la distorsión de 3.5% (figs. 4.50 y 4.51). La pérdida de recubrimiento se debió principalmente a la apertura y cerrado de las grietas. Tal como se esperaba del diseño, el daño se concentró lejos de la cara de la columna, sin embargo, éste se localizó a una distancia igual a 1.5 veces el peralte efectivo de la viga y no a un peralte efectivo. Al parecer, la junta fría jugó un papel muy importante en la concentración del daño (fig. 4.52).

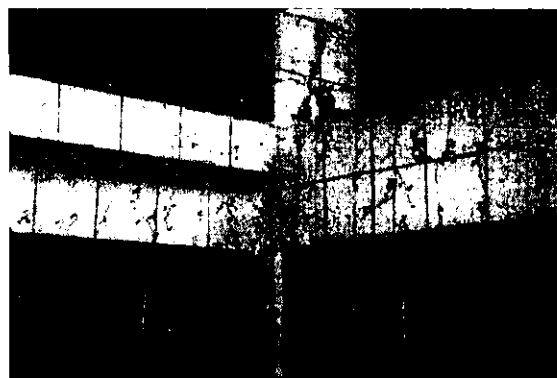
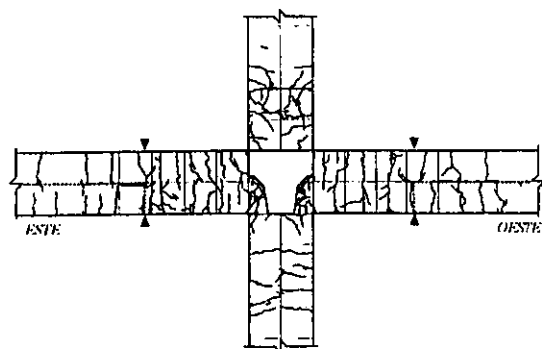


Figura 4.48 – Agrietamiento, 2.0% de distorsión

Contrario a las hipótesis de diseño, la sección en la cara de la columna registró un agrietamiento concentrado en una sola grieta (tabla 4.7), tanto en la parte superior como inferior. La grieta superior debida a la fluencia del refuerzo longitudinal superior y en la parte inferior a deslizamiento de la nariz dentro del nudo, así como, a la fluencia del acero de refuerzo longitudinal inferior. Las grietas D, E y F sobre las vigas este y oeste registraron anchuras similares del orden de 3 mm o mayores (tabla 4.7).

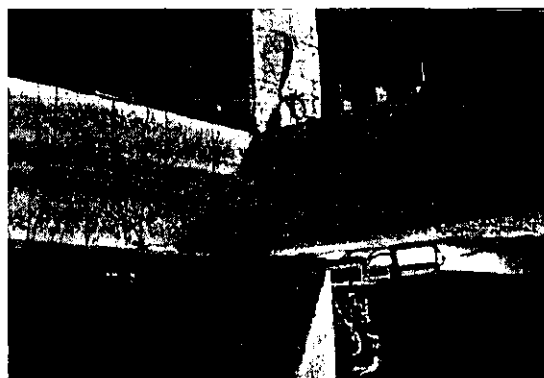
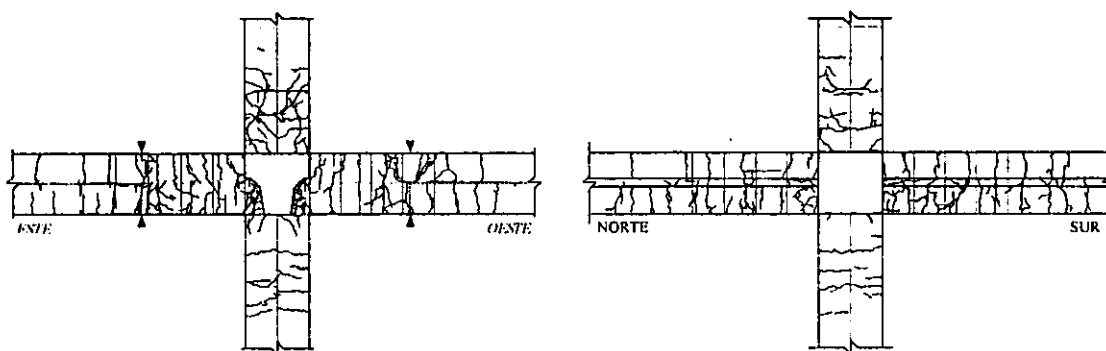


Figura 4.49 – Agrietamiento, 2.5% de distorsión

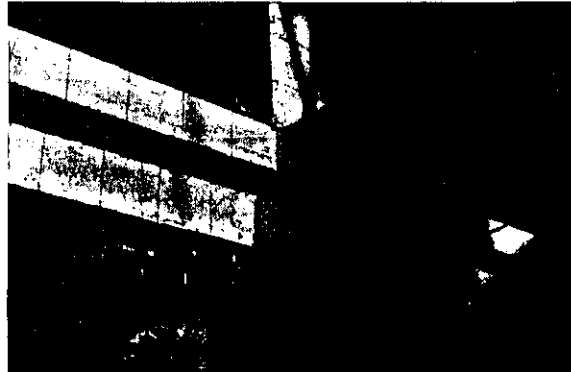
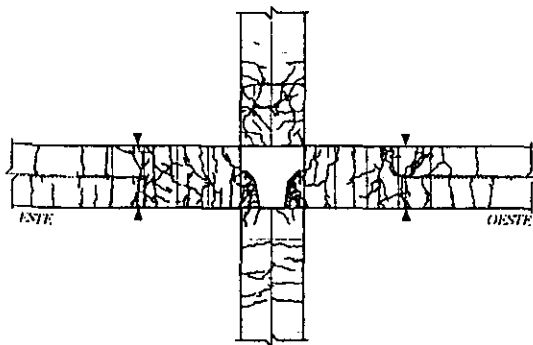


Figura 4.50 – Agrietamiento, 3.0% de distorsión

En estructuras monolíticas, conforme las distorsiones se incrementan, las vigas exhiben una mayor cantidad de grietas, mismas que, además, son de mayor anchura. Esto es consistente con lo observado en la parte superior de las vigas. El modelo J-AP presentó una grieta en cada viga que seguía el contorno de la nariz de la parte prefabricada. Fue claro que conforme aumentaban las distorsiones demandadas, el tamaño de la grieta aumentaba. Se ha adelantado, como explicación, que la junta de los elementos prefabricados y el concreto colado en sitio no es completamente monolítica como se supuso en el diseño, lo que provocó que el daño se concentrara en esta zona para grandes distorsiones.

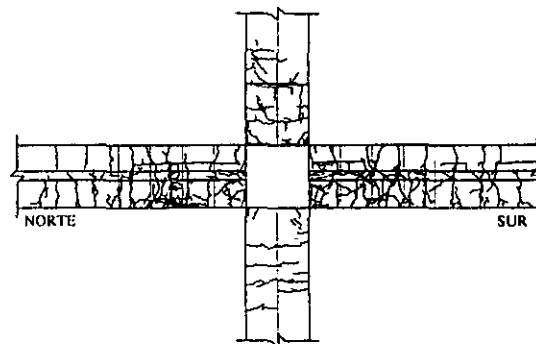
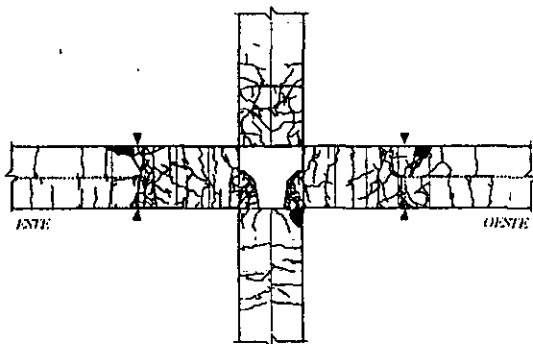


Figura 4.51 – Agrietamiento, 3.5% de distorsión

4.8.1.3 Vigas de rigidez

Las vigas de rigidez, similarmente a las vigas portantes, presentaron un amplio agrietamiento por flexión tanto en la parte superior como inferior y un agrietamiento por torsión cerca de la columna. Este

último agrietamiento, es producto de la rotación de las vigas de rigidez sobre su eje longitudinal debido al giro del nudo, durante los ciclos unidireccionales en la dirección Este-Oeste. Desde la primera distorsión aplicada en la dirección Norte-Sur, 0.5% (fig. 4.45), se desarrolló un importante agrietamiento. Sin embargo, este se estabilizó para la distorsión de 1.5% durante la aplicación de los ciclos bidireccionales (fig. 4.47). En distorsiones mayores, el agrietamiento continuó creciendo en longitud y anchura. En la distorsión de 2.5%, las vigas presentaron un gran agrietamiento localizado a 55 cm de la columna. Finalmente, se registró una pérdida de recubrimiento en la parte inferior de la viga norte a 55 cm de la columna, en la distorsión de 3.5%. En la región cercana a la cara de la columna la viga registró principalmente grietas por torsión inherentes al marco de carga y un mínimo agrietamiento por flexión.

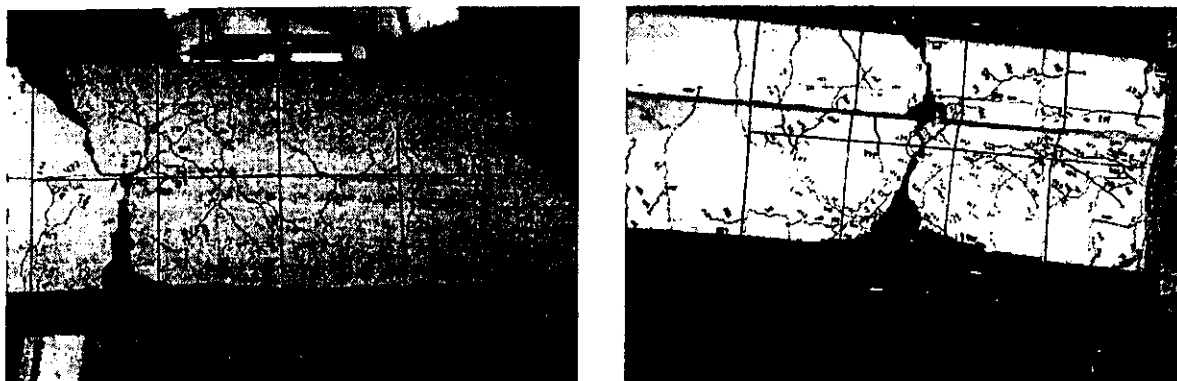


Figura 4.52 – Formación de articulaciones plásticas en las vigas oeste y norte

4.8.1.4 Agrietamiento general

Con base en lo expuesto, es claro que las vigas fueron los elementos mayormente dañados, de modo que su comportamiento controló el comportamiento de todo el modelo. El daño observado en las vigas portantes y de rigidez es indicativo de la formación de articulaciones plásticas lejos de la cara de la columna, como se esperaba del diseño, y el cual, no es común que se desarrolle en marcos monolíticos diseñados comúnmente. Por último, la columna registró un gran agrietamiento por flexión, sobretodo en su parte superior, y presentó algunos desconchamientos, en las esquinas inferiores noroeste y sureste, debida a la concentración de esfuerzos de compresión durante los ciclos bidireccionales.

4.8.2 Instrumentación externa

4.8.2.1 Consideraciones generales

Aunque las consideraciones generales del modelo J-T son muy similares a las de modelo J-T, excepto por las distancias de las secciones instrumentadas desde la cara de la columna en las vigas. Se menciona nuevamente los parámetros que se utilizaron para comprender el comportamiento del modelo J-AP.

4.8.2.1.a Distorsión y curva histerética

La *distorsión*, R , es el cociente entre el desplazamiento medido al nivel de aplicación de la carga lateral, Δ , y la altura a la que se aplica esta carga, H , (fig. 4.53); la distorsión R se indica como porcentaje.

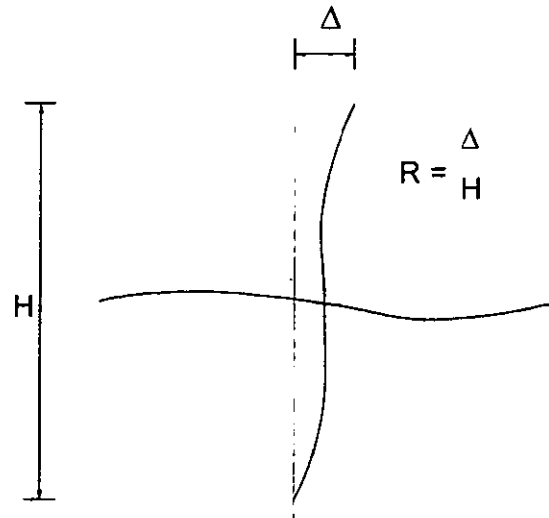


Figura 4.53 – Definición de distorsión

La *curva histerética* de un modelo es la representación gráfica de la relación entre una fuerza o momento y deformación o desplazamiento asociada a lo largo del ensaye. En estas curvas es común expresar la deformación en términos de distorsión y la fuerza en términos de la fuerza cortante de entrepiso. El fenómeno por el que los tramos de carga y descarga no se superponen, se denomina histéresis. En estos casos no se restituye todo el trabajo invertido en la deformación del modelo y se produce por tanto, una disipación de energía.

El desplazamiento lateral total del modelo Δ_T , se supuso como el producto de la suma del desplazamiento lateral debido a la flexión de las vigas y la columna, y el desplazamiento lateral debido al corte en el nudo (ec. 4.5). Las deformaciones por corte en las vigas y la columna se despreciaron porque se ha visto que elementos con la esbeltez de las ensayadas tienen deformaciones de corte poco significativas (Park y Paulay, 1997).

$$\Delta_T = \Delta_F + \Delta_{C_{nudo}} \tag{4.5}$$

donde Δ_F es el desplazamiento lateral debido a la flexión de las vigas y de la columna; y $\Delta_{C_{nudo}}$ es el desplazamiento lateral debido a corte en el nudo.

Dividiendo 4.5 entre la altura H, se puede escribir:

$$R = R_F + \gamma_{nudo} \tag{4.6}$$

donde R es la distorsión registrada experimentalmente durante el ensaye
 R_F es la contribución de la deformación por flexión en vigas y columna a la distorsión y
 γ_{nudo} es la contribución de la deformación por corte en el nudo a la distorsión.

En la fig. 4.54 se presentan los componentes principales de la distorsión. Las deformaciones en la figura están exageradas para facilitar la observación.

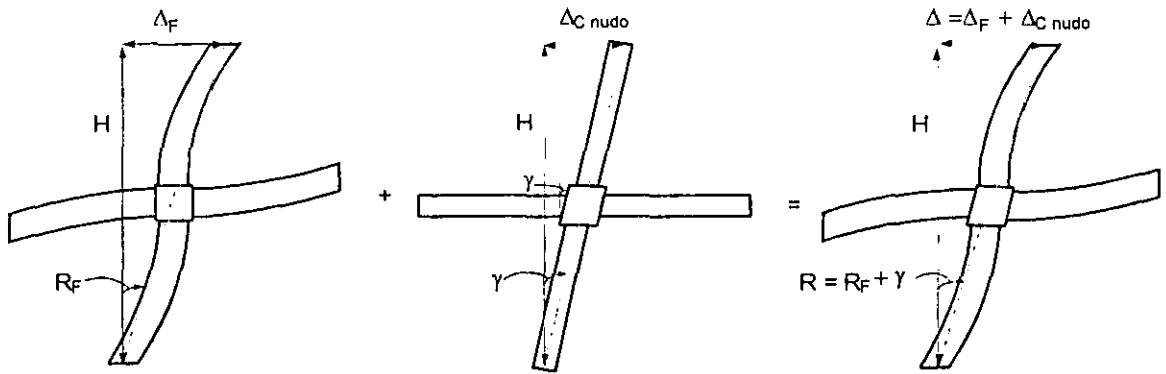


Figura 4.54 – Componentes principales de la distorsión

El estudio de la contribución de las deformaciones por corte y por flexión a la distorsión permite entender mejor el modo de falla del modelo. La disposición de la instrumentación hizo posible la determinación de estas deformaciones.

El primer miembro de la ec. 4.6 se puede determinar en forma global, de vigas y columna conjuntamente, a través de la medición directa durante el ensaye; sin embargo el segundo término se desconoce. La *deformación angular del nudo* se calculó con la ec 4.7 obtenida con los principios de resistencia de materiales para ambas direcciones:

$$\gamma = \alpha - \beta \tag{4.7}$$

donde γ es la deformación angular del nudo;
 α es el ángulo medido entre la cara del nudo con la viga y su posición deformada; y
 β es el ángulo medido entre la cara del nudo con la columna y su posición deformada.

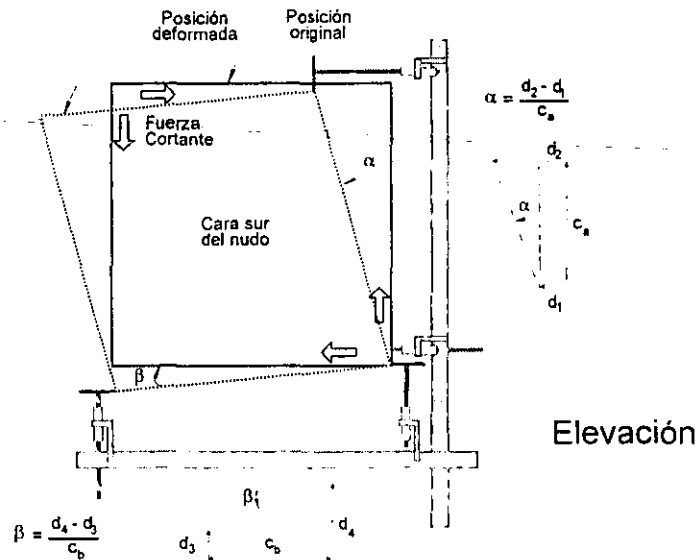


Figura 4.55 – Deformación angular del nudo en la dirección portante

Los valores α y β se obtuvieron de una instrumentación especial colocada en el nudo, ver fig. 4.30. Esta instrumentación consistió de ocho transductores en total, la mitad de estos midieron las deformaciones por corte del nudo en la dirección portante y la otra mitad en la dirección ortogonal, de rigidez. En la fig. 4.55 se muestra la deformación exagerada, de un nudo. En la misma figura, se observa la disposición de la instrumentación y como se midieron los ángulos α y β .

4.8.2.1.b Rotación y curvatura

La rotación en las vigas del modelo se determinó a partir de las lecturas de los transductores de desplazamiento distribuidos en la parte superior e inferior del eje de las vigas. Este parámetro se calculó en tres regiones en la longitud de la viga cuya posición y longitud se muestran en la fig. 4.56. La rotación se calculó con la expresión 4.8.

$$\theta_{región\ i} = \frac{l_{Ti} - l_{Ci}}{d_i} \tag{4.8}$$

- donde $\theta_{región\ i}$ es la rotación de la viga en la región i-ésima;
 l_{Ti} es la lectura del transductor ubicado sobre la viga sujeto a tensión, en la región i-ésima;
 l_{Ci} es la lectura del transductor ubicado sobre la viga a compresión, en la región i-ésima; y
 d_i es la distancia vertical entre los apoyos de los transductores de la región i-ésima.

En las rotaciones calculadas con la ec. 4.8 se incluyen deformaciones elásticas e inelásticas, así como la rotación local de la columna como cuerpo rígido que se observa para ciclos inelásticos a distorsiones considerables. También se incluye cualquier alargamiento (elástico) y deslizamiento, por pérdida de adherencia, del torón que pasa a través del nudo. Las rotaciones se presentan en porcentaje para facilitar su interpretación. La curvatura relativa de una sección a otra en cada región de la viga se calculó dividiendo la rotación en una sección entre la longitud de la región, es decir, la distancia entre secciones consecutivas.

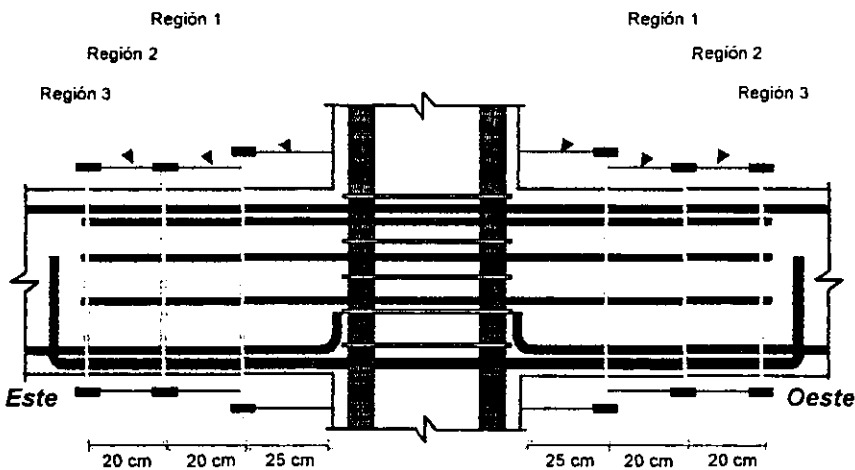


Figura 4.56 – Regiones establecidas para el cálculo de rotaciones y curvaturas

Los transductores se fijaron sobre barras roscadas de 1/2 plg. (1.27 cm) colocadas antes del colado, en tres secciones distintas sobre cada viga. El émbolo del primer transductor se apoyó sobre la columna y los siguientes se apoyaron en placas metálicas colocados en la sección del transductor anterior (fig. 4.56).

4.8.2.2 Comportamiento histerético fuerza cortante–distorsión

4.8.2.2.a Dirección Este–Oeste (portante)

En la fig. 4.57 se presenta la curva histerética fuerza cortante–distorsión del modelo J-AP en la dirección principal, es decir, este–oeste. Se presenta con una sola línea horizontal la cortante máxima de

entrepiso calculada en la sección 4.4.2 para diferentes estados límite según las propiedades medidas de los materiales. Los estados límite calculados son el cortante máximo de entrepiso que provoca la falla del nudo y el cortante máximo de entrepiso debido a la falla de las vigas por el agotamiento en la capacidad de rotación en sus articulaciones plásticas. Adicionalmente, se presentan, también con líneas horizontales pero discontinuas, los cortantes de entrepiso asociados a la presencia de fluencia en el acero de refuerzo en una de las vigas y en ambas vigas, calculados con los diagramas momento–curvatura de las figuras 4.6 y 4.10. En el caso particular de este modelo, la fuerza lateral asociada con la primera fluencia se relaciona con el desarrollo de deformaciones de fluencia en el acero longitudinal del lecho inferior y la fuerza lateral asociada con la fluencia en ambas vigas se relaciona con el desarrollo de deformaciones de fluencia en los aceros de refuerzo longitudinal del lecho inferior y superior.

Desde el primer ciclo, el modelo presentó un poco de histéresis. El área entre los lazos histeréticos creció proporcionalmente con la fuerza lateral y con la distorsión, hasta una distorsión de 1.5%, pero manteniendo la separación entre lazos ocurrida desde el primer ciclo. La histéresis se atribuye al agrietamiento por flexión que ocurrió en las vigas, al agrietamiento por corte en el nudo y al deslizamiento de la nariz de la viga en el interior de la columna. Sin embargo, los lazos ya mostraban signos de un ligero adelgazamiento cerca del origen debido al deslizamiento de la nariz de la viga prefabricada dentro del nudo y al agrietamiento por corte del nudo.

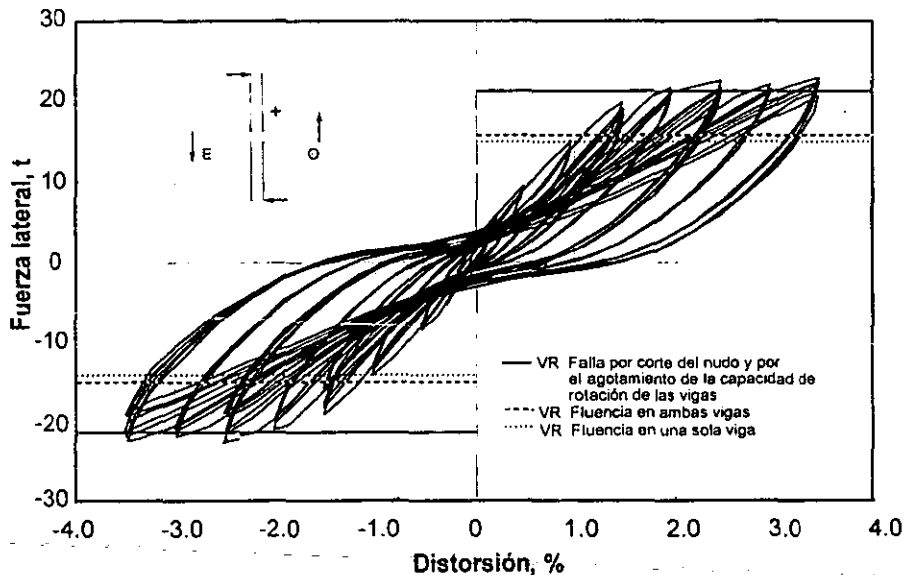


Figura 4.57 – Curva fuerza lateral–distorsión, E-O

A partir de la distorsión a 1.5%, el área entre los lazos histeréticos aumentó en mayor proporción a la fuerza lateral. De este modo, el daño ocurrido por los agrietamientos registrados introdujo al modelo aún más en el intervalo inelástico. Conforme aumentaron las distorsiones, la resistencia del modelo aumentó, pero con una degradación paulatina de la rigidez. La resistencia del modelo se alcanzó, en los ciclos positivos y negativos a distorsiones del 2.5%, con valores iguales a 22.9 t y 23.2 t, respectivamente. A partir de aquí, la resistencia se mantuvo prácticamente igual.

Los lazos presentaron un estrangulamiento en el origen, particularmente en los ciclos a grandes distorsiones, mayores de 2.0%, que es común en estructuras con fallas de corte. En los ciclos para la misma distorsión, los lazos fueron muy estables y simétricos para todas las distorsiones. Sin embargo, los ciclos unidireccionales a 3.0% registraron cierta pérdida de resistencia debido al gran número de incursiones del modelo a la misma distorsión en los ciclos anteriores.

La fuerza lateral asociada a la primera fluencia se alcanzó a una distorsión de 1.0%; sin embargo, un análisis detallado de los deformímetros eléctricos adheridos al acero de refuerzo que se mostrará en la sección 4.8.3.2.a, demostró que la fluencia del acero de refuerzo longitudinal de las vigas ocurrió para la distorsión de 1.6%. La fuerza lateral asociada a la fluencia en ambas vigas se alcanzó para las distorsiones a 1.2% y 1.1% consistente con la presencia de fluencia en el acero de refuerzo del lecho superior para una distorsión de 1.5% (sección 4.8.3.2.a). Finalmente, la fuerza lateral máxima medida fue del 110% de la fuerza lateral máxima del modelo para producir la falla por corte del nudo, así como, para producir la falla por flexión (articulación plástica) de ambas vigas lejos de la cara de la columna. Las fuerzas laterales calculadas antes mencionadas se obtuvieron con las propiedades medidas de los materiales.

4.8.2.2.b Dirección Norte-Sur (rigidez)

En la fig. 4.58 se presenta la curva histerética fuerza cortante-distorsión del modelo J-AP en la dirección norte-sur. También se presentan con líneas horizontales las cortantes máximas de entrepiso calculados en la sección 4.4.2 para diferentes estados límite según las propiedades medidas de los materiales.

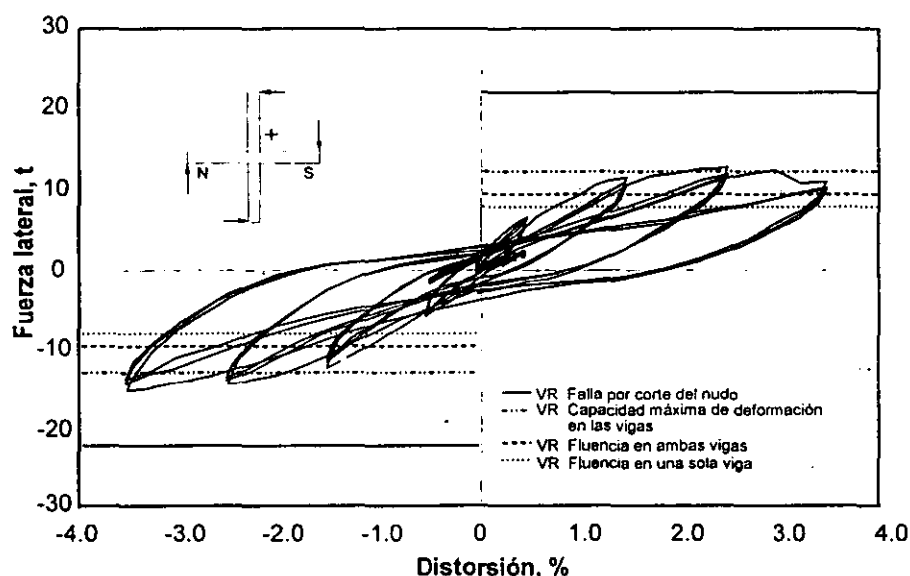


Figura 4.58 – Curva fuerza lateral-distorsión, N-O

Desde el primer ciclo en esta dirección, el modelo presentó un poco de histéresis. El área entre los lazos histeréticos creció proporcionalmente con la fuerza lateral y con la distorsión, hasta una distorsión de 0.5%, pero manteniendo la separación entre lazos ocurrida desde el primer ciclo. La histéresis se atribuye, de manera similar a la dirección este-oeste, al agrietamiento por flexión que ocurrió en las vigas, al agrietamiento por corte en el nudo y al deslizamiento de la nariz de la viga dentro de la columna.

A partir de la distorsión de 1.5%, el área entre los lazos histeréticos aumentó en mayor proporción a la fuerza lateral. Conforme aumentaron las distorsiones para ciclos bidireccionales, la resistencia del modelo se mantuvo prácticamente constante. La resistencia del modelo se alcanzó, en los ciclos positivos y negativos a distorsiones del 2.5%, con valores iguales a 12.5 t y -15.5 t, respectivamente.

Los lazos presentaron un ligero estrangulamiento en el origen, particularmente en los ciclos a grandes distorsiones, mayores de 1.5%, debido al deslizamiento de la nariz de la viga prefabricada dentro del nudo. Sin embargo, este adelgazamiento es similar al registrado en la gráfica para la dirección este-oeste. En los ciclos para la misma distorsión, los lazos fueron muy estables y simétricos hasta distorsiones del 3.0%; para los ciclos positivos a la distorsión de 3.5% se observa una quiebre en la gráfica, debido a la ruptura de una de las barras de refuerzo longitudinal del lecho inferior de la viga norte. La fractura se presentó a una 65 cm del

nudo (fig. 4.52). Esto es evidencia de elevadas deformaciones en el refuerzo longitudinal de las vigas lejos de la cara de la columna

La fuerza lateral asociada a la primera fluencia se alcanzó a una distorsión de 0.75%, y se registró en el refuerzo longitudinal del lecho inferior a una distorsión 1.0% (sección 4.8.3.2.b). La resistencia a fuerza lateral asociada a la fluencia en ambas vigas se alcanzó para la distorsión de 1.0% y se registro en los deformímetros hasta la distorsión de 1.5%. Por último, la fuerza lateral máxima medida fue del 100% de la fuerza lateral máxima del modelo, para producir la falla por flexión (articulación plástica) de ambas vigas

4.8.2.3 Rotaciones y curvaturas

4.8.2.3.a Vigas portantes (Este-Oeste)

Las rotaciones de las vigas portantes se presentan en la fig. 4.59. Las curvas corresponden a seis regiones que fueron instrumentadas. Cada viga fue instrumentada en tres secciones; la primera a 25 cm, la segunda a 45 cm y la tercera a 65 cm de la cara de la columna. Es importante recalcar que la segunda y tercera regiones midieron rotaciones relativas a la región anterior. Como era de esperarse en sistemas a base de columnas fuertes-vigas débiles diseñadas para desarrollar articulaciones plásticas lejos de la cara de la columna, las curvas exhibieron grandes rotaciones en la región tres. Sin embargo, también exhibieron grandes rotaciones en la región próxima al nudo. La región dos permaneció prácticamente elástica.

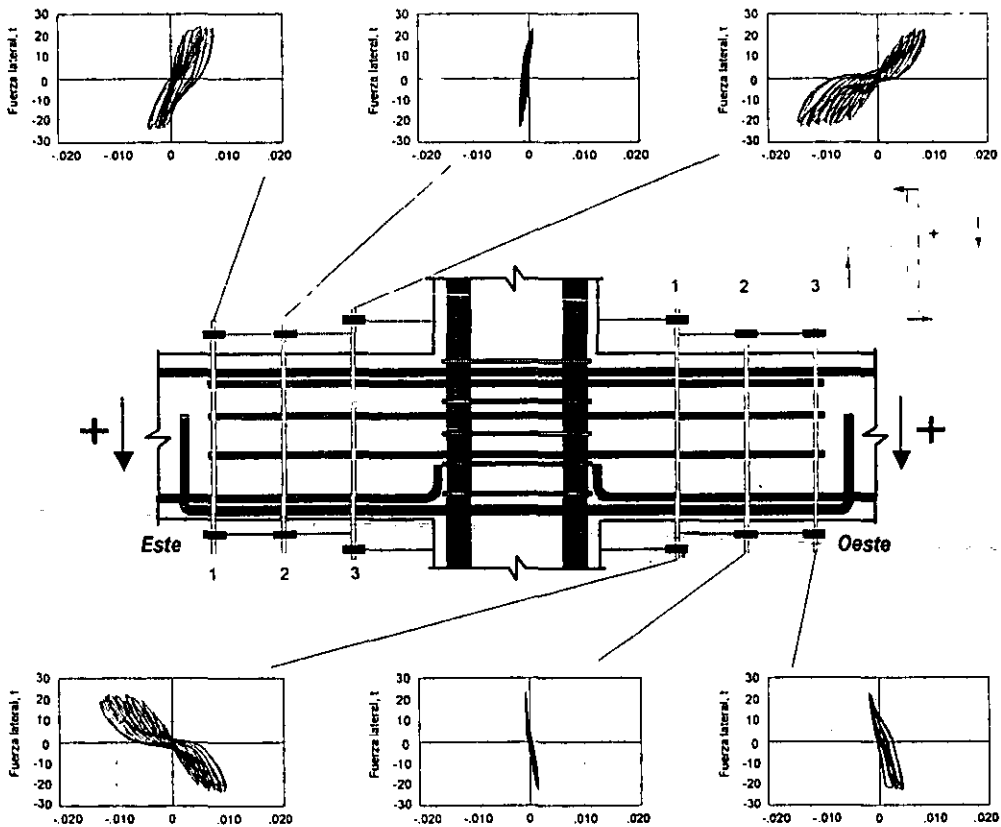


Figura 4.59 – Curvas fuerza lateral-rotación, E-O

En la viga oeste, se presentaron resultados similares, tomando en cuenta el cambio de signo en las rotaciones debidas a la deformada del modelo (fig. 4.59).

En la viga este, la rotación en la región próxima al nudo para ciclos negativos es mayor que para ciclos positivos. Durante los ciclos negativos, la viga este está sujeta a flexión positiva. Esto se debió a la rotación

que como cuerpo rígido sufrió la viga dentro y con respecto a la superficie inferior de la columna. Las rotaciones positivas y negativas se incrementaron consistentemente con la fuerza lateral en las regiones uno y tres, a 25 y 65 cm de la columna. Sin embargo, las rotaciones en la región dos, a 45 cm, permanecieron prácticamente nulas. Del diseño se esperaba que las regiones dos y tres registraran las mayores rotaciones y que la región uno permaneciera prácticamente elástica durante todo el ensaye. Esta diferencia está relacionada directamente con la región de la viga que desarrolló la articulación plástica. Como se pudo ver de los agrietamientos, las vigas desarrollaron sus articulaciones plásticas a 80 cm de la columna tanto a momento positivo como negativo, por lo que, las mayores rotaciones no pudieron ser registradas completamente, al estar fuera de la zona instrumentada. Además, esta mayor distancia que la esperada, 43 cm, para la formación de las articulaciones plásticas dió como resultado una mayor demanda de momento en la cara de la columna, introduciendo a esta zona en un rango inelástico mayor al esperado (fig. 6.40). Las curvas obtenidas en la región tres son muy representativas del comportamiento de una viga monolítica a flexión pura.

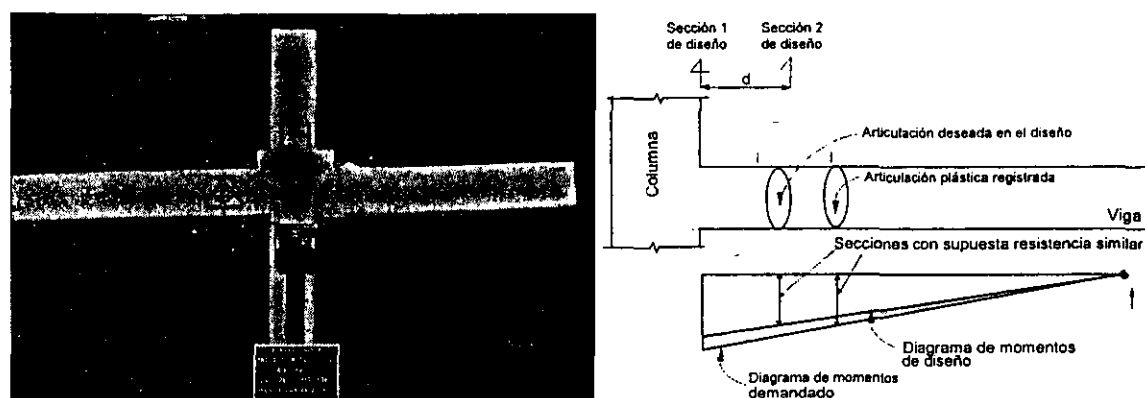


Figura 4.60 – Localización de las articulaciones plásticas en la dirección portante, este-oeste

De acuerdo con las curvas fuerza lateral-rotación, las vigas portantes plastificaron tanto a momento negativo como positivo, presentando sus mayores rotaciones positivas en las regiones próximas a la columna y negativas en la región tres. Sin embargo, es de esperarse que las mayores rotaciones tanto para momento positivo como negativo se hubieran registrado en la región situada a 80 cm de la columna de existir instrumentación en esa zona, congruente con el agrietamiento exhibido durante el ensaye. (fig. 4.60)

Según la teoría de flexión simple (vigas esbeltas), y puesto que el momento flexionante en la longitud de la viga aumenta hacia la columna, las curvaturas deben ser lineales y tener su máximo en la cara de la columna. Sin embargo, durante el diseño se estableció que la región dos debería presentar las mayores curvaturas y que la región uno solo debería registrar curvaturas importantes para grandes distorsiones. En la fig. 4.61, se presentan las curvaturas de la viga este en función de la longitud de la viga. Según la disposición de la instrumentación, las curvaturas tienen valores constantes en la longitud de cada región. En la fig. 4.61 se puede apreciar que las curvaturas aumentan simultáneamente en las regiones uno y tres. La diferencia entre la tendencia lineal esperada y la medida se atribuye a la concentración de las rotaciones en ambas regiones. Sin embargo las curvaturas de la sección situada a 80 cm de la columna debieron ser las máximas debido a la formación de la articulación plástica justo en esa zona. (fig. 4.60). La distribución de curvaturas en la viga oeste, no presentada, fue muy similar a la de la viga este.

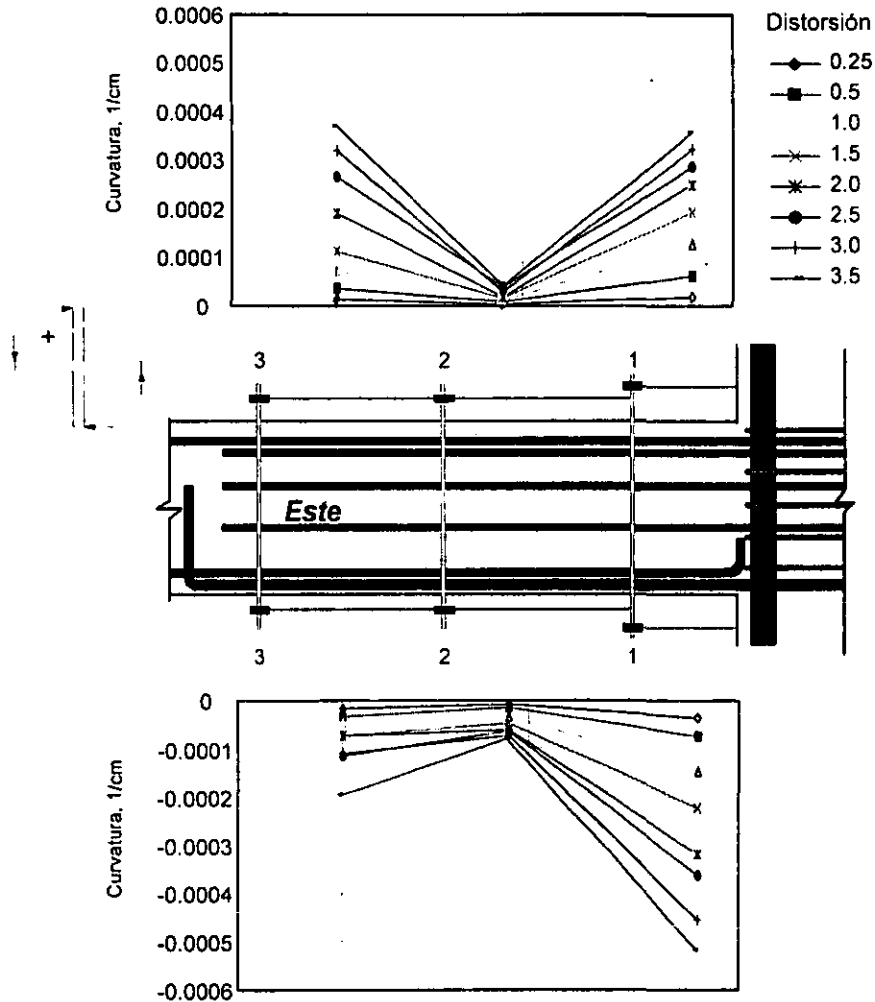


Figura 4.61 – Distribución de curvaturas en la longitud de la viga este

La sobrerresistencia mostrada en la tabla 4.6, para momento positivo y negativo con respecto al momento actuante, en la sección 1, demostró tener mucha importancia para obligar a desarrollar la articulación plástica lejos de la cara de la columna y mantener en un rango elástico esta sección, sin embargo, el deslizamiento de la nariz dentro del nudo y el desarrollo de la articulación plástica más alejada de lo esperado aumentó la demanda de momento reduciendo considerablemente la sobrerresistencia en la sección 1, esto se registró como una concentración de deformaciones en esta sección a momento positivo.

4.8.2.3.b Vigas de rigidez (Norte-Sur)

Las rotaciones de las vigas de rigidez se presentan en la fig. 4.62. En la viga norte, la rotación en la región próxima al nudo para ciclos positivos es prácticamente igual que para ciclos negativos, sobretodo para las distorsiones de 0.5% y 1.5%. Durante los ciclos positivos, la viga norte estaba sujeta a flexión positiva. Esto se debió al deslizamiento y rotación que como cuerpo rígido sufrió la viga dentro y con respecto a la superficie inferior de la columna. La rotación en la segunda región fue prácticamente nula.

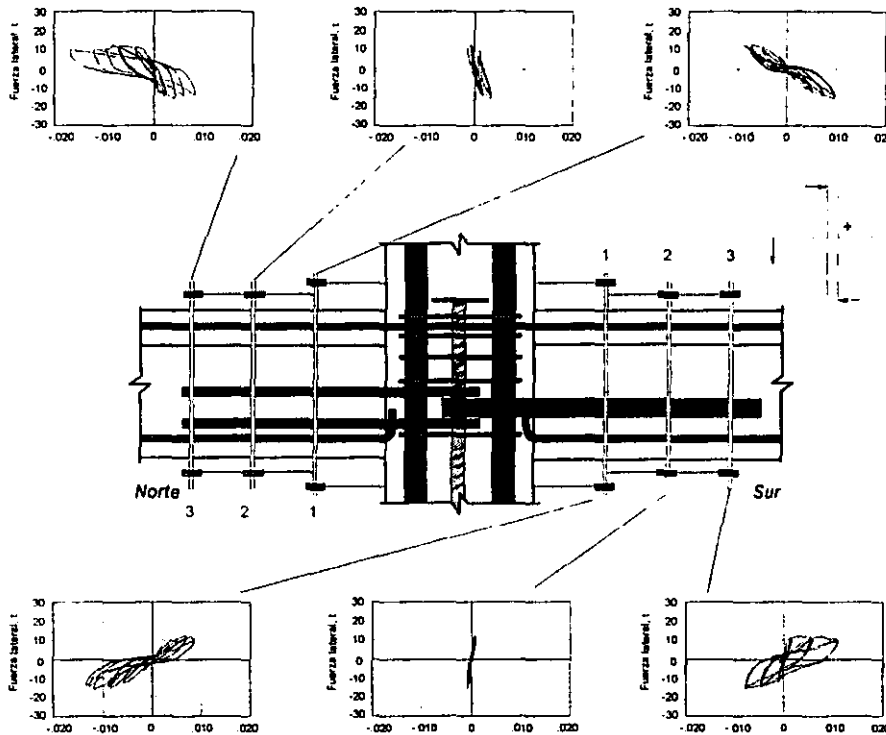


Figura 4.62 – Curvas fuerza lateral-rotación, N-S

La tercera región, a 65 cm de la columna, presentó una gran rotación y lazos muy amplios, lo que indica la formación típica de una articulación plástica, tanto en la parte inferior como en la superior. Los lazos fueron muy estables y simétricos para las distorsiones de 0.5 a 2.5% de distorsión, para los lazos a 3.5% de distorsión se registró una pérdida notable de resistencia debida a la fractura de una de las barras de refuerzo longitudinal inferior, consistente con las grandes rotaciones registradas. El comportamiento anterior es congruente con el agrietamiento observado durante el ensayo.

En forma similar a las vigas portantes, las vigas de rigidez plastificaron a momento negativo y positivo concentrando sus rotaciones en la sección situada a 65 cm de la columna. Sin embargo registraron rotaciones importantes en la cara de la columna, sobretodo a momento negativo. Las vigas en esta dirección presentaron un comportamiento muy similar al de una viga monolítica.

En la fig. 4.63, se presentan las curvaturas de la viga norte. Se puede apreciar que las curvaturas en la región dos son prácticamente nulas, mientras que las de la región uno y tres aumentan con la distorsión. A momento negativo, curvaturas positivas, la viga registró mayores rotaciones en la cara de la columna que en la sección tres, contrario a lo esperado de diseño. Sin embargo, a momento positivo, curvaturas negativas, la viga presentó un comportamiento más parecido al que se esperaba del diseño con las mayores rotaciones lejos de la cara de la columna, pero con importantes rotaciones en la cara de la columna. Esto se debió principalmente a que la articulación plástica se desarrolló en una sección más lejana, 65 cm, de la deseada, 38.5 cm, lo que originó mayor demanda de momento en la cara de la columna. De los cocientes obtenidos en la tabla 4.4, podemos observar que el nivel de sobrerresistencia para en la sección 1 con respecto a los momentos actuantes era mayor para momento positivo que para momento negativo. Esto influyó de manera determinante para que la parte inferior de la viga registrara menores curvaturas que la superior en la cara de la columna.

La distribución de curvaturas en la viga sur, no presentada, fue muy similares a las de la viga norte tomando en cuenta las diferencias antes mencionadas.

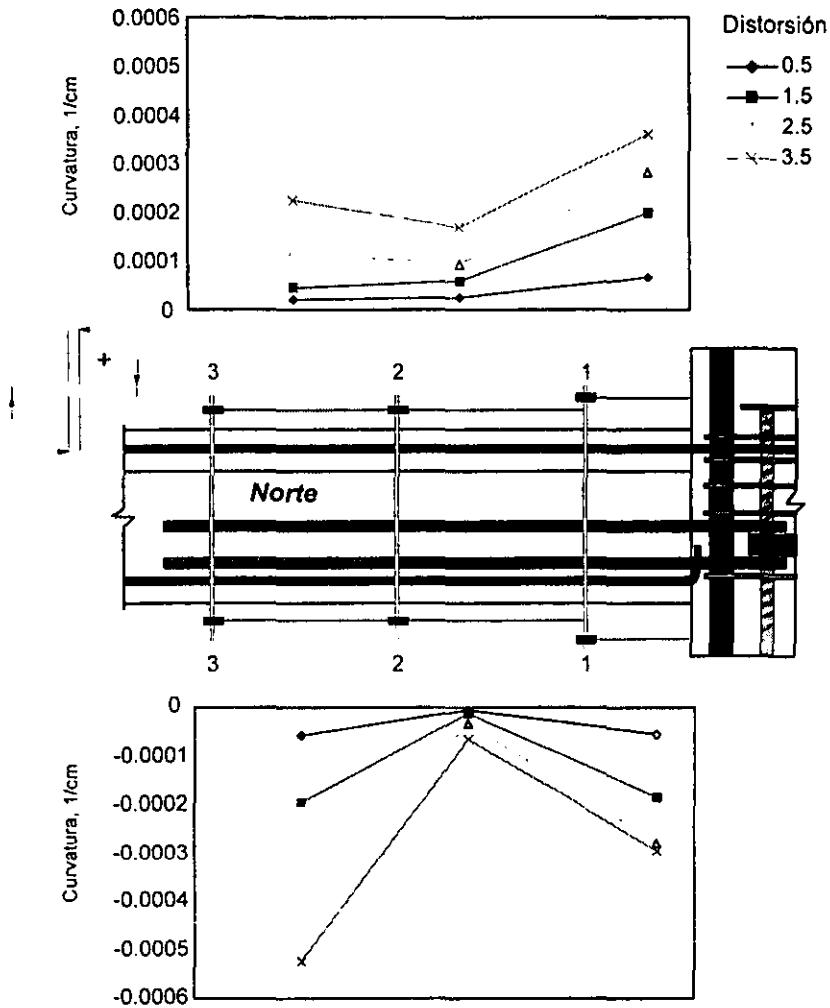


Figura 4.63 – Distribución de curvaturas en la longitud de la viga norte

4.8.2.3.c Ubicación de la articulación plástica

Del análisis obtenido de la sección 4.8.2.3a y 4.8.2.3.b, las articulaciones plásticas observadas se concentraron principalmente en dos secciones. En la dirección portante, en una sección a 80 cm de la cara de la columna, la de mayor importancia, y en la en la cara de la columna, con menor magnitud. La dirección de rigidez presentó un comportamiento similar pero en lugar de que la articulación se formara a 80 cm de la columna se formó a 65 cm, y presentó también rotaciones importantes en la cara de la columna sobretodo para cuando la viga se encontraba sujeta a momento negativo.

Un análisis detallado de los diagramas de resistencia de las vigas en toda su longitud demostró que las vigas en ambas direcciones tenían tres secciones con resistencia distinta. La resistencia menor se asoció con la resistencia calculada para la sección 2, la resistencia en la cara de la columna correspondía a la calculada con la sección 1. Sin embargo, existe una pequeña sección en la cual la resistencia de la viga depende de todo el refuerzo longitudinal, refuerzo considerado en la sección 2 y el refuerzo considerado en la sección 1, y que trabajó en conjunto. Esta sección tiene una longitud sumamente pequeña, del orden de 7.5 cm y 1.2 cm según se aprecia de las figs. 4.14 y 4.15 y situada a 31.7 cm y 22.5 cm de la cara de la columna, para la dirección portante y de rigidez, respectivamente, obliga a que la articulación plástica se forme en la cara de la columna o en la sección de menor resistencia. Sin embargo, el diagrama de momentos actuantes en la viga de acuerdo con el diseño, siempre alcanzará a desarrollar la articulación plástica lejos de la cara de la columna por que allí alcanza primero su resistencia. Es importante mencionar que para altas deformaciones se acepta que se presenten rotaciones importantes en la cara de la columna. Esta es la razón principal de porque las

articulaciones se formaron más lejos de la cara de la columna de lo predicho. En la fig. 4.64 se presentan los diagramas de momentos flexionantes resistentes, actuantes y los supuestos durante el diseño en toda la longitud de la viga. Las resistencias se presentan en forma exagerada solo con fines de observación. Este diagrama es similar en la dirección portante y de rigidez.

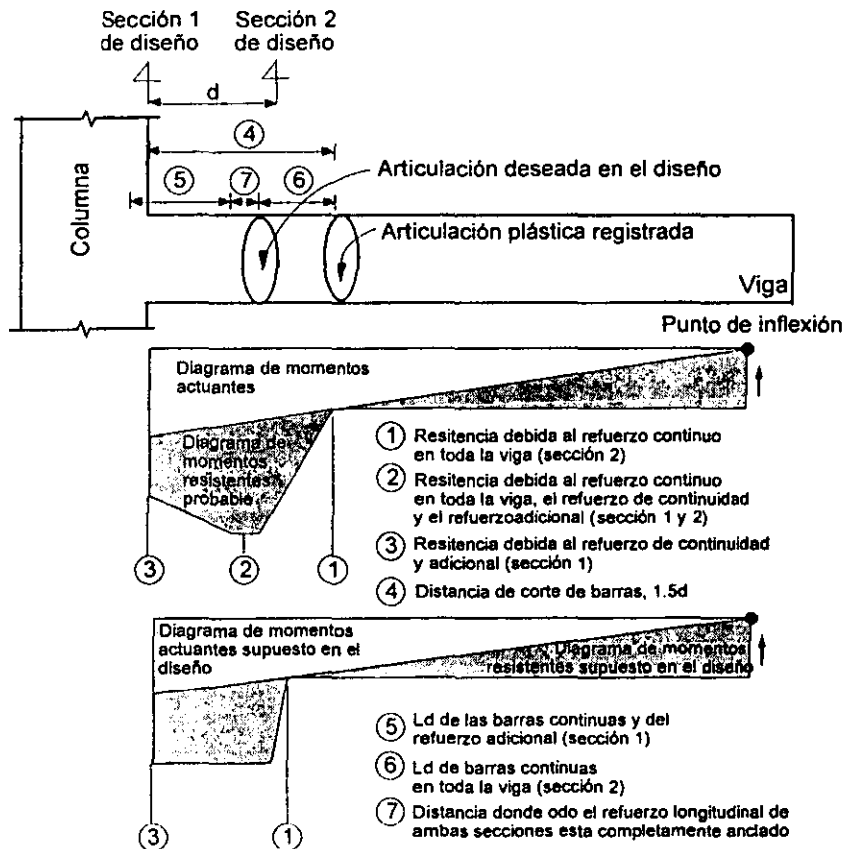


Figura 4.64 – Distribución de momentos a lo largo de las vigas

Esta característica de las vigas de tener una sección con una resistencia a momento mucho mayor que el supuesto en el diseño solo se presenta para momento positivo, pero es lo suficientemente importante para inducir que la articulación plástica a momento negativo se forme cerca de la sección que presenta la articulación plástica a momento positivo.

Adicionalmente en la dirección portante las vigas se observó durante el ensaye que la nariz de la viga prefabricada se agrietó por flexión en toda su longitud y contrario a lo supuesto en el diseño, la rotación de la viga se concentró en la sección ubicada a 80 cm de la cara de la columna y que corresponde con el cambio de sección de la viga prefabricada. Por tanto, este fenómeno también inhibió la formación de la articulación plástica más cercana a la columna como se esperaba. También existe la posibilidad de que las longitudes de desarrollo, de las barras adicionales e intermedias, obtenidas del diseño hubieran sido mucho mayores a las realmente requeridas, aumentando la longitud de la sección con sobrerresistencia.

4.8.2.4 Deformación angular

En la fig. 4.65 se presenta la gráfica fuerza lateral contra deformación angular del nudo en la dirección de las vigas portantes. Desde los primeros ciclos, las deformaciones angulares presentaron histéresis y un adelgazamiento de los lazos cerca del origen, debidos al prematuro agrietamiento por corte del nudo. A partir de la fuerza lateral máxima, 2.5%, el nudo comenzó a presentar cierta degradación de rigidez, pero manteniendo su resistencia, coherente con el incremento del agrietamiento del nudo. Para los ciclos de falla

del modelo, 3.5%, el nudo mantuvo su resistencia pero con mayor deformación para ciclos negativos que para ciclos positivos. Los lazos fueron bastante simétricos y estables. Durante estos últimos ciclos, el nudo presentó un incremento importante en las deformaciones angulares para ciclos negativos que sumado a que ya había alcanzado su resistencia de diseño, podría pensarse que estaba próximo a su falla.

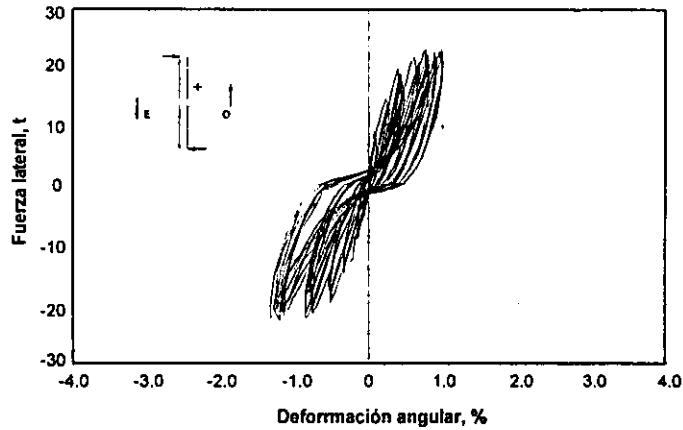


Figura 4.65 – Deformación angular del nudo, E-O

En la fig. 4.66 se presenta la gráfica fuerza lateral contra deformación angular del nudo en la dirección de las vigas de rigidez. En esta dirección, el nudo tuvo un comportamiento similar al de la dirección portante, sin embargo registró mayores incrementos en las deformaciones para ciclos negativos, posiblemente debido al menor confinamiento del nudo en esta dirección y a la mayor demanda de fuerzas cortantes a las que se sometió al nudo durante los ciclos bidireccionales.

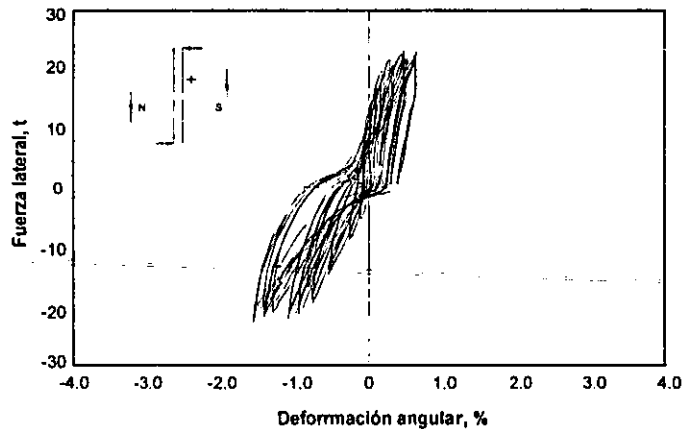


Figura 4.66 – Deformación angular del nudo, N-S

4.8.3 Instrumentación interna

En esta sección se presentan los registros de los deformímetros eléctricos adheridos al refuerzo longitudinal y transversal de los elementos. También se incluyen algunos comentarios sobre la plastificación del refuerzo.

Los deformímetros eléctricos se adherieron al acero de refuerzo de las vigas y de la columna en secciones consideradas críticas. El estudio de los esfuerzos y las deformaciones del refuerzo en estas secciones permitió conocer con mayor detalle el comportamiento interno del modelo. Se instrumentaron las

barras longitudinales del lecho superior e inferior, las barras longitudinales de la columna, los estribos de continuidad y los de confinamiento.

4.8.3.1 Consideraciones generales sobre el análisis de los deformímetros eléctricos

Las consideraciones que se utilizaron para el análisis de los deformímetros eléctricos fueron exactamente igual a las del modelo J-E (sección 2.8.3.1). Sin embargo, se presenta en la fig. 4.67 nuevamente de manera esquemática el modelo que se utilizó para representar el comportamiento del acero grado 42 (Liu, 1987). Las propiedades del acero de refuerzo utilizadas en el modelo se presentaron en la tabla 4.4.

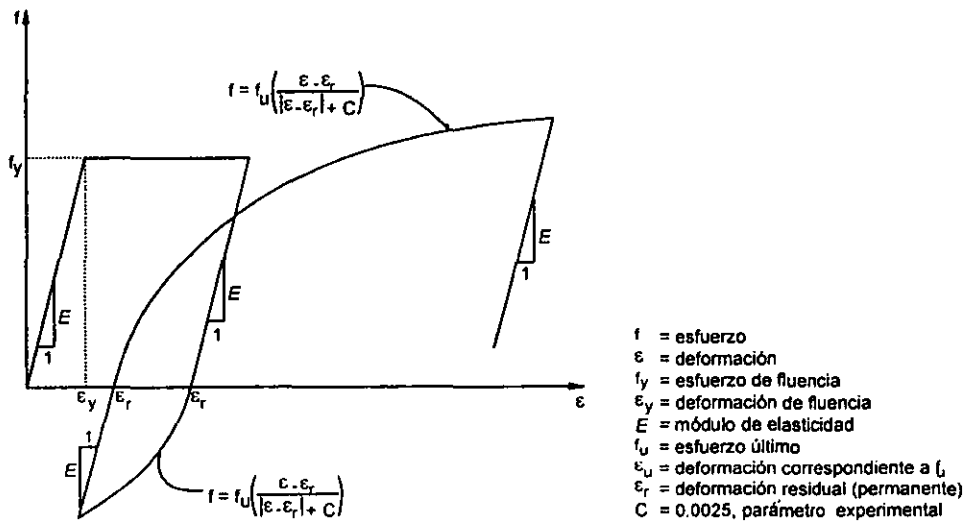


Figura 4.67 – Curva esfuerzo–deformación idealizada para el comportamiento del acero de refuerzo grado 42 ante carga cíclica

4.8.3.2 Deformaciones en las barras de refuerzo

En esta sección se presenta y discute el comportamiento de los sensores más relevantes de la instrumentación interna.

4.8.3.2.a Vigas portantes

En la fig. 4.68 se presentan las gráficas fuerza lateral contra deformación de todos los deformímetros eléctricos que registraron fluencia en el acero de refuerzo en la dirección este–oeste. El número en la figura corresponde al paso para el cual fluyeron. El paso representa el número de lecturas tomadas de la instrumentación interna y externa durante toda la historia de desplazamientos. A partir de este análisis se pueden inferir las zonas y la secuencia de fluencias del acero de refuerzo durante el ensaye. En contraste a la mayoría de los deformímetros que sólo registraron fluencias a tensión, el deformímetro CE12 presentó fluencia a compresión. Los deformímetros VE14 y CO41 registraron pérdida de adherencia para grandes distorsiones. Es importante recalcar que ningún deformímetro del refuerzo para confinamiento del nudo alcanzó deformaciones de fluencia.

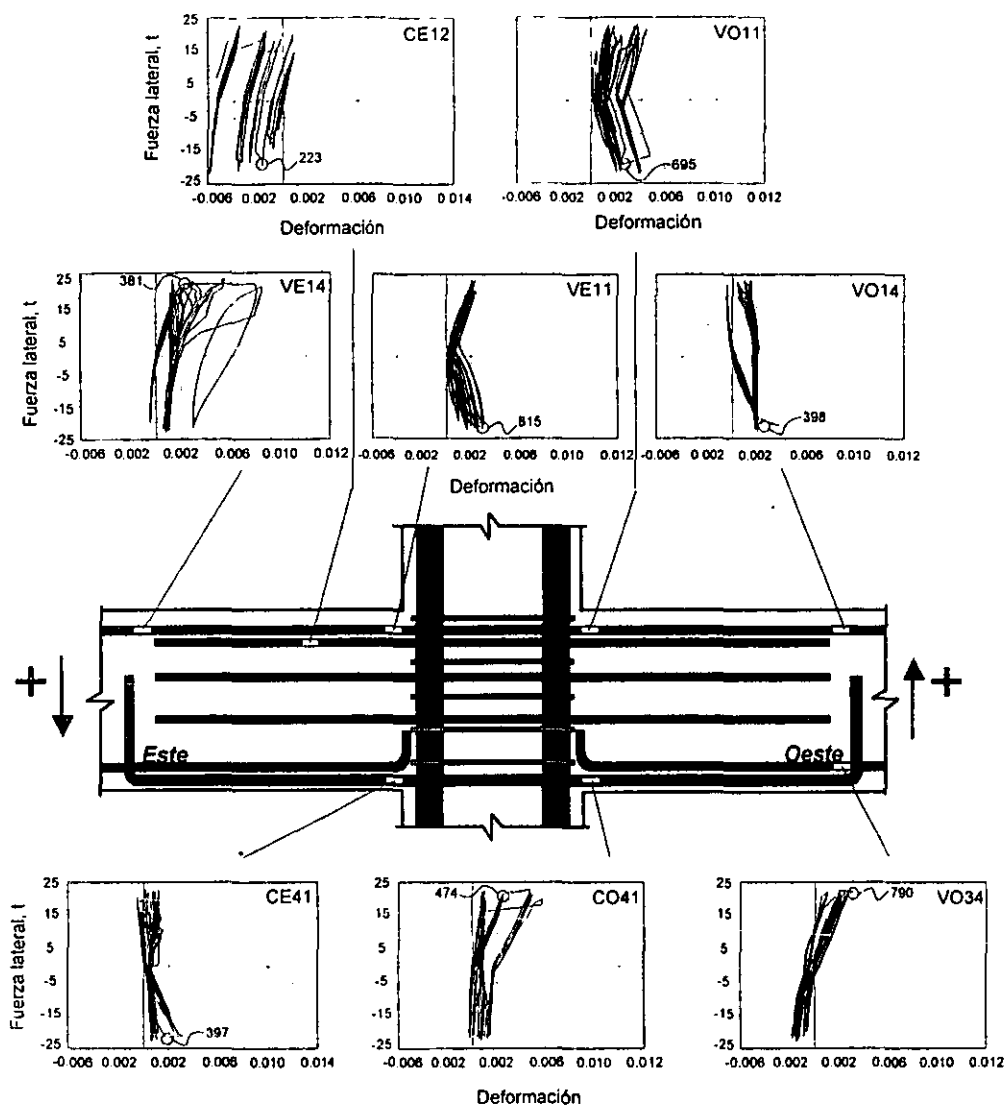


Figura 4.68 – Deformímetros que registraron fluencias del refuerzo longitudinal, transversal y de continuidad, en la dirección portante

En la fig. 4.69 se presentan las deformaciones en el acero de refuerzo longitudinal de las vigas en los diferentes puntos instrumentados de cada lecho de acero de refuerzo para cada pico positivo del primer ciclo a una distorsión dada. Las deformaciones positivas indican deformaciones debidas a tensión. En la gráfica se ha señalado la deformación de fluencia medida en ensayos a tensión (sección 4.4.1, tabla 4.4).

Los resultados del lecho superior muestran que las deformaciones se distribuyeron prácticamente igual a lo largo de los primeros 45 cm. La posición V114 registró fluencias del orden de cuatro veces la deformación de fluencia, pero para la distorsión de 3.0% registró una pérdida de adherencia en esa posición. Sin embargo, era de esperarse que de haber instrumentado la barra en una sección a 80 cm de la cara de la columna se hubieran obtenido registros de niveles fluencias mayores que la posición VE14, por estar localizada justo en la articulación plástica. Por último, la deformación registrada en el deformímetro VO10 aumentó consistentemente con la distorsión, lo que indica que no se perdió adherencia en estas barras.

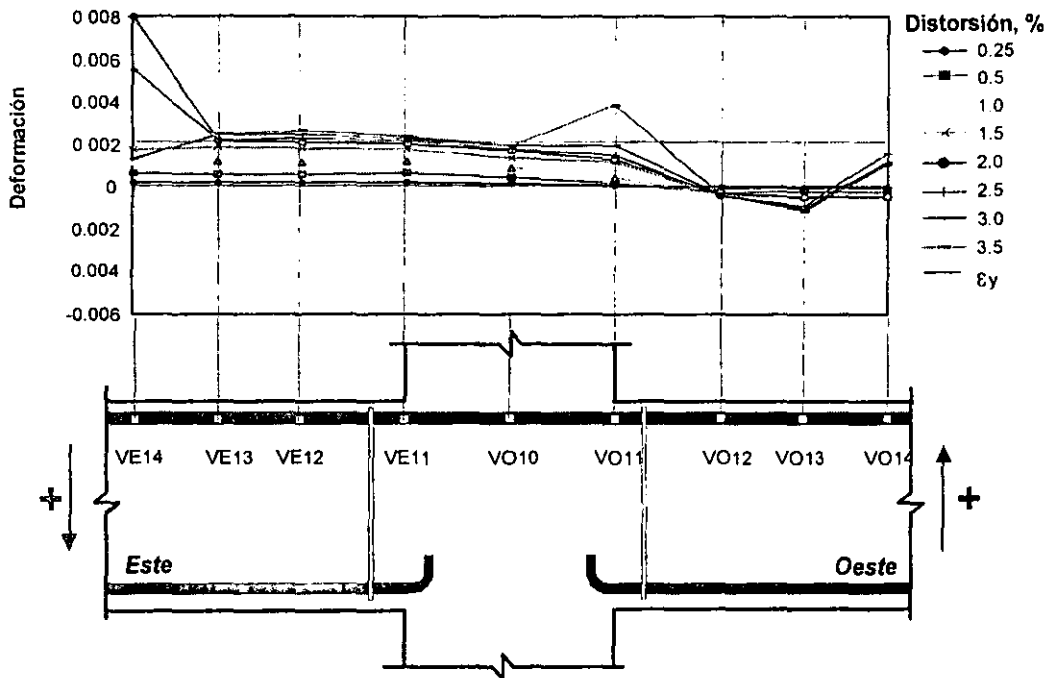


Figura 4.69 – Deformaciones en el acero de refuerzo del lecho superior, E-O

En la fig. 4.70 se presentan la curva de la fig. 4.69 en términos de esfuerzo. Se observa que, del lado este al oeste de la columna, el esfuerzo disminuye; sin embargo, no se registraron compresiones en la sección VO11 como se esperaba con el cambio de momentos de positivo a negativo en la deformada del modelo. Por un lado, esto se pudo deber a una profundidad muy pequeña del eje neutro, o a la presencia de momentos de torsión con respecto al eje de las vigas normal a la dirección a la aplicación de carga (fig. 4.71). Las fuerzas de torsión en las vigas portantes se originan cuando se aplica la fuerza cortante de entrepiso en el extremo superior de la columna, produciendo un giro de la columna a la altura del nudo. Este giro a la altura del nudo trata de producir un giro en las vigas perpendiculares a la dirección de carga. Este giro está restringido en los extremos libres de las vigas por el tipo de apoyo. La torsión que produce la columna sobre las vigas se denomina momento torsionante. La oposición de las vigas al giro de la columna es registrado por los deformímetros eléctricos adheridos al acero de refuerzo longitudinal que pasa a través del nudo como fuerzas de tensión.

De acuerdo con esto, la conexión no presentó problemas de adherencia, al menos desde un punto de vista global, lo que parece apoyar la hipótesis de que el nudo no falló por la pérdida de adherencia de las barras de acero longitudinal que lo atraviesan, ni por corte. Merece un comentario el esfuerzo en la posición VE11 y VE14 para ciclos a 3 y 3.5% de distorsión. La disminución del esfuerzo en la barra se asocia a un comportamiento de la deformación casi constante con la carga (fig. 4.70), que en este caso parece indicar una falla local de la adherencia alrededor de la posición VE11 y VE14. Congruente con la fig. 4.69, la posición VE14 registró los mayores esfuerzos, distinta a la posición VE13 como se esperaba del diseño.

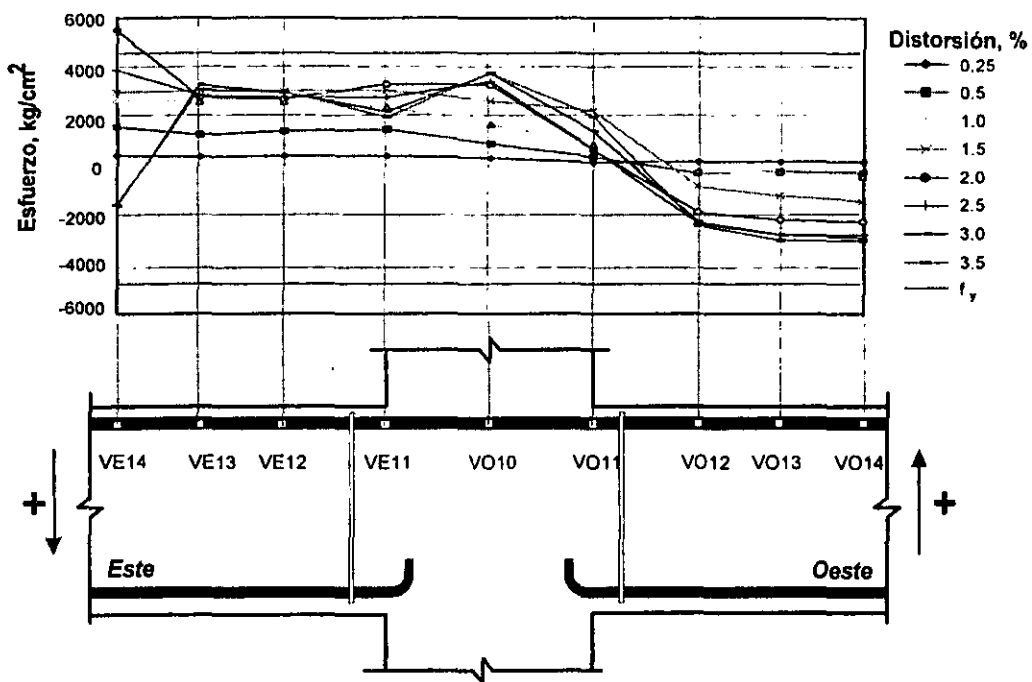


Figura 4.70 - Esfuerzos en el acero de refuerzo del lecho superior, E-O

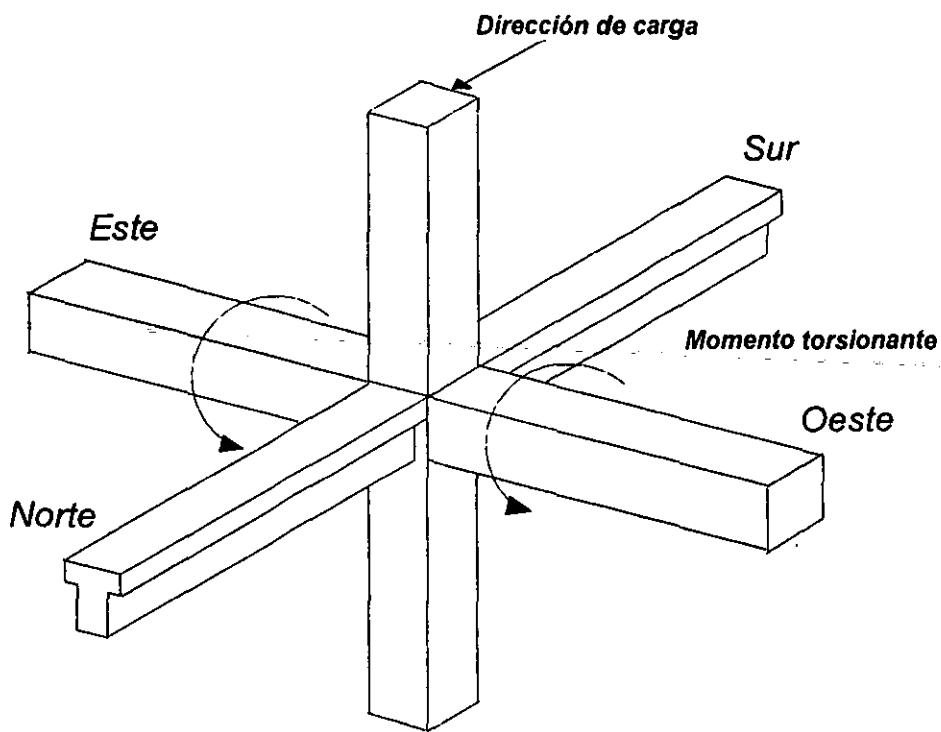


Figura 4.71 - Torsión en las vigas debidas al marco de carga

En términos generales, el acero de refuerzo en el lecho inferior, barras No. 6, experimentó fluencia del orden de tres veces la deformación de fluencia (fig. 4.72). Las deformaciones en estas barras se concentraron a 45 cm de la cara de la columna. Las barras del lecho inferior continuas en toda la longitud de la viga de rigidez no registraron fluencia en la cara de la columna por la escasa longitud de desarrollo de la barra doblada a 90° en esa sección (fig. 4.72). En contraste, se alcanzaron altas deformaciones en el bastón de refuerzo de continuidad en las posiciones CO41 y CO42. Las deformaciones en el bastón de acero para continuidad mecánica del acero longitudinal del lecho inferior se muestran en la fig. 4.73. Estas deformaciones se incrementaron simultáneamente con la distorsión hasta que en la posición CO41 se registró una pérdida de adherencia para las distorsiones de 3.0 y 3.5% (fig. 4.73). Las grandes deformaciones que se registraron en la cara de la columna son consecuencia del alejamiento de la articulación plástica sobre la viga de una distancia de 43 cm a 80 cm como se observó en el agrietamiento. Este cambio de distancia obligó a la sección en la cara de la columna a soportar mayores demandas de momento no contempladas en el diseño del modelo.

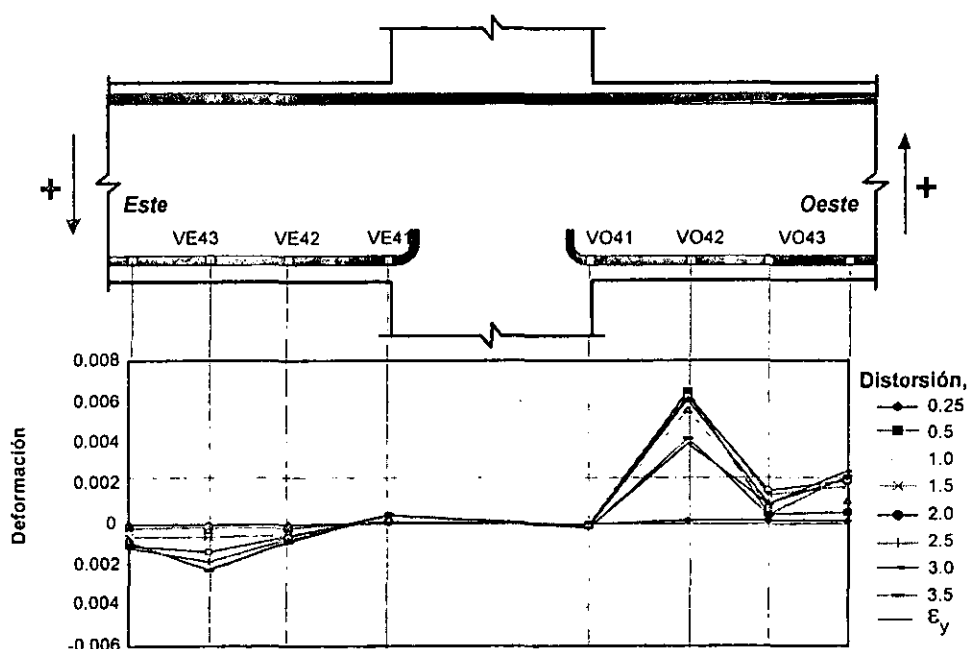


Figura 4.72 - Deformaciones en el acero de refuerzo del lecho inferior, E-O

La incompatibilidad de deformaciones en las secciones instrumentadas, situadas entre la cara de la columna y 25 cm de la misma, entre los dos diferentes tipos de refuerzo, refuerzo longitudinal inferior y refuerzo de continuidad, se asocia a las diferentes longitudes de desarrollo requeridas para cada diámetro de barra de refuerzo, suponiendo que en las zonas con una corta longitud se presentan pequeñas pérdidas de adherencia. Es decir, el bastón, No. 8, tiene un anclaje casi perfecto a ambos lados de la posición CO41 pero no así, en la posición CO42, en la cual, depende del gancho a 90° del extremo para alcanzar su anclaje. De igual manera, el refuerzo longitudinal del lecho inferior necesita de una distancia de 32.5 cm, además del gancho a 90°, para alcanzar su longitud de desarrollo desde la cara de la columna, posición VE12.. Lo anterior concuerda con los registros en la cara de la columna y a 25 cm de la misma. La incursión del refuerzo de continuidad en la cara de la columna en deformaciones de fluencia se asocia nuevamente con el cambio de la distancia entre la articulación plástica y la cara de la columna de la articulación plástica.

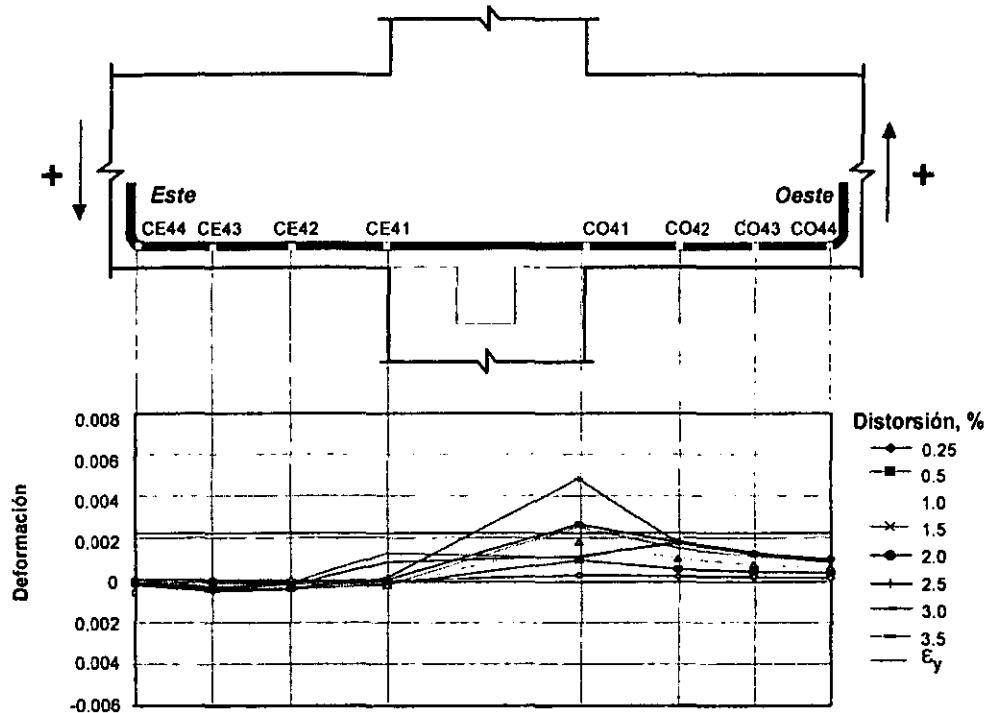


Figura 4.73 - Deformaciones en el refuerzo de continuidad del lecho inferior, E-O

Es importante recalcar, que de acuerdo con lo mencionado en el párrafo anterior, se presentan dos secciones, localizadas en la cara y a 25 cm de la columna, con una incompatibilidad de deformaciones entre los lechos de acero. En la cara de la columna, únicamente se deformaron los bastones de continuidad mecánica y no el acero de refuerzo del lecho inferior que presentó deformaciones de fluencia hasta la sección situada a 25 cm de la cara de la columna.

En las figs. 4.74 y 4.75 se presentan las gráficas correspondientes a las figs. 4.72 y 4.73 en términos de esfuerzos. Ambas gráficas tienen un comportamiento consistente con el cambio de esfuerzos de tensión a compresión relacionado con el cambio de momentos de positivo a negativo en la deformada del modelo. Para la sección en la cara de la columna, los bastones para continuidad mecánica registraron sus máximos esfuerzos en la cara de la columna y fueron del orden de 4500 kg/cm^2 a momento positivo y de 2000 kg/cm^2 a momento negativo. Estos esfuerzos permanecieron prácticamente constantes en las posiciones situadas a 25 y 45 cm de la columna (fig. 4.75). Para la posición CO44, los esfuerzos disminuyeron consistente con la escasa longitud de desarrollo para los bastones en esta sección. Sin embargo, el acero de refuerzo inferior registró esfuerzos del orden de 3000 kg/cm^2 a momento negativo y a momento positivo en las posiciones VE33 y VO32 (fig. 4.74). La posición VO31 registró esfuerzos prácticamente nulos, congruente, igualmente que en los bastones, con la pequeña longitud de desarrollo. Por último, en las zonas donde se plastificaron las vigas según el patrón de grietas no se contaba con instrumento alguno.

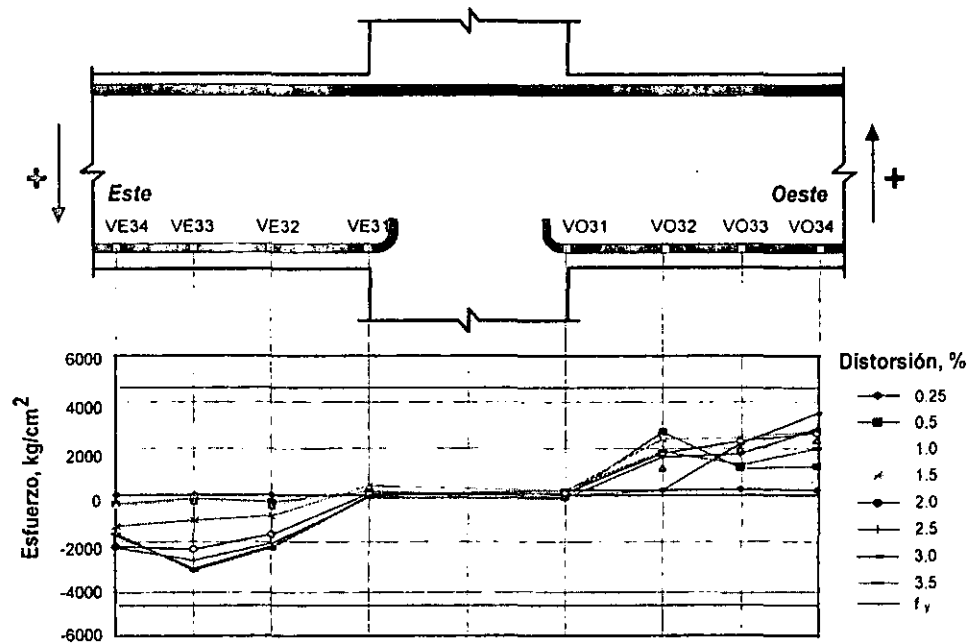


Figura 4.74 – Esfuerzos en el acero de refuerzo del lecho inferior, E-O

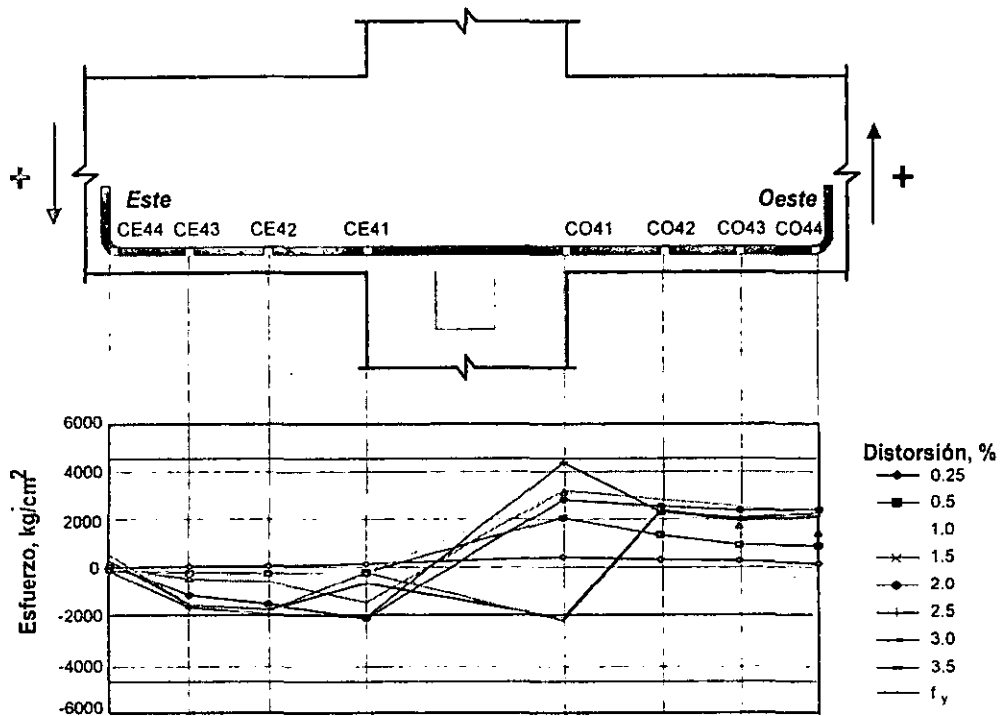


Figura 4.75 – Esfuerzos en el acero de prefuerzo del lecho inferior, E-O

En las figs. 4.76 y 4.77 se presentan las curvas de deformación y esfuerzo para las distintas posiciones instrumentadas en la barra adicional del lecho superior y en las barras de acero intermedio. La barra de acero adicional registró sus principales deformaciones de fluencia a compresión en la posición CE12. Estas deformaciones fueron del orden de dos veces la deformación de fluencia. Esto indica que la barra

contribuyó principalmente al momento positivo de la viga oeste. En contraste a la posición CE12 la posición CE13 registró pequeñas deformaciones cuando la barra trabajó a tensión.

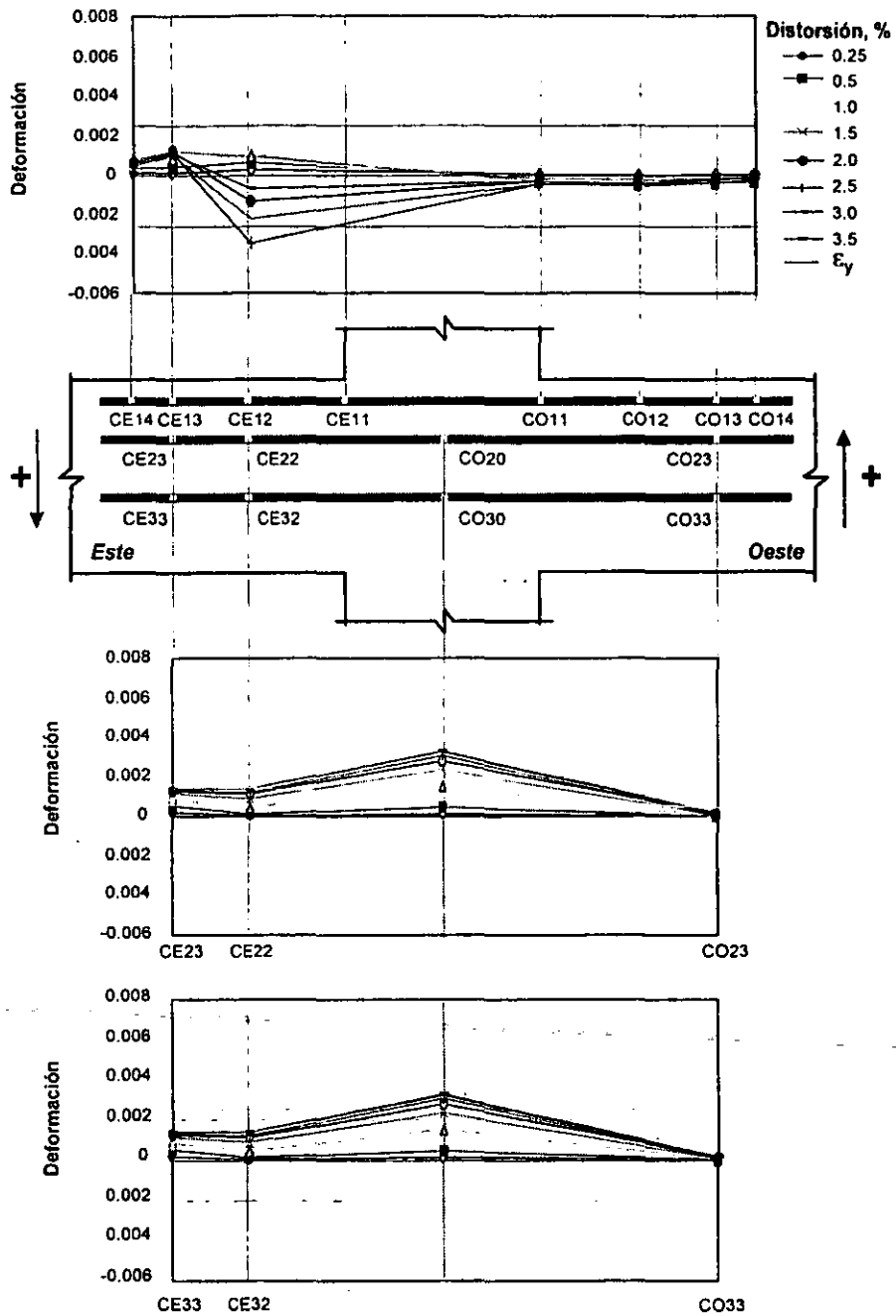


Figura 4.76 – Deformaciones en las barras intermedias y adicionales del lecho superior, E-O

Las barras intermedias registraron deformaciones del orden de la mitad de la deformación de fluencia en las posiciones que participaban en el comportamiento de las vigas, CE22, CE23, CE32 y CE33, tal como se esperaba del diseño. Sin embargo, estas barras registraron sus máximos en la posición CO20 y CO30. Las deformaciones máximas de estas posiciones fueron del orden de la de fluencia.

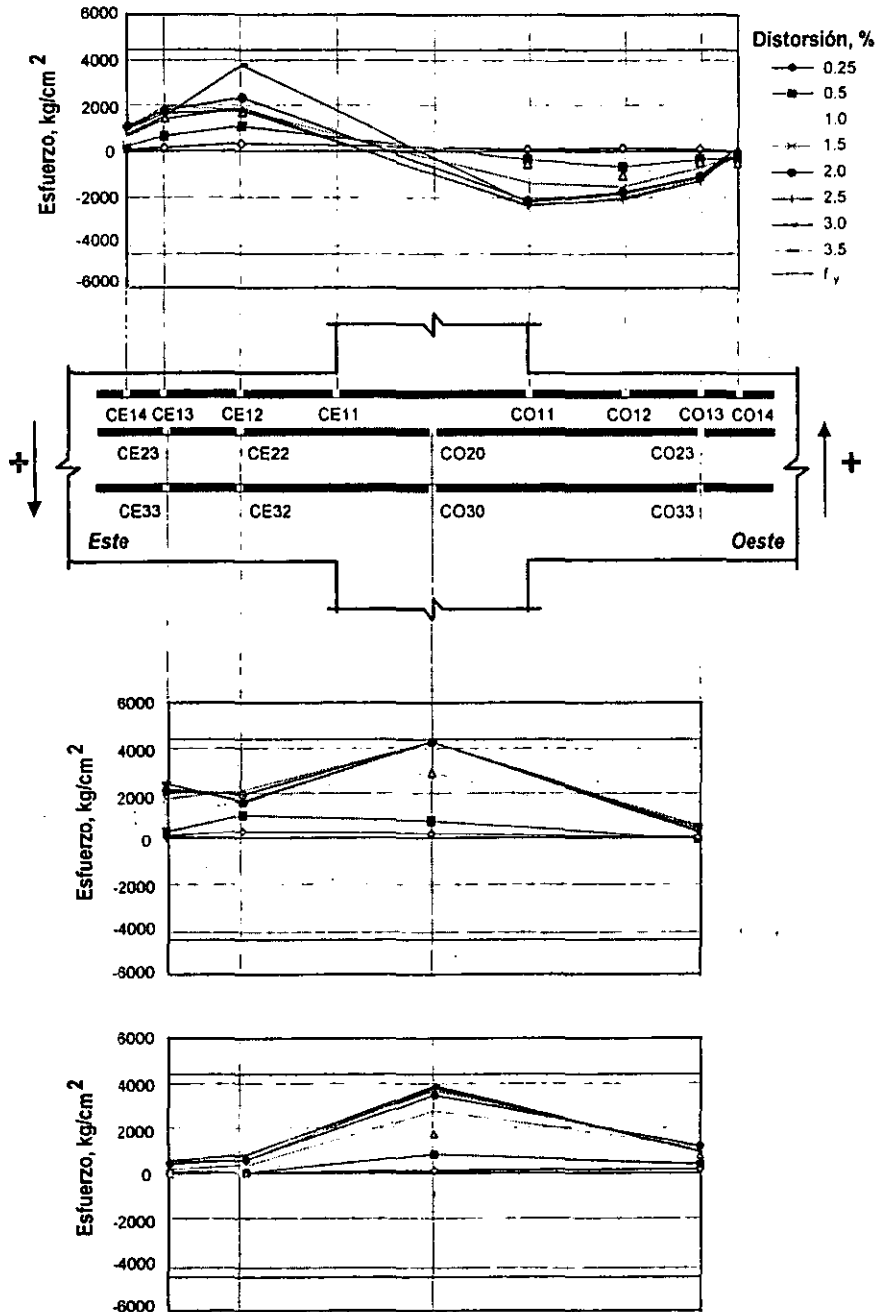


Figura 4.77 – Esfuerzos en las barras intermedias y adicionales del lecho superior, E-O

Los esfuerzos en la barra adicional del lecho superior (fig. 4.77), muestran la configuración deseada del diseño, con poca participación en las posiciones CE14 y CE13, y gran participación de las posiciones CE12 y CO11, en las cuales, registraron sus máximos, tanto a tensión como a compresión. En contraste, las barras intermedias parecen haber trabajado principalmente como estribos de confinamiento del nudo en la dirección perpendicular, por que desarrollaron sus esfuerzos principales en las posiciones localizadas al centro de la columna. Es importante recordar que estas barras se situaron dentro del acero longitudinal de la columna, pero a los costados de las vigas portantes (fig. 4.20).

4.8.3.2.b Vigas de rigidez

En la fig. 4.78 se presentan las gráficas fuerza lateral contra deformación de los deformímetros eléctricos que registraron fluencia en el acero de refuerzo en la dirección norte-sur.

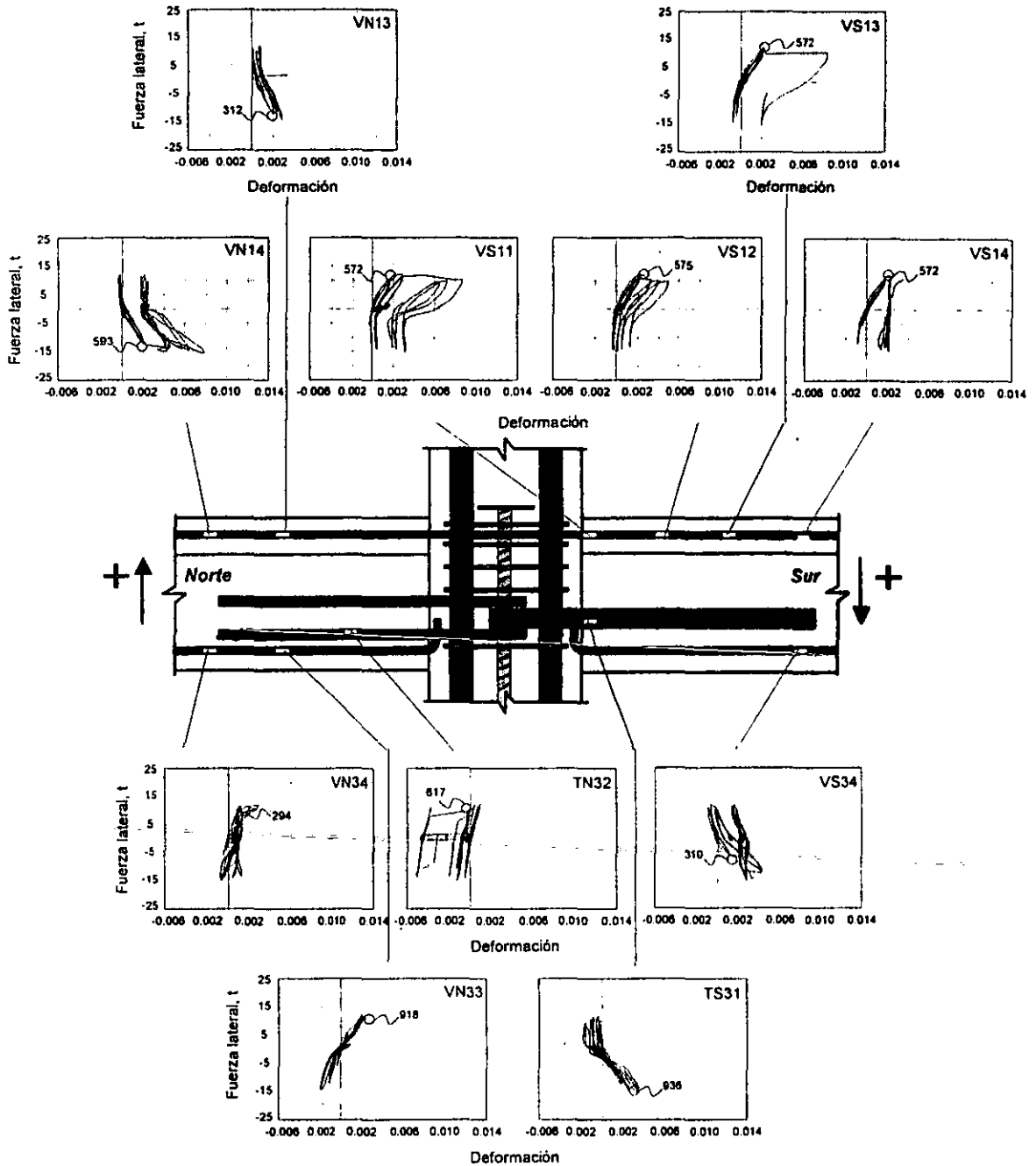


Figura 4.78 – Deformímetros que registraron fluencias del refuerzo longitudinal, transversal y de continuidad, en la dirección de rigidez

En forma similar a la dirección portante, registraron deformaciones de fluencia posiciones lejanas y cercanas a la cara de la columna. Las posiciones VS14 y VS34 registraron pérdidas claras de adherencia para ciclos a grandes distorsiones.

De la fig. 4.79 a la 4.81 se muestran las curvas de deformación del acero de refuerzo en la dirección de rigidez, norte-sur. Las deformaciones en el lecho superior se concentraron en la cara de la columna y en la posición VS33. Los registros de estas deformaciones fueron del orden de cuatro veces la de fluencia. Del diseño se esperaba que las deformaciones se concentraran en la posición VS33 y para grandes distorsiones se aceptaban deformaciones de fluencia en la cara de la columna, sin embargo, las deformaciones fueron prácticamente iguales para todas las distorsiones.

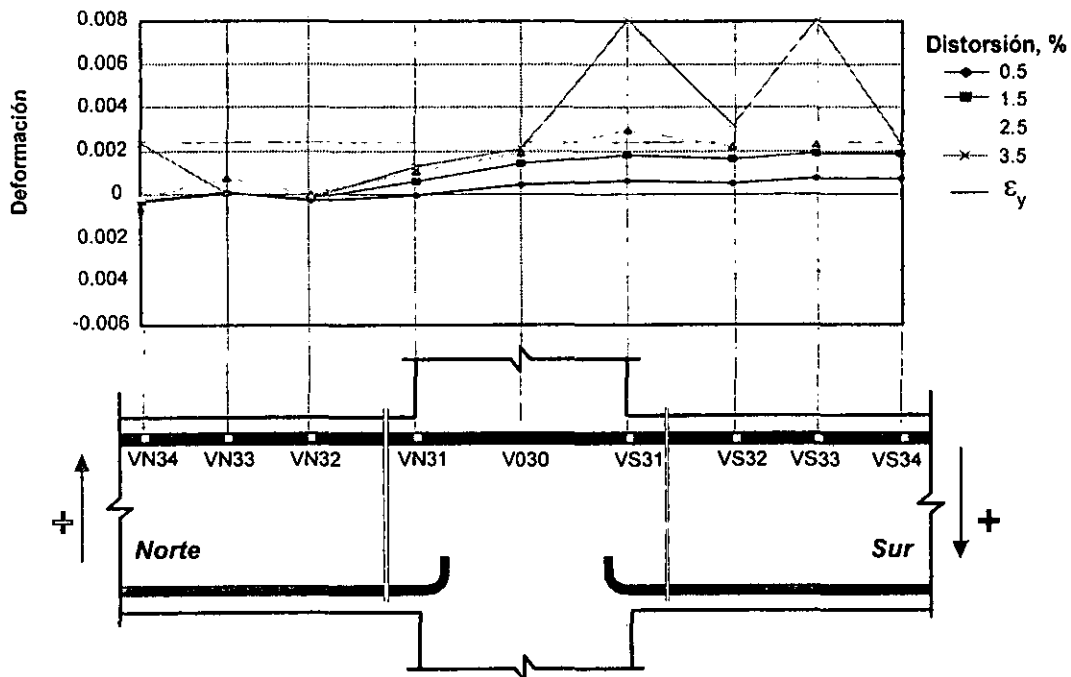


Figura 4.79 – Deformaciones en el acero de refuerzo del lecho superior, N-S

Las mayores deformaciones del refuerzo del lecho inferior se concentraron en la sección a situada a 45 y 65 cm de la cara de la columna. En cambio, las Ues de acero de continuidad y que también participaron en la relocalización de la articulación plástica no registraron deformaciones de fluencia en ninguna posición. Tal como se esperaba del diseño. Sin embargo la articulación plástica se alejó más de la deseado, similar a las vigas portantes, por la presencia de una sección con una resistencia mayor que la predicha durante el diseño (sección 4.8.2.3.c) y posiblemente a la mayor longitud de desarrollo que se le colocó a las barras de refuerzo longitudinal con la finalidad de relocalizar las articulaciones plásticas que la demandada durante el ensaye.

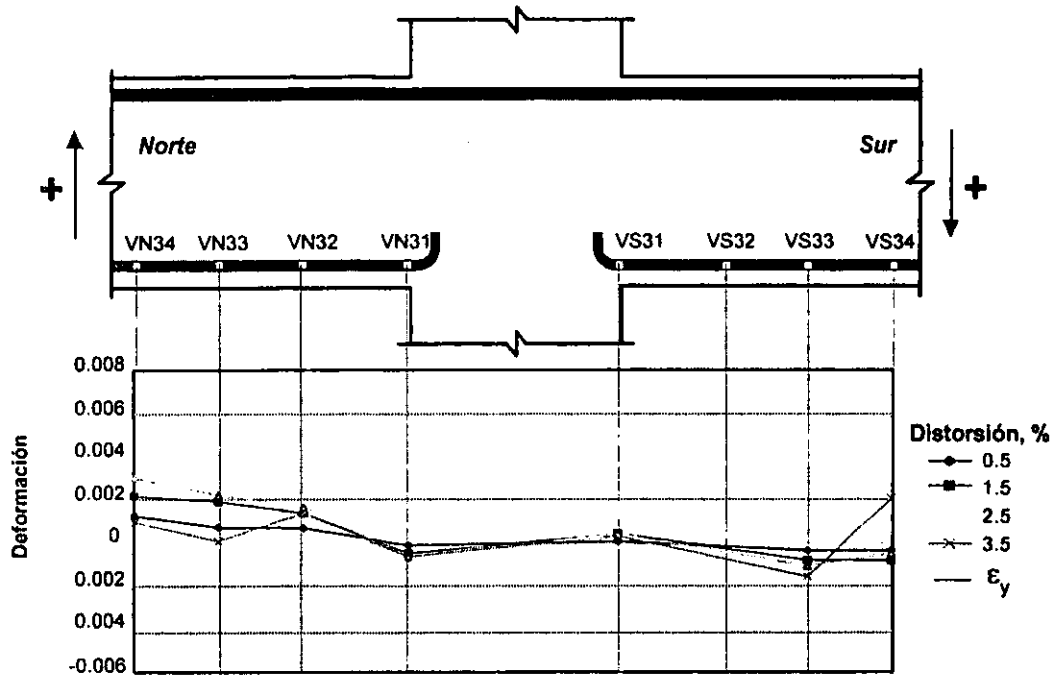


Figura 4.80 – Deformaciones en el acero de refuerzo del lecho inferior, N-S

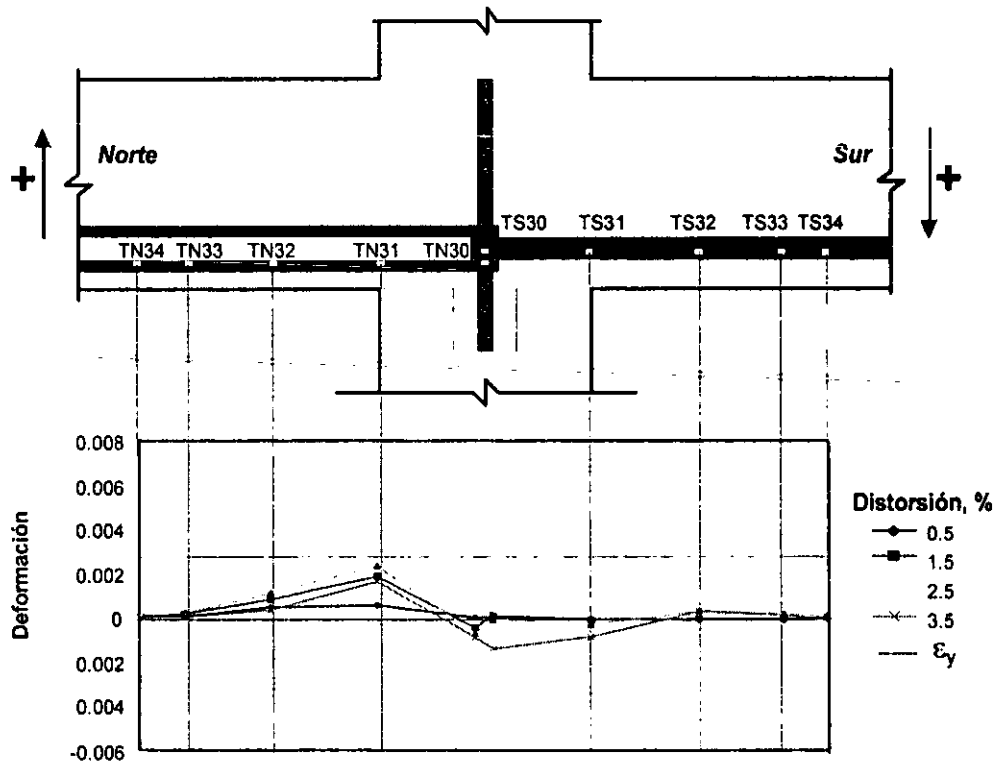


Figura 4.81 – Deformaciones en el acero de prefuerzo del lecho inferior, N-S

En las figs. 4.82 a 4.84 se presentan las gráficas de esfuerzos correspondientes a las figs. 4.79 a 4.81 de deformaciones. Una distribución similar de esfuerzos a la dirección E-O se registró en la dirección N-S en la barra superior debido a la presencia de fuerzas de torsión en un plano horizontal a la altura del nudo

inherentes al marco de carga (fig. 4.71). De manera congruente con las deformaciones, los mayores esfuerzos en la barra del lecho inferior se concentraron entre las posiciones VN34 y VN32 (fig. 4.83). Las posiciones VN33 Y VN34 registran pérdida de adherencia congruente con la pérdida de recubrimiento de la viga norte en esta sección (fig. 4.52). Los esfuerzos en el acero de continuidad y relocalización de la articulación plástica, lazos de acero de refuerzo, se concentraron en la cara de la columna y en la posición TN32, a 25 cm de la columna (fig. 4.84).

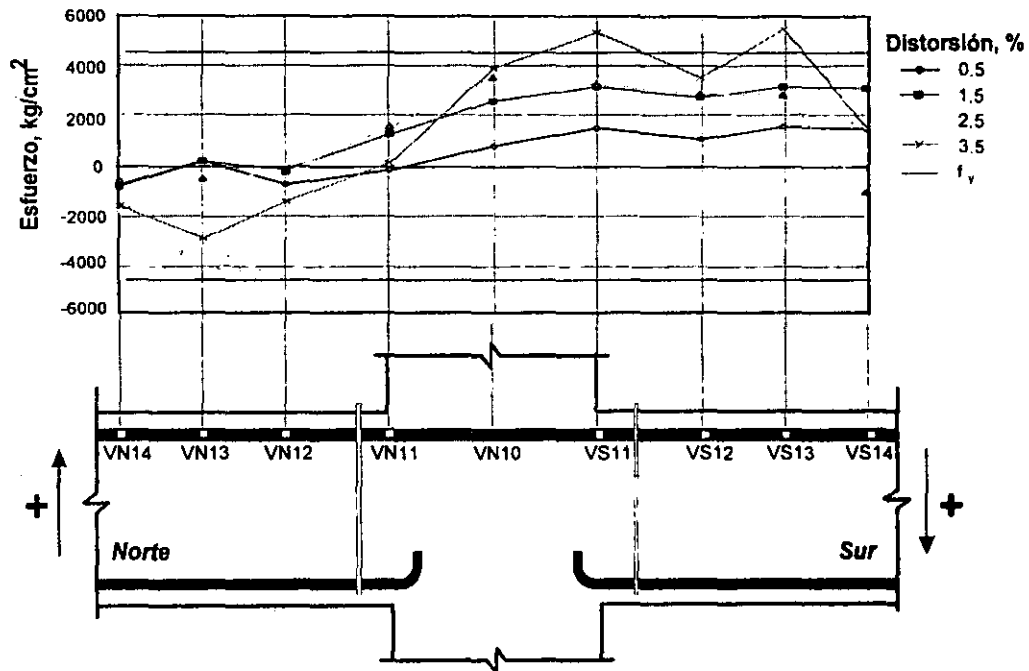


Figura 4.82 – Esfuerzos en el acero de refuerzo del lecho superior, N-S

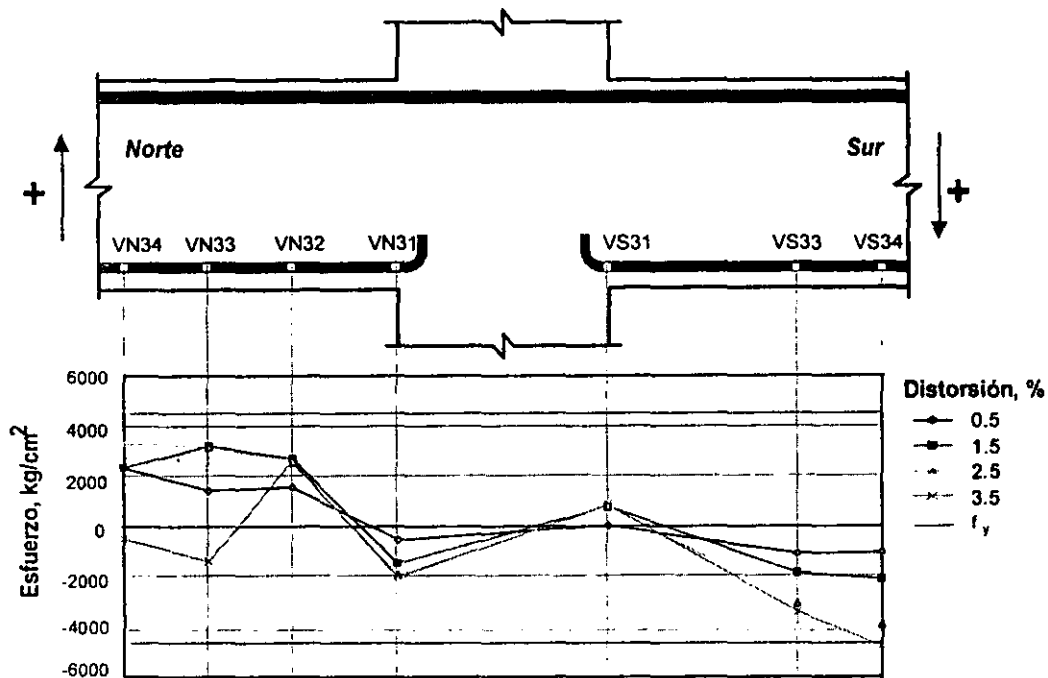


Figura 4.83 – Esfuerzos en el acero de refuerzo del lecho inferior, N-S

Aunque la articulación plástica de las vigas de rigidez, igual que en el caso de las vigas portantes, se alejó una distancia igual a 65 cm desde la cara de la columna, su influencia en el comportamiento global de las vigas en esta dirección fue menor, posiblemente porque se manejaron valores de sobrerresistencia, entre el momento actuante y el resistente de diseño en la sección I, mayores que en la dirección portante. Es importante mencionar que la distancia de diseño fue de 38.5 cm

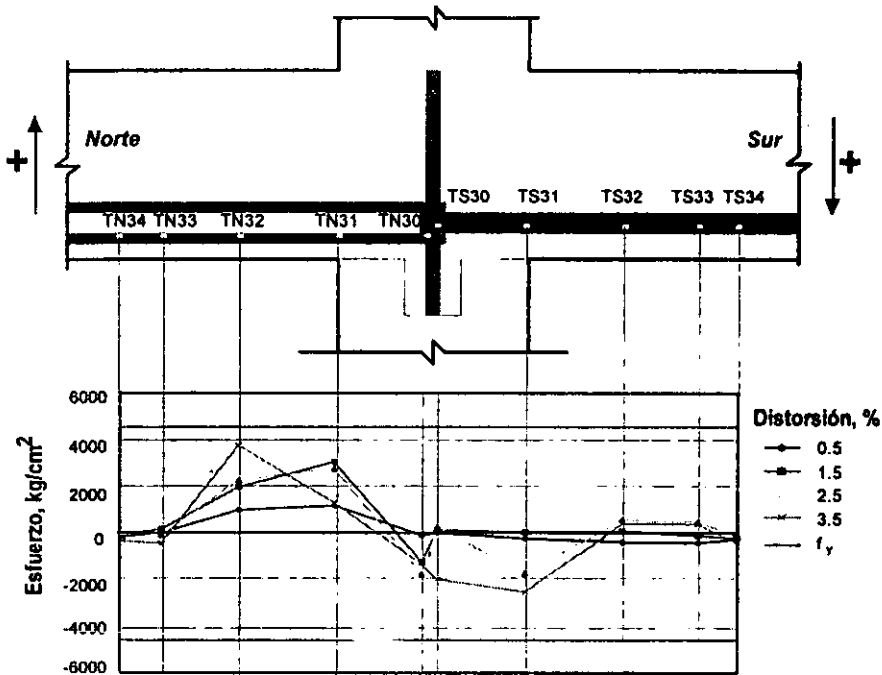


Figura 4.84 – Esfuerzos en el acero de presfuerzo del lecho inferior, N-S

4.8.3.2.c Perno de continuidad

En la fig. 4.85 se presentan las distintas curvas fuerza lateral contra deformación de la instrumentación colocada en el perno de continuidad. Ninguno de los deformímetros registró una fluencia palpable; sin embargo, los deformímetros BNS y BNI alcanzaron deformaciones cercanas a las de fluencia. Esta lectura es congruente con la dirección de rigidez, en la cual el perno participa en la continuidad del acero de refuerzo longitudinal inferior.

Las deformaciones en el perno según la distorsión se presentan en la fig. 4.86. Para las primeras distorsiones, el perno tuvo un comportamiento elástico lineal; sin embargo, deformaciones prácticamente de fluencia debidas a la flexión del perno se registraron para las distorsiones de 3.5%.

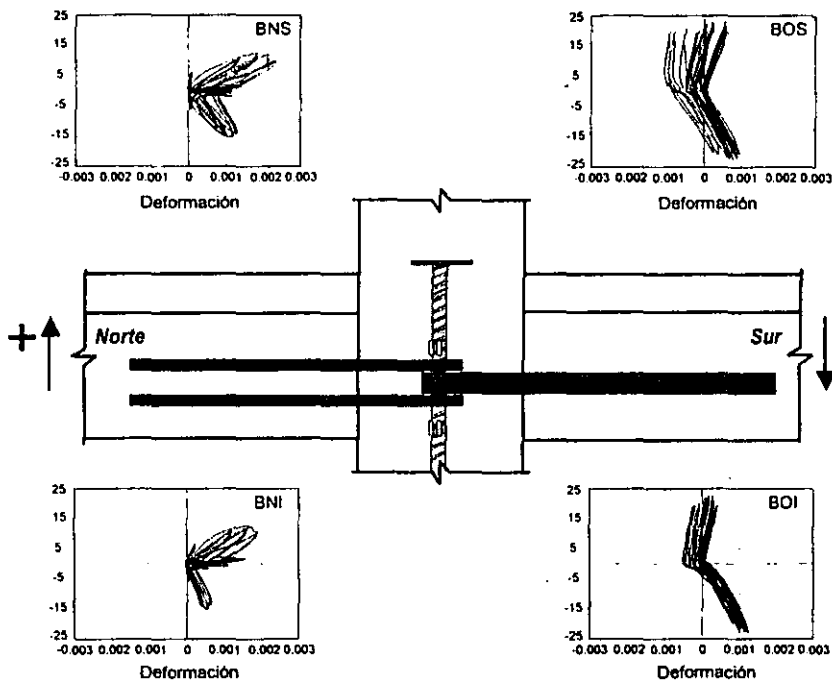


Figura 4.85 – Deformímetros en el perno de continuidad

De observaciones realizadas durante la demolición del modelo J-AP, se pudo constatar que el perno desarrollo deformaciones importantes alcanzando una deflexión de 2 cm al centro de las barras en forma de U. Al parecer, los deformímetros eléctricos se encontraron en posiciones ligeramente alejadas de la zona principal de flexión, esto explica la poca precisión de su lectura. En la fig. 4.87 se muestra el perno de continuidad deformado en la dirección de rigidez, norte-sur.

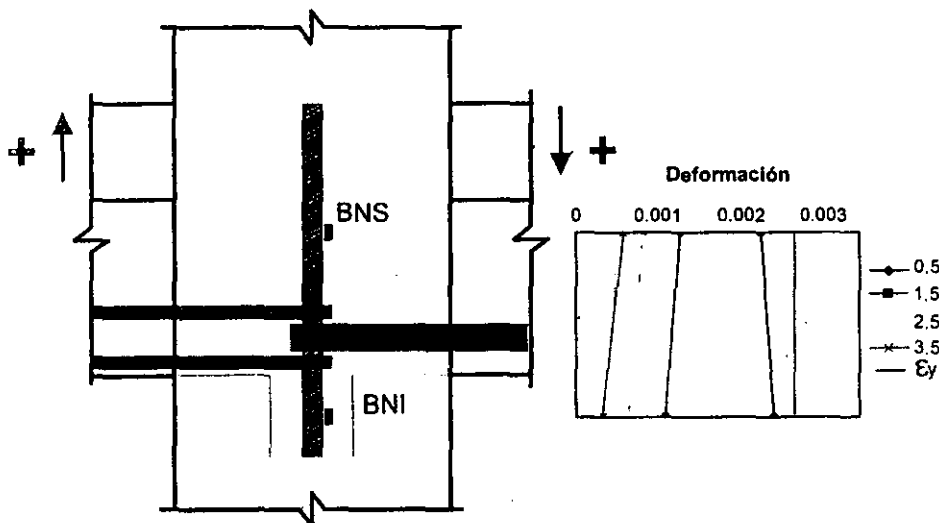


Figura 4.86 – Deformaciones en la dirección N-S, perno de continuidad

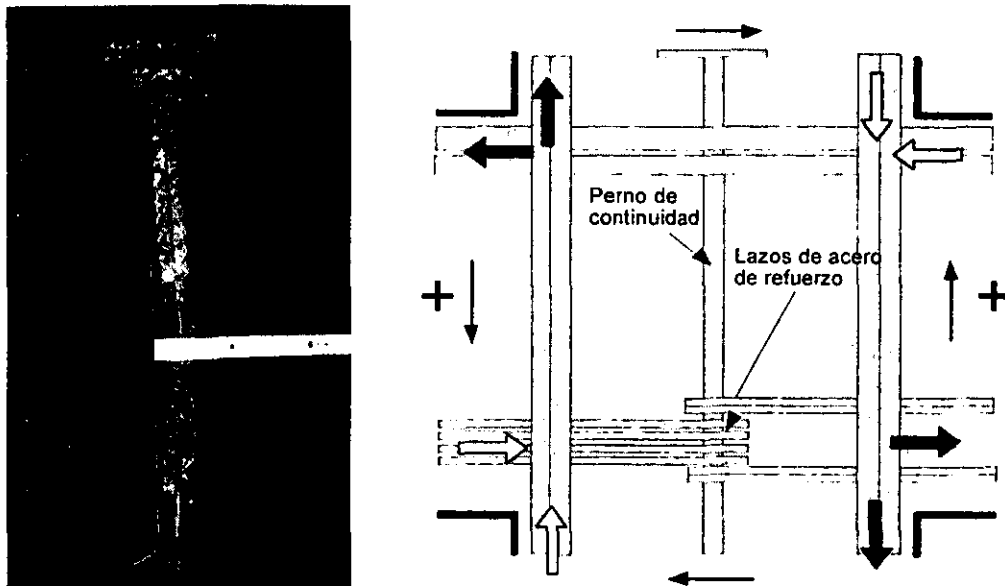


Figura 4.87 – Perno de continuidad deformado

4.9 RESULTADOS DEL ENSAYE

En este inciso se describe el mecanismo de falla del modelo J-AP y, posteriormente, se efectúa un análisis comparativo entre los datos obtenidos durante el ensaye y los obtenidos del diseño del espécimen, para comprender el comportamiento no lineal del espécimen.

4.9.1 Mecanismo de Falla

4.9.1.1 Dirección portante, Este-Oeste

En las curvas de histéresis de las figs. 4.88 se ha señalado la ocurrencia del agrietamiento y de la plastificación del acero, registrada por los deformímetros eléctricos, en diferentes secciones del modelo. La nomenclatura corresponde a los sensores de la fig. 4.40. El estudio de la secuencia de fluencia del acero es de gran importancia para entender el mecanismo de falla del modelo. El primer agrietamiento diagonal del nudo se presentó en la distorsión de 0.25%. Una evaluación detallada de las deformaciones de fluencia indicó que la primera deformación de fluencia del acero longitudinal del lecho superior se registró en la posición VE14, en la distorsión de 1.6% durante el primer ciclo positivo a la distorsión a 2.0%, seguido de la fluencia en el acero longitudinal del lecho inferior en la posición CE41, en la distorsión a -1.6%. Simultáneamente en la misma distorsión, la posición VO14, también registró deformaciones de fluencia.

En la distorsión de 2.0%, el acero longitudinal del lecho inferior presentó deformaciones de fluencia en la posición CO41. La viga oeste registró fluencias en la cara de la columna, en la posición VO11, para la distorsión de -2.5%. Finalmente, en las distorsiones de 3.5 y -3.5%, se alcanzaron deformaciones de fluencia en las posiciones VO34, en la viga oeste a 65 cm de la columna, y VE11, en la viga este en la cara de la columna. En contraste con todos los deformímetros anteriores que obtuvieron registros de deformaciones de fluencia a tensión, la posición CE12 desarrolló deformaciones de fluencia a compresión, para la distorsión de -1.45%

Las deformaciones de fluencia del lecho inferior se registraron principalmente en los bastones de continuidad en las posiciones situadas en la cara de la columna. Esto se debió a que la articulación plástica se localizó a 80 cm de la cara de la columna, aumentando las demandas de momento en la cara de la columna. Al

parecer las primeras deformaciones de fluencia, se concentraron principalmente en la sección localizada a 80 cm de la cara de la columna y posteriormente en la cara de la columna, según se observó del agrietamiento durante el ensaye. Sin embargo, la ausencia de instrumentación a 80 cm de la columna impidió obtener los registros de las deformaciones. Es de esperarse que el nivel de deformación en el acero de refuerzo longitudinal sea mucho mayor en la sección localizada a 80 cm de la columna que los obtenidos en la cara de la columna, consistente con la formación de las articulaciones plásticas observadas.

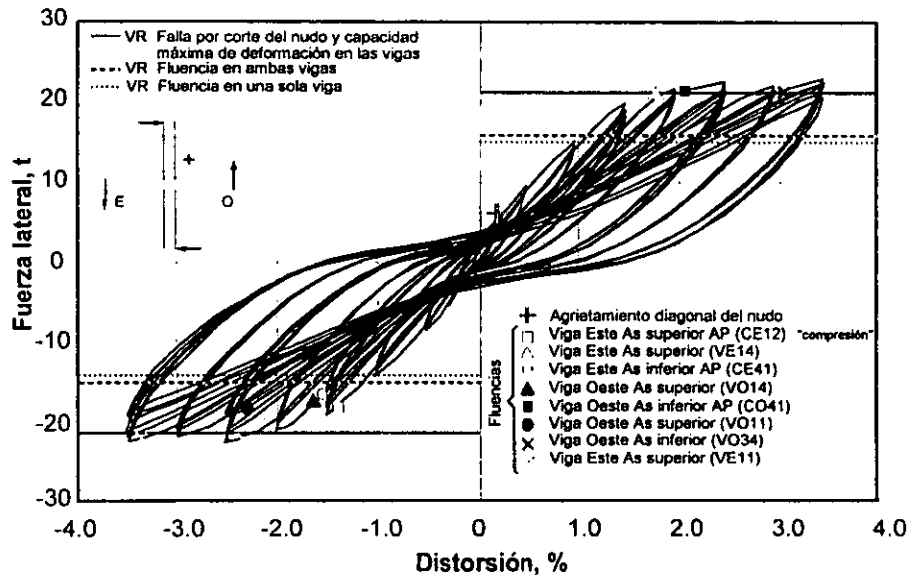


Figura 4.88 – Curva histerética con secuencia de fluencias, E-O

El lecho superior presentó el mismo problema de fluencias en la cara de la columna para altas distorsiones, que el lecho inferior. Sin embargo, las deformaciones en la articulación plástica se repartieron más uniformemente en las barras de acero longitudinal del lecho superior, por lo que, se logró obtener registros de deformaciones de fluencia en las posiciones VE14 y VO14.

La articulación plástica se desarrolló en una sección situada a 80 cm de la cara de la columna, como se expuso en la sección 4.8.2.3.c, por la presencia de una junta fría, entre el concreto prefabricado y el colado en sitio, una sección con resistencia mayor a la de diseño y posiblemente mayores longitudes de desarrollo de las barras intermedias y adicionales de diseño que las realmente demandadas.

Es importante recalcar que el refuerzo para confinamiento del concreto del nudo no alcanzó deformaciones de fluencia. Para ciclos con distorsiones de 3.0% y 3.5% la resistencia del modelo permaneció prácticamente constante. Para los últimos ciclos, las vigas se deformaron tal que giraron en dos zonas, la primera y de mayor importancia, en una sección localizada a 80 cm de la cara de la columna y la segunda, en la cara de la columna. Entre estas dos zonas, las vigas se desplazaron como cuerpos rígidos.

En la fig. 4.88 se presenta con líneas horizontales las resistencias a fuerza lateral correspondientes a los siguientes fenómenos: primera fluencia en el acero de refuerzo en alguna de las vigas, a la presencia de fluencia en el acero de refuerzo en ambas vigas, falla de las vigas por agotamiento de la capacidad de rotación en las articulaciones plásticas de las vigas y falla del nudo por corte. Las resistencias a fuerza lateral debidas a la falla del nudo por corte y por el agotamiento de la capacidad de rotación en las articulaciones plásticas de las vigas se presentan en una misma línea horizontal, debido a que son prácticamente iguales.

La resistencia a fuerza lateral asociada con la primera fluencia se obtuvo de considerar la menor rotación de la viga correspondiente a la deformación última para la rigidez elástica de las mismas, en la sección de la articulación plástica supuesta, a 43 cm de la cara de la columna. Tanto las vigas portantes como para las de rigidez se obtuvo una menor rotación elástica en los momentos positivos. Por lo tanto, la primera

fluencia en el acero de refuerzo se refiere a la plastificación del acero de refuerzo del lecho inferior. Aunque del acero de refuerzo del lecho inferior no se logró obtener registro de fluencia alguna a 80 cm de la cara de la columna, durante la prueba, la resistencia a fuerza lateral se alcanzó para una distorsión de 1.0% en ambas direcciones, tal como se esperaba del diseño.

La resistencia a fuerza lateral asociada a la fluencia en ambas vigas prácticamente se alcanzó para la distorsión a 1.1% en ambas direcciones. Sin embargo, los deformímetros en el lecho superior indicaron que las deformaciones de fluencia se alcanzaron hasta una distorsión de 1.6%.

Por último, en la dirección portante, las vigas alcanzaron la resistencia predicha para provocar la falla por agotamiento de la capacidad de rotación en las articulaciones plásticas de las vigas en la distorsión de 2.0%. Las mayores rotaciones se presentaron en una sección localizada a 80 cm de la cara de la columna, aunque no se alcanzó a registrar durante el ensaye, contrario con la supuesta del diseño que era 43 cm de la cara de la columna, la cual permaneció elástica.

4.9.1.2 Dirección de rigidez, Norte-Sur

En la curva de histéresis de la fig. 4.89 se ha señalado la ocurrencia del agrictamiento y de la plastificación del acero, registrada por los deformímetros eléctricos, en diferentes secciones del modelo. La nomenclatura corresponde a los sensores de la fig. 4.39. Una evaluación detallada de las deformaciones de fluencia indicó que la fluencia del acero longitudinal del lecho inferior se registró en las posiciones VN34 y VS34, para las distorsiones de 1.0 y -1.0%; durante el primer ciclo positivo y negativo a la distorsión a 1.5%, seguido de las fluencias en el acero longitudinal del lecho superior en las posiciones VS13 y VN13, para las distorsiones a 1.6 y -1.5 %, respectivamente. Las deformaciones de fluencia se extendieron a las secciones situadas a 65 cm de la cara de la columna y hacia la cara de la columna para distorsiones mayores. Contrario a la dirección portante, en esta dirección ningún deformímetro eléctrico registró deformaciones de fluencia a compresión.

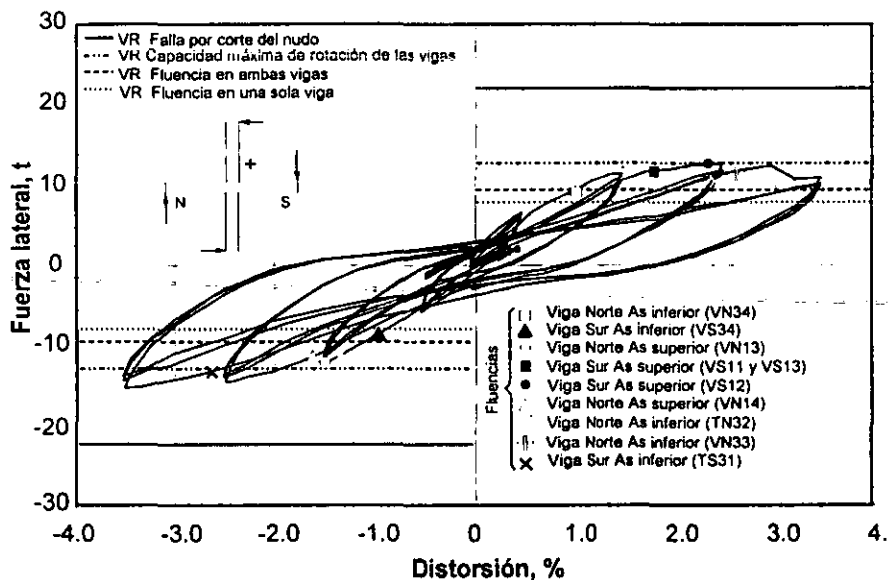


Figura 4.89 - Curva histerética con secuencia de fluencias, N-S

Las deformaciones de fluencia se registraron principalmente, para todo el acero de refuerzo en la región localizada entre las secciones a 65 y 45 cm de la cara de la columna. Sin embargo, la articulación plástica se localizó más lejos que lo establecido en el diseño, 38.5 cm. Esto se debió en forma semejante a la dirección portante, como se expuso en 4.8.2.3.c.

A diferencia a la dirección portante, las deformaciones de fluencia se extendieron de la articulación plástica hacia sus secciones adyacentes. Esto se debió principalmente a que su comportamiento fue más parecido al de una viga monolítica por la ausencia de juntas frías en toda la longitud de las vigas de rigidez.

Es importante notar que para el primer ciclo positivo a 3.5% de distorsión la curva muestra un quiebre importante, con pérdida de rigidez y resistencia. Esto es consecuencia de la ruptura de una de las barras de refuerzo longitudinal por agotamiento en su capacidad de deformación. Para los últimos ciclos, las vigas exhibieron un comportamiento de cuerpo rígido en dos zonas, la primera y de mayor importancia, en una sección localizada a 65 cm de la cara de la columna y la segunda, en la cara de la columna a momento negativo, pero sólo para grandes distorsiones.

La resistencia a fuerza lateral asociada con la primera fluencia se obtuvo de considerar la menor rotación de la viga correspondiente a la deformación última para la rigidez elástica de las mismas, en la sección de la articulación plástica supuesta, a 38.5 cm de la cara de la columna. Tanto las vigas portantes como para las de rigidez se obtuvo una menor rotación elástica en los momentos positivos. Por lo tanto, la primera fluencia en el acero de refuerzo se refiere a la plastificación del acero de refuerzo del lecho inferior.

La resistencia a fuerza lateral asociada a la fluencia del refuerzo del lecho inferior se alcanzó para una distorsión de 0.8 % en ambas direcciones, que es consistente con la fluencia del acero de refuerzo del lecho inferior a la distorsión de 0.9%. La resistencia a fuerza lateral asociada a la fluencia en ambas vigas prácticamente se alcanzó para la distorsión a 1.0% en ambas direcciones. Sin embargo, los deformímetros en el lecho superior indicaron que las deformaciones de fluencia se alcanzaron hasta una distorsión de 1.5%.

Por último, en la dirección de rigidez, las vigas alcanzaron la resistencia para provocar la falla por agotamiento de la capacidad de deformación en las articulaciones plásticas de las vigas en una sección localizada a 65 cm de la cara de la columna, como se puede corroborar con la fractura de una de las barras del acero longitudinal inferior. La sección supuesta del diseño a 38.5 cm de la cara de la columna permaneció clásica.

4.9.2 Envolventes de respuesta

En las figs. 4.90 y 4.91 se presentan las envolventes calculadas y las medidas para la dirección portante y de rigidez, respectivamente. Las envolventes calculadas se obtuvieron aplicando la teoría de flexión de vigas y considerando, exclusivamente, un mecanismo de falla asociado a la formación de articulaciones plásticas a 43 cm y 38.5 cm de la cara de la columna, en las vigas portantes y de rigidez, respectivamente. Se presentan los cálculos suponiendo el modelo de Hognestad para concreto y el bloque equivalente de esfuerzos para el RDF.

A continuación, se describen las gráficas según la dirección de carga. En la dirección portante, este-oeste, para una distorsión de 0.25%, la rigidez medida fue el 25% de la calculada con el modelo de Hognestad, como consecuencia del prematuro agrietamiento del nudo y el deslizamiento de la nariz de la viga prefabricada dentro y en la parte inferior del nudo. Para distorsiones de 0.25% a 1.5% la rigidez fue del 60% de la calculada para el modelo de Hognestad y con las hipótesis del RDF. Esta menor rigidez se debió principalmente a la concentración de las rotaciones en la cara de la columna y en una sección situada a 80 cm de la cara de la columna. Para distorsiones mayores al 2.0%, la resistencia y rigidez medida fue 1.5 veces mayor a la calculada con el RDF, y para Hogenestad fue prácticamente igual, excepto por la mayor capacidad de deformación medida del modelo J-AP. Este comportamiento es diferente al de una conexión monolítica diseñada para alejar sus articulaciones plásticas principalmente durante la aplicación de las primeras distorsiones, porque presentó una menor rigidez que la predicha debido a la presencia de deformaciones importantes en la cara de la columna como consecuencia del deslizamiento de la nariz prefabricada dentro y en la parte inferior de nudo.

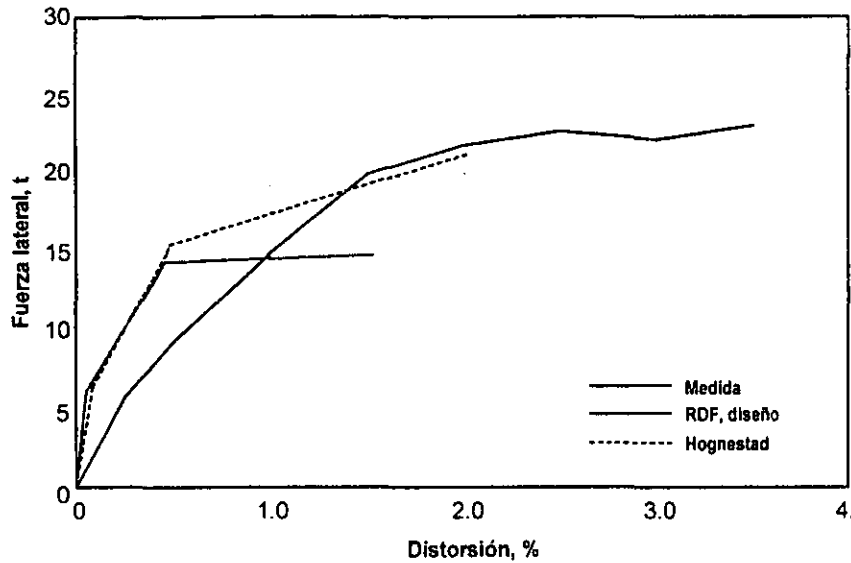


Figura 4.90 – Envolventes de respuesta, E-O

En la dirección de rigidez, para las distorsiones de 0.5% a 1.5%, la rigidez de la curva medida fue del 50% de la predicha, tanto para la curva calculada con Hognestad como para la del RDF. Sin embargo, la rigidez de la curva medida fue 1.25 veces la rigidez calculada con el RDF y prácticamente igual para la obtenida con Hognestad, para las distorsiones entre 1.5 y 2.5%. El comportamiento de la conexión en esta dirección fue muy similar al esperado del diseño.

En la fig. 4.91 el punto de agrietamiento medido, es decir, el primer quiebre en la envolvente medida, no coincide con la predicha porque los desplazamientos previos en la dirección este-oeste provocaron el agrietamiento entre el nudo y la viga prefabricada.

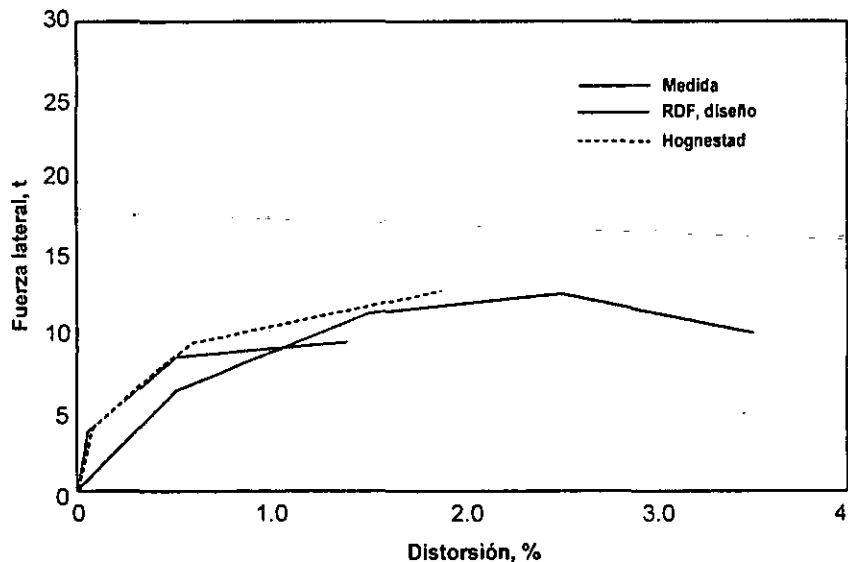


Figura 4.91 – Envolventes de respuesta, N-S

Es importante mencionar que la distorsión máxima de entrepiso que permite el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal es del 1.2% (Departamento del Distrito Federal, 1993). Para este nivel, la resistencia y rigidez medida fueron prácticamente iguales a las calculadas; sin embargo, la estructura contaba con adecuadas reservas de resistencia y de capacidad de deformación. Esto indica que la conexión en

esta dirección y para esta distorsión exhibió un comportamiento muy similar al de una conexión monolítica diseñada para alejar sus articulaciones plásticas de la columna.

4.9.3 Degradación de rigidez

En general, la rigidez es un parámetro que depende de las propiedades geométricas de los elementos que integran la estructura, así como de las propiedades mecánicas de los materiales con que se ha construido.

Para efectos de evaluar la degradación de rigidez, se calculó la rigidez de ciclo. Ésta se definió como la pendiente de la recta secante que une los picos de dos semiciclos durante un mismo ciclo; es decir

$$k_c = \frac{V^+ + |V^-|}{\Delta^+ + |\Delta^-|} \tag{4.1}$$

- donde k_c es la rigidez de ciclo;
 V^+ es la carga lateral máxima del semiciclo positivo;
 V^- es la carga lateral máxima del semiciclo negativo;
 Δ^+ es el desplazamiento asociado a V^+ ; y
 Δ^- es el desplazamiento asociado a V^- .

La rigidez de ciclo expresa una rigidez en t / cm.

En la fig. 4.92 se presenta la rigidez de ciclo calculada para ambas direcciones. Las gráficas se calcularon para el primer ciclo de cada incremento de distorsión. En la dirección portante, E-O, para una distorsión del 1.0%, la conexión perdió cerca del 32% de su rigidez inicial. Esta pérdida obedece al agrietamiento y acomodo de los elementos prefabricados. Para la distorsión del 2.0%, el modelo mantenía cerca del 50% de su rigidez inicial. La reducción en la rigidez a esta distorsión se puede asociar con la fluencia de las barras de acero longitudinal del lecho superior e inferior. A partir de la distorsión del 2.5% sólo mantenía el 35% de su rigidez debido a la formación de articulaciones plásticas en las vigas, tanto en la cara de la columna como a 80 cm de ésta. Un comportamiento similar mostró la dirección de rigidez, N-S, pero con menor rigidez inicial que la dirección portante congruente con las menores dimensiones y cuantía de acero de refuerzo en las vigas de rigidez.

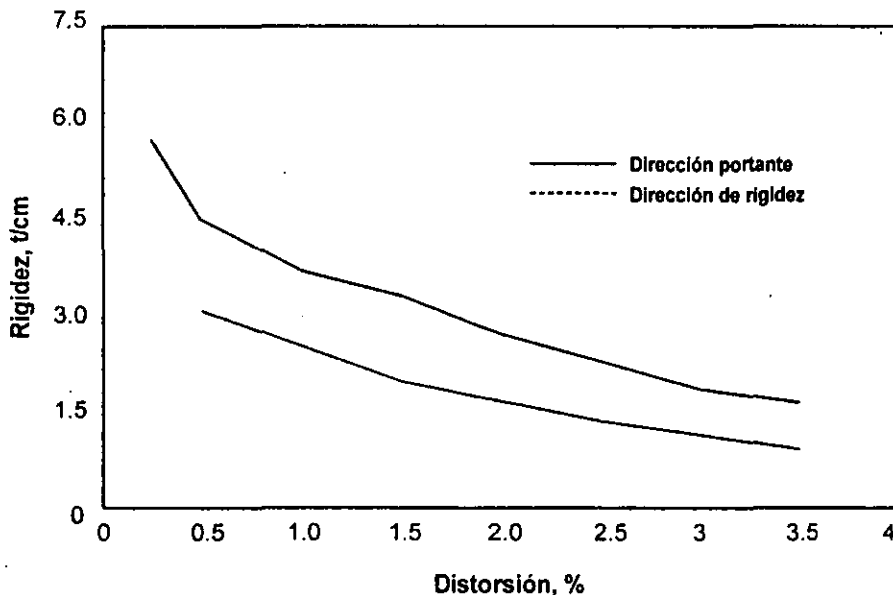


Figura 4.92 – Degradación de rigidez de ciclo del modelo J-AP

4.9.4 Fuerza cortante del nudo

En la fig. 4.93 se han dibujado dos líneas horizontales que señalan el cortante lateral asociado a la falla del nudo, calculado con las expresiones de diseño de las NTC-C. Para su obtención se usaron propiedades de diseño y medidas de los materiales, y se consideró al nudo como no confinado. Para esta condición, el esfuerzo resistente del nudo, en kg/cm^2 , es de $4.5\sqrt{f_c}$. Es claro que la resistencia del modelo, controlada por la formación de articulaciones plásticas en las vigas en ambas direcciones como ya se mencionó, fue cuando menos un 110% mayor que la predicha para las propiedades medidas de los materiales en la dirección portante. Sin embargo como se mencionó en la sección 4.8.2.4, debido al incremento de las deformaciones angulares en los últimos ciclos de distorsión existe la posibilidad de que el nudo estuviera próximo a la falla.

La dirección de vigas de rigidez sometió a menores demandas al nudo que la dirección portante, congruente con la menor capacidad de carga de esta dirección; sin embargo, el nudo estuvo sometido a mayores demandas de fuerzas durante los ciclos bidireccionales que los unidireccionales porque actúan ambas direcciones simultáneamente.

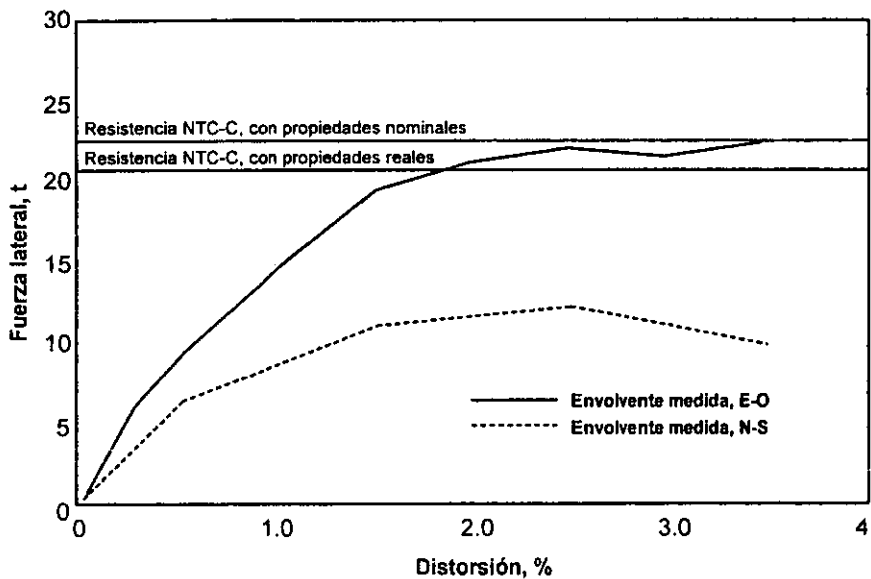


Figura 4.93 – Cortante máxima de entrepiso debida a la falla del nudo

4.9.5 Resistencia a flexión de las vigas

En la tabla 4.7 y 4.8 se presentan las resistencias a flexión medidas y calculadas, para las secciones 2 y 1, respectivamente. En la sección 2, los momentos de agrietamiento medidos y calculados son del orden del 70% para las vigas portantes y coinciden medianamente para las vigas de rigidez, debido a la escasa sensibilidad de la instrumentación en esta dirección para distorsiones muy pequeñas. Los momentos negativos de fluencia fueron un 30% mayores a los predichos y los positivos un 10%. En la dirección de rigidez, los momentos medidos fueron del 85% de los calculados para ambos momentos positivos y negativos.

Tabla 4.7 – Resistencias a flexión medidas y calculadas, en la sección 2

Momentos, M_m Vigas, sección 2	Agrietamiento				Fluencia				Último			
	Portantes		Rigidez		Portantes		Rigidez		Portantes		Rigidez	
Calculados	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-
NTC-C	8.7	8.9	4.5	6.7	15.0	26.1	10.4	15.2	15.7	27.0	13.0	15.6
Hognestad	8.6	8.5	4.6	6.8	15.9	28.1	19.7	25.5	23.1	38.7	22.9	25.5
Medido	5.9	5.8	6.5	6.9	20.4	30.6	16.5	21.1	20.2	33.4	16.5	29.6
Medido / NTC-C	0.68	0.65	1.44	1.03	1.36	1.17	0.84	0.83	1.29	1.23	1.27	1.90
Medido / Hognestad	0.69	0.68	1.41	1.01	1.28	1.09	0.84	0.82	0.87	0.86	0.72	1.16

Tabla 4.8 – Resistencias a flexión medidas y calculadas en la sección 1

Momentos, cm	Agrietamiento				Fluencia				Último			
	Portantes		Rigidez		Portantes		Rigidez		Portantes		Rigidez	
Vigas, sección 1	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-
Calculados												
NTC-C	8.7	8.9	4.5	6.7	24.4	39.2	11.1	16.5	30.3	45.3	17.7	20.4
Hognestad	8.6	8.5	4.6	6.8	27.4	42.0	22.6	27.3	39.4	52.7	27.5	29.0
Medido	7.1	7.0	7.8	8.1	24.3	36.8	19.4	24.8	24.3	40.2	19.4	34.8
Medido / NTC-C	0.82	0.79	1.73	1.21	1	0.94	1.75	1.50	0.80	0.89	1.10	1.71
Medido / Hognestad	0.83	0.83	1.70	1.19	0.87	0.88	0.85	0.91	0.62	0.76	0.70	1.20

Los momentos positivos y negativos calculados con el RDF fueron siempre inferiores a los medidos, tal y como se espera de un diseño con las NTC-C. Mientras que los momentos calculados con las propiedades reales de los materiales, reflejaron una buena correlación con los medidos. La principal razón del incremento en los valores medidos fue la distancia mayor de la articulación plástica a la cara de la columna (fig. 4.94)

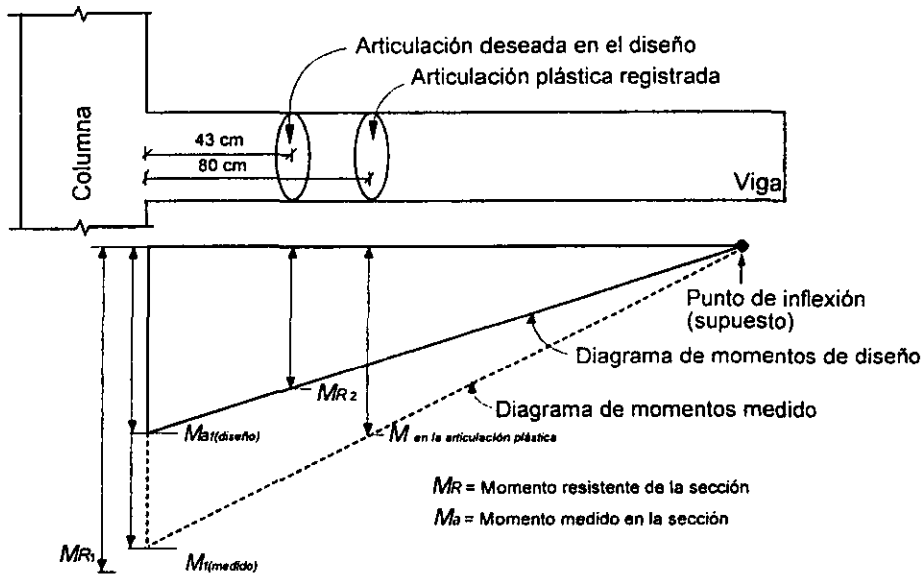


Figura 4.94 – Momentos en las vigas debidos a una mayor distancia de la articulación plástica

En la sección 1 (tabla 4.8), como consecuencia del alejamiento de la articulación plástica de la columna, los momentos de fluencia calculados con el RDF se vieron ligeramente superados por los medidos y prácticamente alcanzaron a los calculados con Hognestad, para las vigas portantes, razón por la que se presentaron fluencias en estos puntos (sección 4.8.3.2.a). Sin embargo, los momentos últimos medidos continuaron siendo cuando menos un 10% mayores a los calculados con el RDF y un 25% a los calculados con Hogenestad.

Los momentos medidos en las vigas de rigidez en la sección 1, fueron muy cercanos a los predichos con Hogenestad, además que para momento negativo superaron ampliamente los valores calculados. De los registros de los deformímetros se puede corroborar las fluencias en el acero de refuerzo superior (sección 4.8.3.2.b). El momento positivo último calculado con Hognestad aún contaba con un ligero nivel de sobrerresistencia comparado con el medido. Es importante mencionar que en esta dirección nuevamente se presentó el fenómeno de mayor alejamiento de la articulación plástica al deseado.

En las figs. 4.95 y 4.96 se presentan las curvas momento-curvatura obtenidas y calculadas para las secciones 1 y 2 de las vigas portantes. La curvatura fue calculada en la sección 1 dividiendo la rotación en ella entre su distancia a la cara de la columna. El momento se obtuvo multiplicando el cortante de la viga registrado en el puntal de acero en el extremo de la viga por el brazo de palanca hasta la cara de la columna.

En forma similar se realizó el cálculo para la sección 2, pero la distancia para dividir la rotación fue la longitud de la región 2.

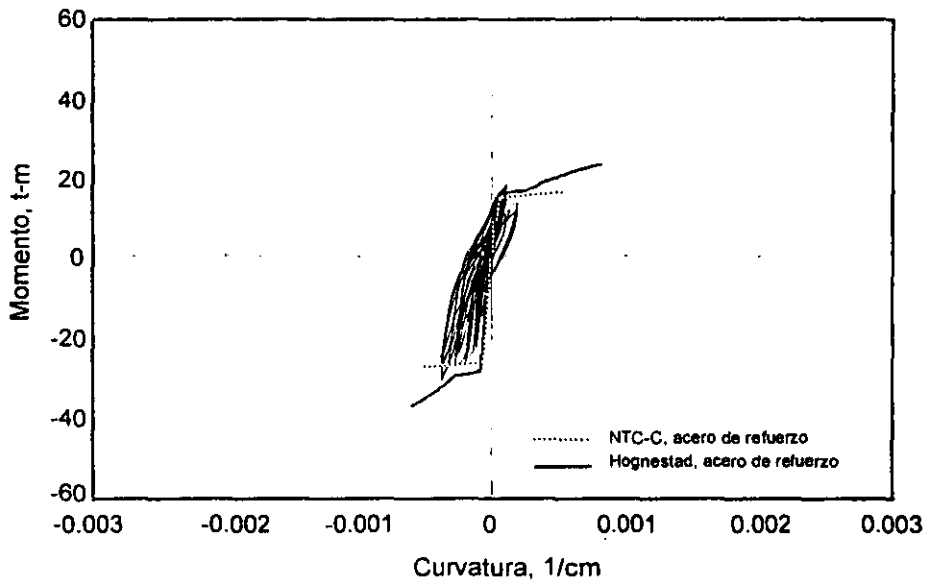


Figura 4.95 – Momentos calculados y registrados, Viga este sección 2

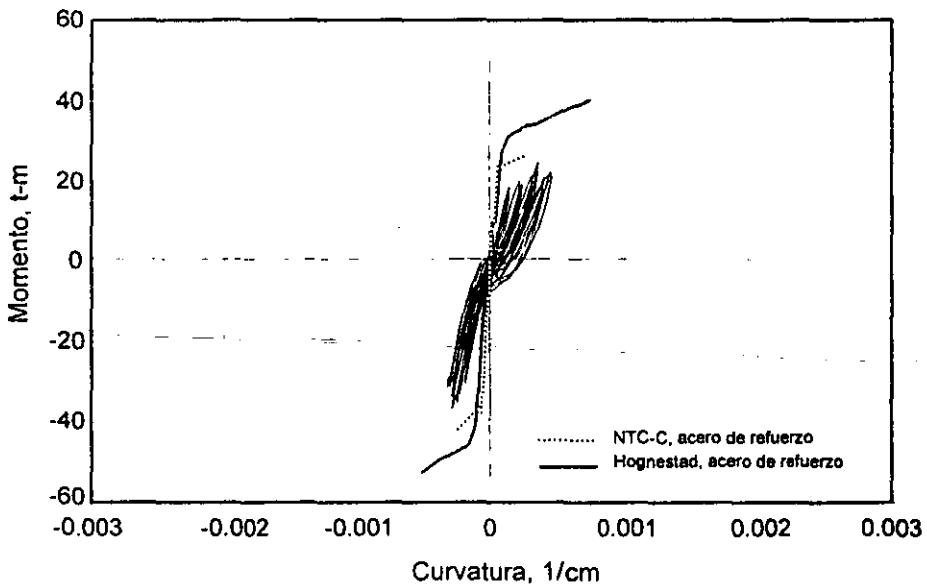


Figura 4.96 – Momentos calculados y registrados, Viga este sección 1

En la sección 2, prácticamente todos los lazos fueron elástico lineales con un poco de histéresis atribuido al agrietamiento por flexión de la viga en esta región. En contraste, en la sección 1, los primeros ciclos fueron elástico lineales, pero conforme aumentó la deformación (curvatura) los lazos exhibieron un corrimiento sobre el eje de las ordenadas, para momento positivo, y fuerte estrangulamiento. Los fenómenos anteriores se deben a l deslizamiento de la nariz prefabricada de la viga dentro del nudo.

La envolvente medida para la sección 1 fue el 47% y 70% de la calculada para momento positivo y negativo, respectivamente. Para el cálculo de la rigidez medida, se tomó el origen y el punto de fluencia, para ambos momentos. En las curvas calculadas se supuso un comportamiento de una sección de concreto colada en forma monolítica. La diferencia de rigidez entre el comportamiento medido y calculado evidencia un comportamiento diferente del monolítico que confirma lo observado durante el ensaye.

En las figs. 4.97 y 4.98 se presentan las curvas momento-curvatura obtenidas y calculadas para las secciones 2 y 1 de las vigas de rigidez. En la sección 2, las vigas mostraron un comportamiento similar al de las vigas monolíticas con lazos muy amplios y rigideces similares a las supuestas. Por el contrario, la sección uno presentó un comportamiento muy similar al de las vigas portantes, con un corrimiento en el eje de las ordenadas y un estrangulamiento en el origen. Las razones son las mismas que para la dirección portante. Las rigideces medidas en la sección 1 fueron del 45% y 65%, para momento positivo y negativo, de las calculadas para RDF y Hognestad.

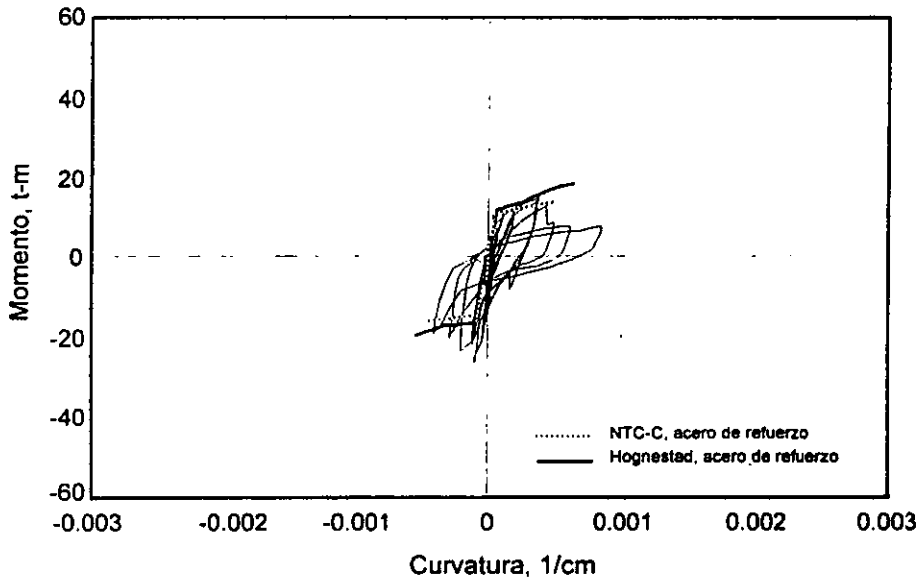


Figura 4.97 – Momentos calculados y registrados, Viga norte sección 2

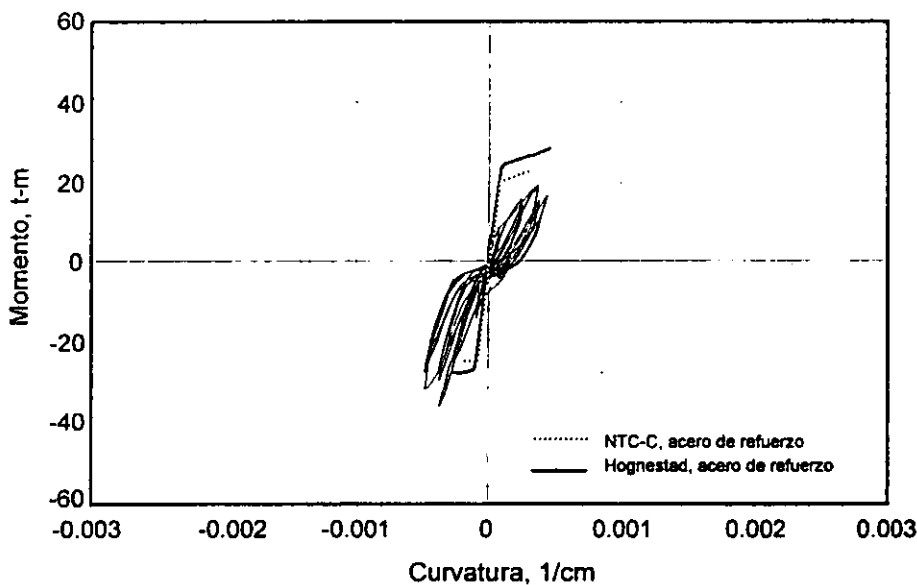


Figura 4.98 – Momentos calculados y registrados, Viga norte sección 1

Es claro que las vigas de rigidez mostraron un comportamiento mucho mejor que las vigas portantes, posiblemente debido a la inexistencia de una junta fría cerca de la cara de la columna, como en el caso de las vigas portantes, y a que el momento de agrietamiento de la parte inferior de la viga era mucho menor que el de las vigas portantes, lo que contribuyó a un comportamiento de viga, nudo y columna más parecido a uno monolítico.

4.10 CONCLUSIONES

1. Las conexiones ensayadas representan un sistema eficaz para facilitar y agilizar el proceso constructivo de marcos prefabricados de concreto.
2. El comportamiento ante cargas laterales cíclicas de los modelos fue simétrico y estable.
3. La resistencia a carga lateral se mantuvo prácticamente constante hasta distorsiones de 3.5%. Esta distorsión es considerablemente mayor a la señalada en el RDF-93.
4. El comportamiento global del modelo estuvo dominado por el comportamiento a flexión de las vigas y la relocalización de las articulaciones plásticas lejos de la cara de la columna.
5. Las vigas portantes se plastificaron para momento negativo y positivo a 80 cm de la cara de la columna y en la cara de la columna, tal y como se esperaría en una conexión monolítica diseñada para alejar las articulaciones plásticas de la columna, por lo que, la resistencia de diseño para momento negativo y positivo se predijo bastante bien. Las vigas de rigidez presentaron un comportamiento similar pero desarrollando las articulaciones a 65 cm de la cara de la columna.
6. Una evidencia palpable de la formación de las articulaciones plásticas en las vigas de rigidez fue la ruptura, por una excesiva deformación por tensión, de una de las barras de refuerzo longitudinal del lecho inferior, No. 6, a una distancia de 65 cm de la cara del nudo en la viga norte.
7. Tanto las vigas portantes como las de rigidez, desplazaron su articulación plástica más de lo deseado, debido a la presencia en ambas vigas de una sección con mayor resistencia, entre la zona adyacente a la cara de la columna y la sección 2, y posiblemente a una capacidad resistente de adherencia excesiva en las barras adicionales e intermedias. Por lo tanto, la localización de las articulaciones plásticas no se predijo adecuadamente.
8. La resistencia medida del modelo J-AP fue 55% y 10% mayor a las resistencias calculadas con las NTC-C empleando las propiedades nominales de los materiales, y la resistencia calculada con las propiedades medidas de los materiales utilizando el modelo de comportamiento del concreto propuesto por Hognestad, respectivamente. Las resistencias calculadas se obtuvieron considerando la falla a flexión de las vigas por agotamiento de la capacidad de deformación.
9. El nudo tuvo un comportamiento diferente del monolítico. Sin embargo, su resistencia al corte fue cuando menos un 10% mayor que la calculada usando expresiones para estructuras monolíticas según las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. La resistencia máxima no se pudo medir por que el modelo falló al agotarse la capacidad de rotación de las articulaciones plásticas en las vigas.
10. No se registró pérdida de adherencia en las barras longitudinales del lecho superior de las vigas dentro del nudo, pero sí en algunas regiones dentro de las articulaciones plásticas, para altas distorsiones.
11. Las barras intermedias contribuyeron a confinar el nudo en su dirección transversal, norte-sur, ya que al estar ancladas en el nudo lograron desarrollar esfuerzos de tensión similares a los de confinamiento de los estribos convencionales.

12. El modelo tuvo una rigidez lateral menor que la calculada suponiendo un comportamiento monolítico. Se ha adelantado como explicación, que la acumulación del daño alrededor de la junta fría en las vigas portantes y el deslizamiento de la nariz de la viga prefabricada dentro y en la parte inferior de la columna aumentó la flexibilidad. La rigidez secante medida desde el punto del agrietamiento hasta el de fluencia en la envolvente fue del orden del 60% de la rigidez calculada para una conexión monolítica, en la cual el acero del lecho inferior es continuo a través del nudo.
13. El tipo de continuidad mecánica utilizado en ambas dirección se desempeñó satisfactoriamente.
14. Para predecir mejor la distancia de la articulación plástica se deberá utilizar una expresión más precisa en el cálculo de la longitud de desarrollo de las barras rectas, como la propuesta por el reglamento del Instituto Americano del Concreto en su sección 12.2.3 (ACI, 1999b).

CAPÍTULO 5

COMPARACIÓN DE RESULTADOS

5.1 GENERAL

En los capítulos anteriores se analizó el comportamiento general de los especímenes con base en la información recopilada durante los ensayos ante cargas cíclicas a los que fueron sometidos los tres modelos. Principalmente, se emplearon esquemas del progreso de grietas, historia fotográfica, curva histérica carga-deflexión, registro de los transductores de desplazamiento y registro de los deformímetros eléctricos adheridos al acero de refuerzo.

En este capítulo se comparan los resultados obtenidos durante los ensayos de los modelos y el desempeño general de los mismos. La comparación se hace con base en los siguientes criterios generales: agrietamiento, envolventes de respuesta, degradación de rigidez y disipación de energía. Estos parámetros experimentales adquieren especial importancia cuando se desea establecer el modo de falla y la respuesta de las estructuras ante excitaciones sísmicas. Adicionalmente, se analizan los modos de falla de los tres especímenes y los modelos de puntales y tensores que se supusieron a partir de la observación del patrón de grietas de los modelos J1 y J2, y un análisis detallado de los deformímetros.

5.2 AGRIETAMIENTO

Con el fin de comparar la condición última de daño en los modelos se presentan en las figuras 5.1, 5.2 y 5.3 los agrietamientos finales de los modelos J-E, J-T, y J-AP, respectivamente. En general, las vigas de los modelos J-E y J-T se caracterizaron por un escaso agrietamiento por flexión tanto a momento negativo como positivo. Sus grietas principales se concentraron en la cara de la columna, especialmente a momento positivo para el cual se desarrolló una grieta que seguía el contorno de la viga prefabricada dentro del nudo. Sin embargo, el modelo J-T desarrolló un agrietamiento con mejor distribución en la parte superior de las vigas que el modelo J-E. El modelo J-AP, en contraste, exhibió un gran agrietamiento por flexión en toda la longitud de las vigas. Pero con una mayor concentración a 80 cm de la cara de la columna.

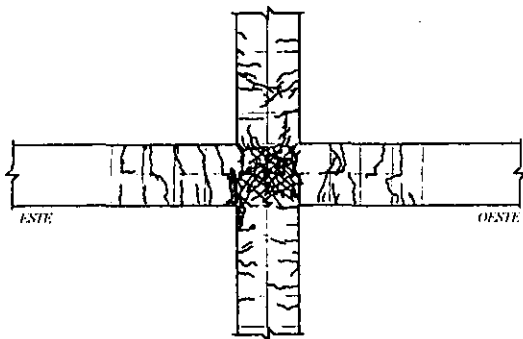


Figura 5.1 - Agrietamiento final E-O, modelo J-E

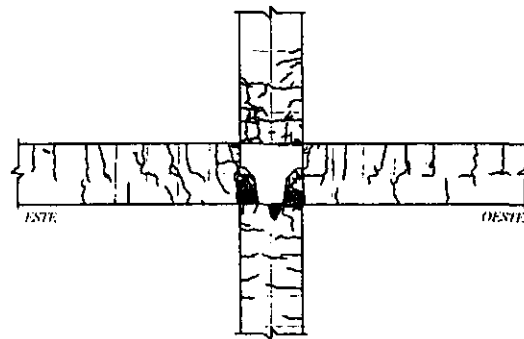


Figura 5.2 - Agrietamiento final E-O, modelo J-T

Los nudos de los modelos J-E y J-T se caracterizaron por la presencia de grietas inclinadas desde los primeros ciclos, las cuales se incrementaron durante toda la historia de distorsiones, hasta registrar la pérdida del recubrimiento. El modelo J-AP presentó algunas grietas inclinadas en el nudo durante los primeros ciclos.

pero fueron de menor anchura y longitud que en los otros modelos, las cuales se estabilizaron para ciclos posteriores. Para las últimas distorsiones, el agrietamiento del nudo del modelo J-AP fue menor que en los otros modelos.

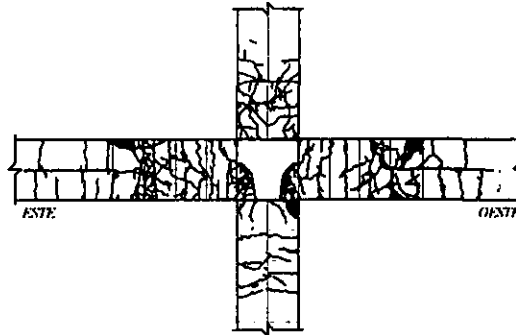


Figura 5.3 - Agrietamiento final E-O, modelo J-AP

En las figuras 5.4 y 5.5 se presentan los agrietamientos finales en la dirección de rigidez de los modelos J-T y J-AP, respectivamente. En esta dirección, ambos modelos registraron un amplio agrietamiento por flexión, tanto a momento positivo como negativo, en toda la longitud de la viga. Adicionalmente, el modelo J-AP concentró gran parte de su agrietamiento, en una sección situada a 65 cm de la cara de la columna, mientras que el modelo J-T, similarmente a su dirección portante, concentró su agrietamiento en la cara de la columna siguiendo el contorno de la viga prefabricada dentro del nudo.

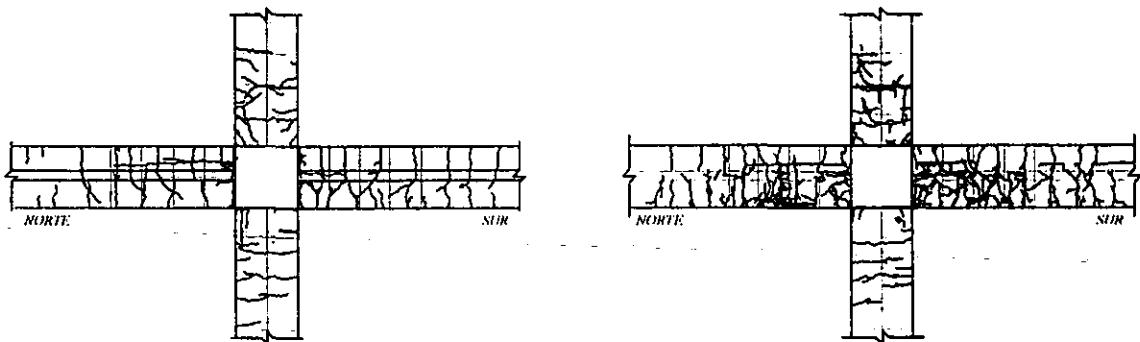


Figura 5.4 - Agrietamiento final N-S, modelo J-T **Figura 5.5 - Agrietamiento final N-S, modelo J-AP**

De los agrietamientos anteriores se puede establecer que las vigas de los modelos J-E y J-T, tuvieron sus rotaciones máximas en la cara de la columna o probablemente, éstas se extendieron hacia el interior del nudo debilitándolo prematuramente. Para las últimas distorsiones, las vigas y la columna de ambos modelos presentaron un comportamiento de cuerpo rígido concentrando las deformaciones en sus nudos, consistente con el gran agrietamiento inclinado de éste. Las vigas del modelo J-AP desarrollaron articulaciones plásticas lejos de la cara de la columna y para distorsiones altas, alcanzaron a plastificar en la cara de la columna.

5.3 COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO

Las curvas fuerza lateral–distorsión en la dirección portante de los tres modelos se presentan en las figs. 5.6 a 5.8. Las curvas de los modelos J-E y J-T son muy parecidas. A partir de la distorsión a 1%, el área entre los lazos histeréticos aumentó en mayor proporción a la fuerza lateral. Los lazos histeréticos presentan un gran estrangulamiento cerca del origen, en especial para distorsiones mayores de 1.5%. Este estrangulamiento es común en estructuras con falla por corte. La resistencia se mantuvo prácticamente constante en los primeros ciclos a una distorsión dada y para sus repeticiones. La resistencia comenzó a decaer ligeramente a partir de la distorsión de 2.5%. Esta pérdida de resistencia se relaciona con la fluencia del acero de confinamiento del nudo y la falla del nudo por corte. La rigidez presentó una degradación gradual con el incremento en la distorsión. Sin embargo, el comportamiento fue simétrico y bastante estable hasta distorsiones del 3.5%. El comportamiento de estos modelos es diferente del que presentaría una conexión monolítica que no tuviera problemas de corte.

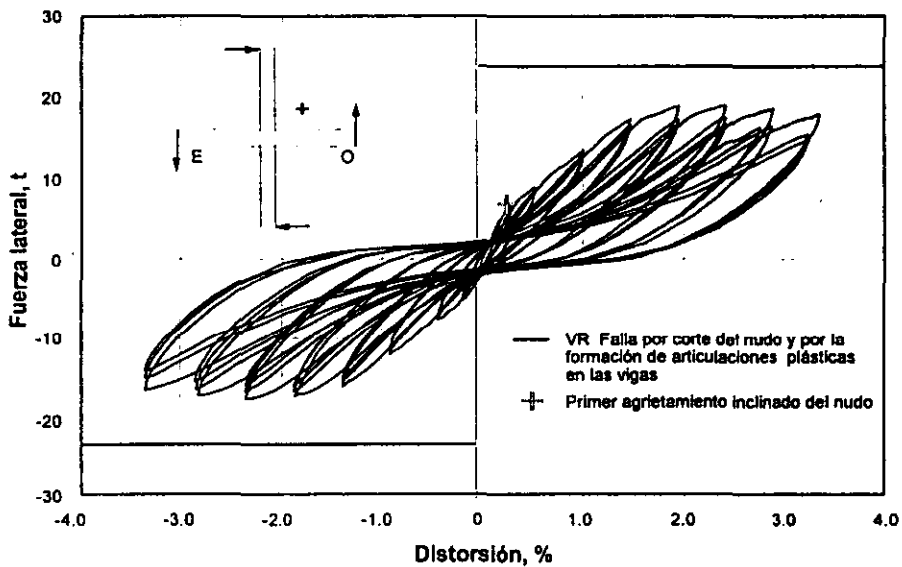


Figura 5.6 - Curva fuerza lateral–distorsión del modelo J-E, dirección portante

En forma similar, el comportamiento del modelo J-AP fue simétrico y estable, pero difiere de los modelos J-E y J-T en que la resistencia se mantuvo prácticamente igual después de alcanzar su máximo. Los lazos fueron mucho más amplios, con menor estrangulamiento y con una menor pérdida de rigidez. El estrangulamiento cerca del origen, que fue menor que en el J-E y J-T, se debió principalmente a la pérdida de resistencia de las vigas por la formación de articulaciones plásticas y en menor proporción al agrietamiento del concreto del nudo. El comportamiento de este modelo es muy parecido al de una conexión monolítica.

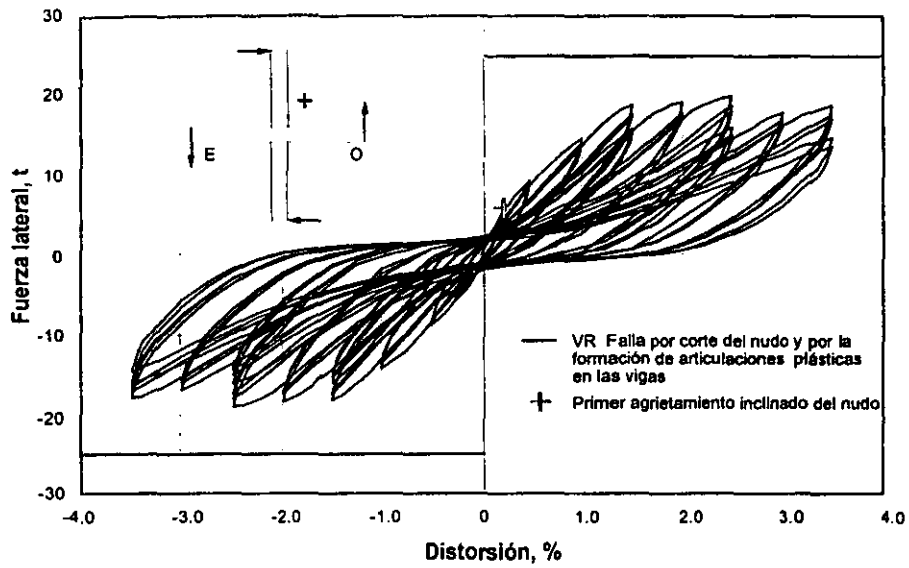


Figura 5.7 - Curva fuerza lateral–distorsión del modelo J-T, dirección portante

Aunque los tres modelos se diseñaron con diferentes tipos de conexión, se estableció que todos tuvieran demandas muy similares de corte en el nudo para poder comparar su comportamiento. Los modelos J-E y J-T alcanzaron únicamente cerca del 80% de la resistencia a corte del nudo para nudos no confinados propuesta por las NTC-C y en contraste el modelo J-AP alcanzó el 110% de esta resistencia. El nudo del modelo J-AP mantuvo un comportamiento estable para todos niveles de demanda durante el ensaye. Sin embargo, los nudos de los tres modelos registraron su primera grieta diagonal para una distorsión de 0.25%. En términos de $\gamma\sqrt{f_c}$, el modelo J-E registró su primer agrietamiento inclinado para una $\gamma=1.35$ y los modelos J-T y J-AP para una $\gamma=1.3$

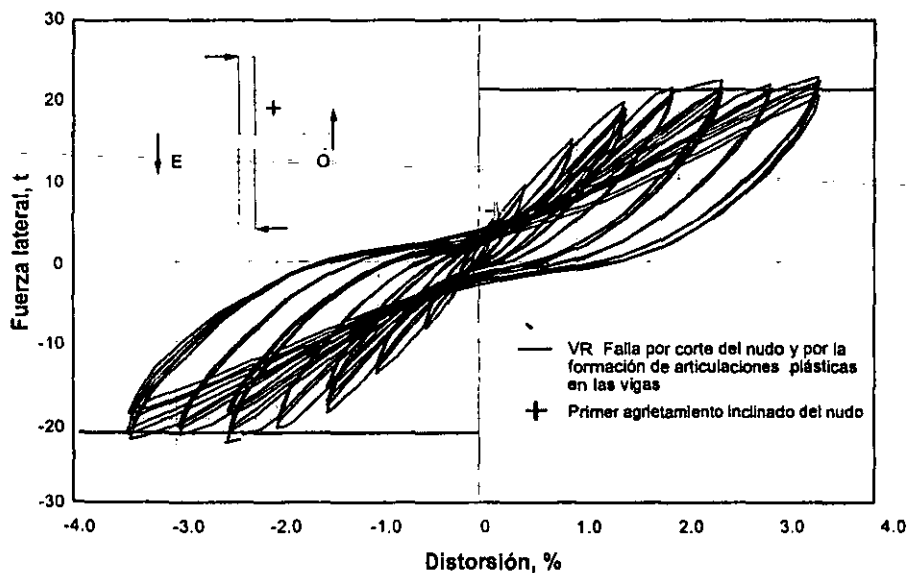


Figura 5.8 - Curva fuerza lateral–distorsión del modelo J-AP, dirección portante

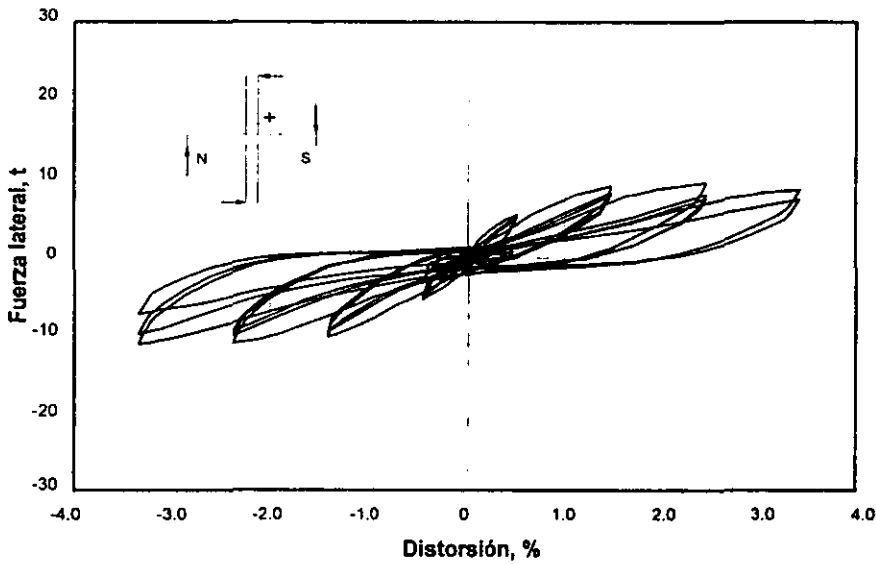


Figura 5.9 - Curva fuerza lateral-distorsión del modelo J-T, dirección de rigidez

En la dirección de rigidez, el comportamiento de los modelos J-T y J-AP fue estable y simétrico (figs. 5.9 y 5.10). El estrangulamiento de los lazos cerca del origen fue menor en el modelo J-AP, en especial, a consecuencia de la formación de articulaciones plásticas bien definidas lejos de la cara de la columna. Recordando, el modelo J-T presentó solamente el comienzo de articulaciones plásticas en la cara de la columna, tanto para momento positivo como negativo (sección 3.8.2.3.b).

La resistencia en el modelo J-T se alcanzó para una distorsión de 2.5%, mientras que el modelo J-AP mantuvo creciente su resistencia hasta presentar una pérdida notable por el agotamiento en la capacidad de rotación de la articulación plástica de la viga norte, debido a la ruptura de una de las barras longitudinales del lecho inferior en la viga norte. En conclusión ambos modelos tuvieron similar comportamiento en la dirección de rigidez.

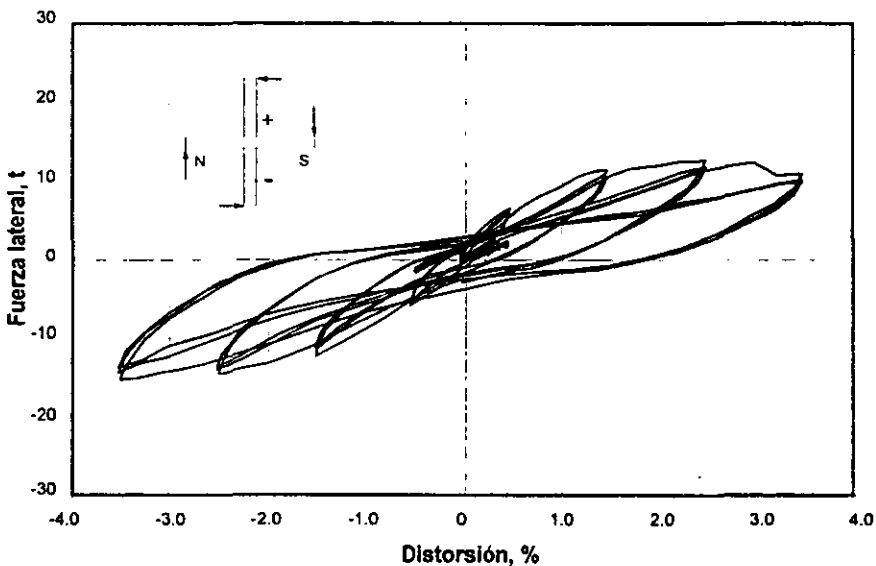


Figura 5.10 - Curva fuerza lateral-distorsión del modelo J-AP, dirección de rigidez

5.4 CURVATURAS EN LAS VIGAS

En las figs 5.11 y 5.12 se presentan las curvaturas que registró la viga este de cada modelo. En el eje horizontal se graficó la distancia desde la cara de la columna (extremo de derecho de la figura) hacia el extremo libre de la viga. Las distancias utilizadas fueron un promedio de las curvaturas en cada región instrumentada. Estas gráficas fueron extraídas de las secciones 2.8.2.3, 3.8.2.2.a y 4.8.2.2.a de los modelos J-E, J-T y J-AP, respectivamente. Las curvaturas positivas se asocian a momentos negativos en las vigas y las negativas a momentos positivos.

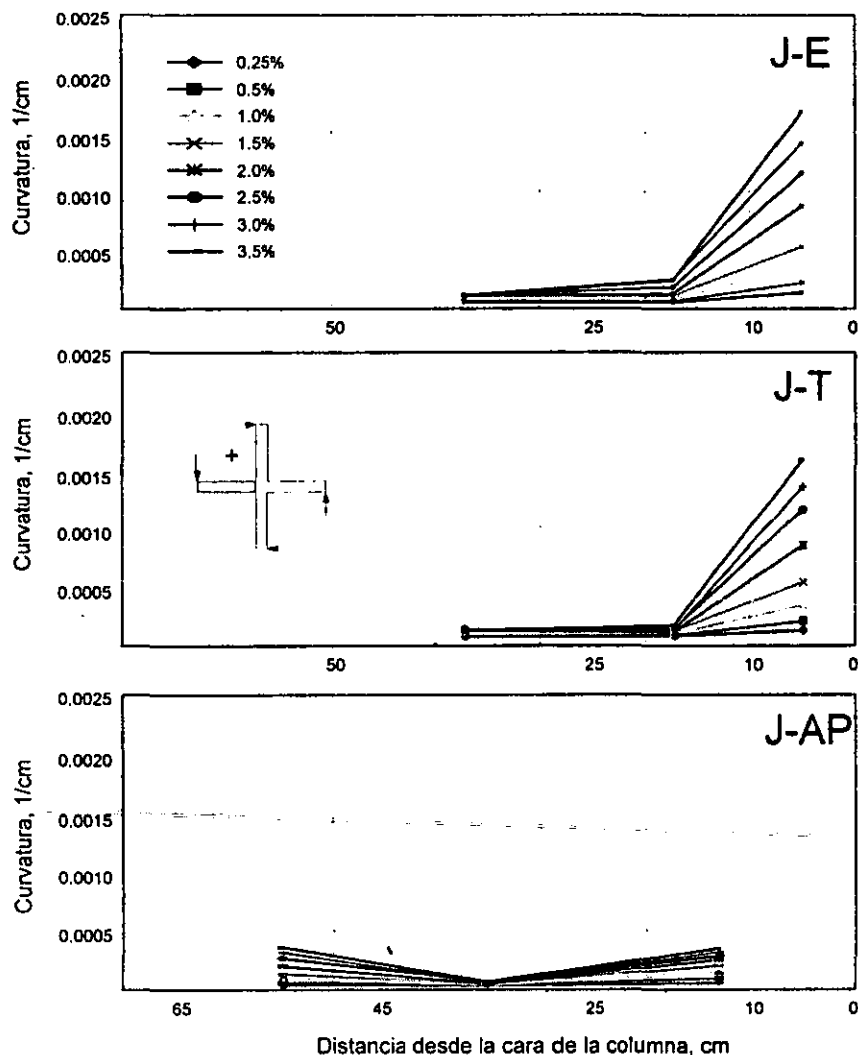


Figura 5.11 - Curvaturas positivas en la viga este de los tres modelos

Tanto para curvaturas positivas como negativas es claro que los máximos se presentaron en la cara de la columna para los modelos J-E y J-T; en contraste, las curvaturas en el modelo J-AP se concentraron en dos secciones, a 55 y 12.5 cm de la cara de la columna. Es notorio que las menores curvaturas en el modelo J-AP se debieron a una mejor distribución de éstas a lo largo de la longitud de la viga y no a una gran concentración de giros en la cara de la columna como en los modelos J-E y J-T. En los modelos J-E y J-T las vigas permanecieron prácticamente elásticas en las secciones alejadas de la columna.

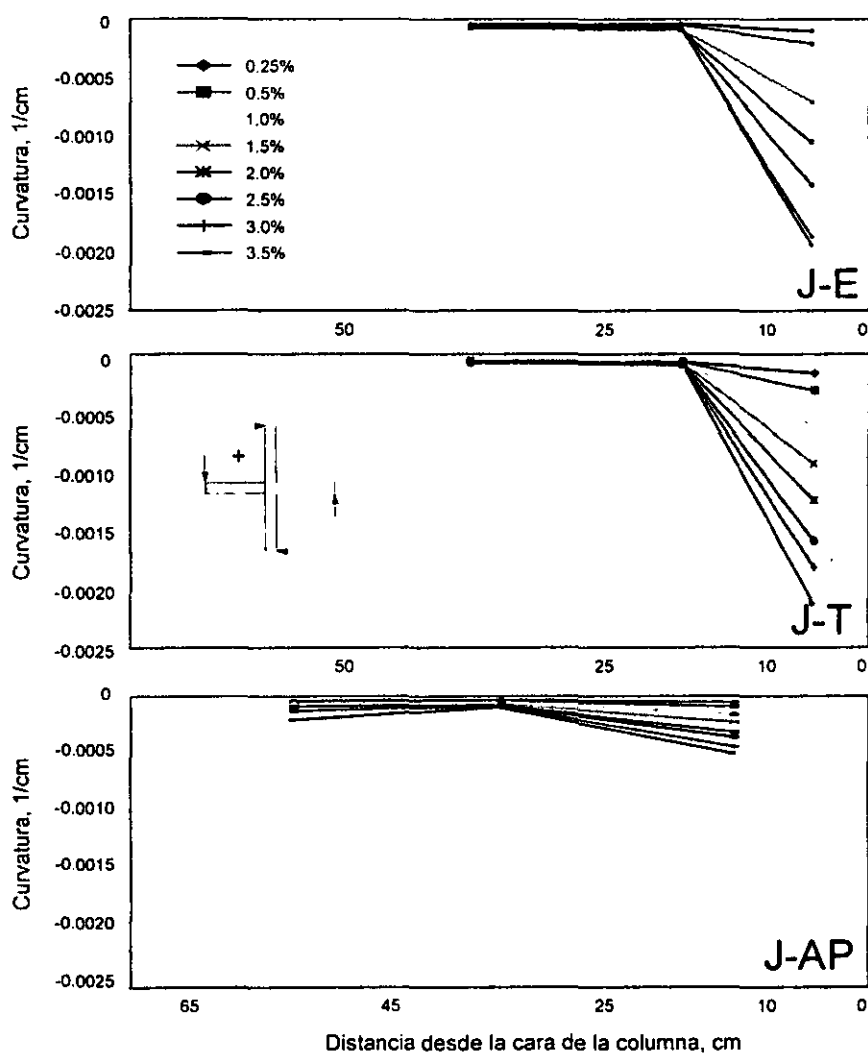


Figura 5.12 - Curvaturas negativas en la viga este de los tres modelos

De manera similar se comportaron las vigas de rigidez con una gran curvatura concentrada en la cara de la columna en los modelos J-E y J-T, mientras que en el modelo J-AP registró dos zonas principales con curvaturas máximas a 65 cm de la cara de la columna y en la cara de la columna. En las figs. 5.13 y 5.14 se presentan las curvaturas para la viga norte de los modelos J-T y J-AP.

Es importante recalcar que en la dirección este-oeste las curvaturas se concentraron principalmente en la junta fría, debida al cambio de sección en las vigas prefabricadas. En los modelos J-E y J-T esta juntas se localizaban en la cara de la columna, mientras que en el modelo J-AP la junta se encontró a 80 cm de la cara de la columna. En ambos casos la junta fría jugó un papel muy importante para concentrar las deformaciones en estas zonas. En la dirección de rigidez, norte-sur, la junta siempre se localizó en la cara de la columna en todos lo modelo; sin embargo, y contrariamente a la dirección portante en J-AP, se logró alejar la articulación plásticas de la cara de la columna, y por lo tanto, de la junta fría. Es importante mencionar que aunque la articulación plástica se registró lejos de la cara de la columna, curvaturas importantes se registraron cerca de la columna.

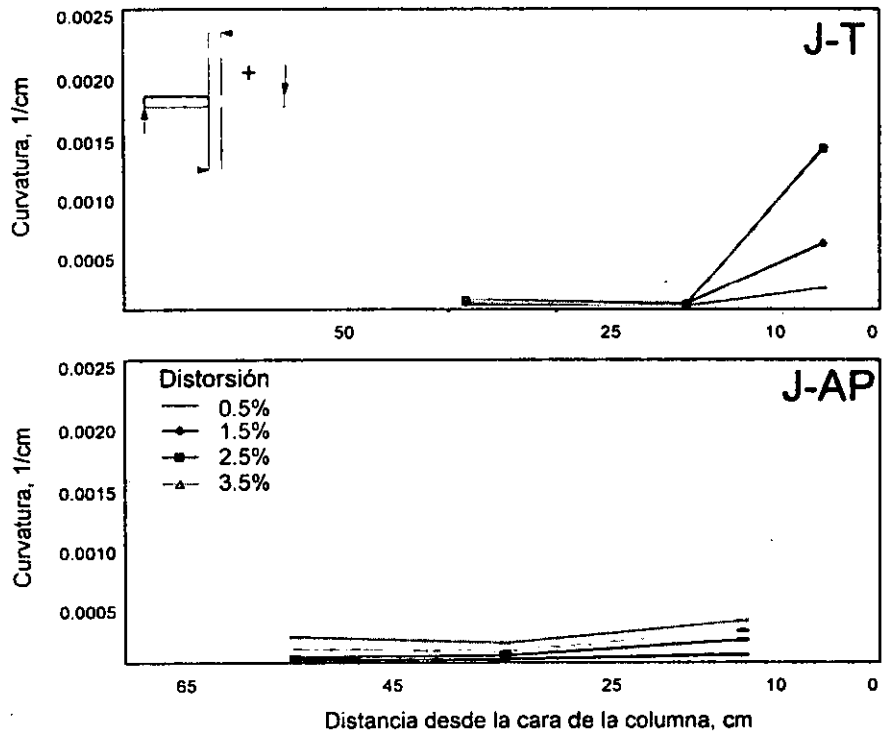


Figura 5.13 - Curvaturas positivas en la viga norte de los modelos J-T y J-AP

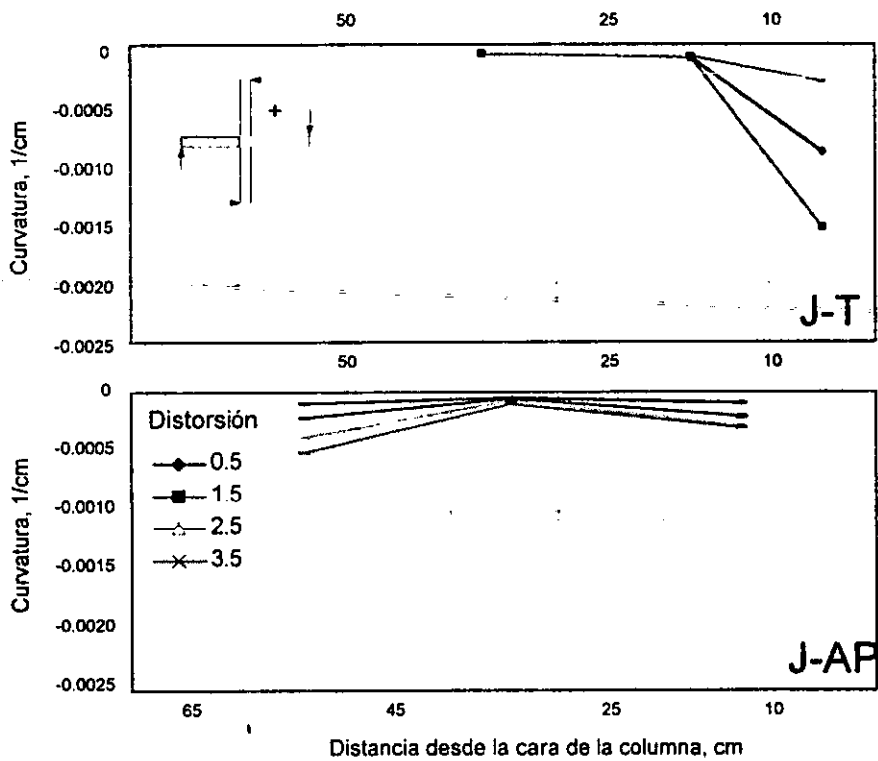


Figura 5.14 - Curvaturas negativas en la viga norte de los modelos J-T y J-AP

5.5 ENVOLVENTES DE RESPUESTA

5.5.1 Dirección portante, este-oeste

Las envolventes de respuesta se obtuvieron a partir del comportamiento carga-distorsión de los especímenes. En la fig. 5.15 se presentan las envolventes medidas en los modelos J-E, J-T y J-AP, con líneas continuas, y las calculadas con líneas discontinuas, ambas para la dirección portante. La curva calculada para el modelo J-T corresponde a la obtenida con el acero de presfuerzo (sección 3.9.2). Las curvas medidas de los modelos J-E y J-T son prácticamente iguales. La curva medida del modelo J-T tiene algunos quiebres atribuidos al mayor número de ciclos al que fue sometido en comparación con el modelo J-E. La curva medida para el modelo J-AP tiene una mayor rigidez entre las distorsiones de 0.25 a 2.5% que los otros modelos, además, alcanzó una mayor resistencia. La menor rigidez medida con respecto a la rigidez calculada, se atribuye principalmente a que el comportamiento del nudo es diferente del de una conexión monolítica. En los modelos J-E y J-T las rotaciones se concentraron en la cara de la columna extendiéndose hacia el interior del nudo, lo que se reflejó en la menor rigidez y resistencia de ambos. Estos modelos tuvieron cerca del 50% de la rigidez calculada. El modelo J-AP, aunque desarrolló sus articulaciones plásticas alejadas de la columna, exhibió cierta rotación cerca del nudo, nuevamente atribuido al deslizamiento de la nariz prefabricada de la viga dentro del nudo. La rigidez medida del modelo J-AP fue 50% de la calculada pero 60% de la rigidez calculada para los modelos J-T y J-E. Es importante notar que la resistencia máxima medida de los modelos J-E y J-T está asociada con la fluencia de los estribos de confinamiento del nudo, mientras que en el modelo J-AP con la resistencia de las vigas.

El Modelo J-AP presentó un ligero mejor comportamiento con respecto a los demás, aunque su comportamiento se asemeja mucho más al de una conexión monolítica con articulaciones en la cara de la columna que al de una conexión con articulaciones alejadas de la columna. Es posible que con un mejor detallado del refuerzo longitudinal de las vigas en la sección 1 que el utilizado en el modelo J-AP se mejore ampliamente este comportamiento, como se presentará en la sección 6.4.2.

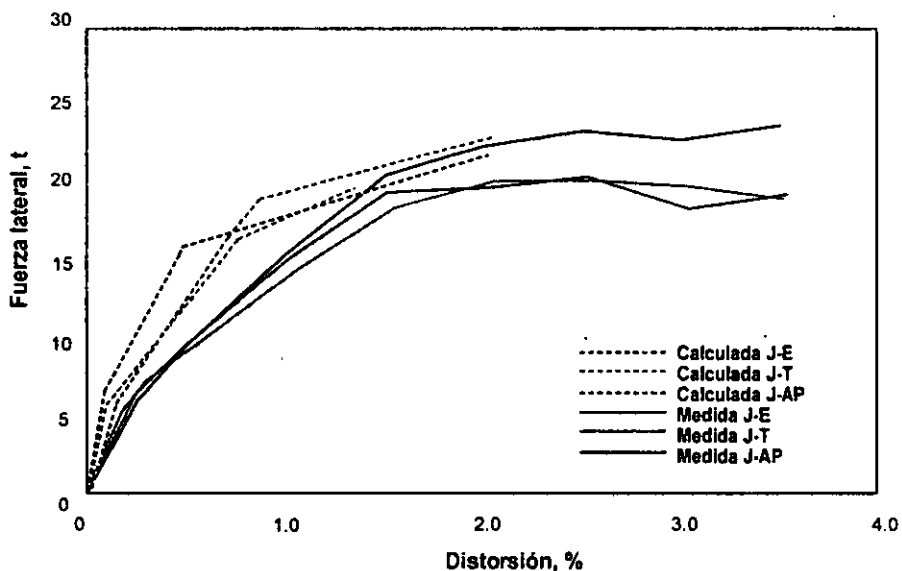


Figura 5.15 - Envolventes de respuesta, dirección portante

La envolvente calculada del modelo J-AP presentó una mayor rigidez que las de los modelos J-E y J-T, debido a que las articulaciones plásticas en las vigas se supusieron a 43 cm de la cara de la columna. Esta condición exige una mayor rotación de las vigas en esta sección para alcanzar las distorsiones de los otros modelos.

5.5.2 Dirección de rigidez, norte-sur

En la figura 5.16 se presentan las envolventes medidas y calculadas para los modelos J-T y J-AP. Nuevamente la envolvente del modelo J-T se obtuvo considerando únicamente el acero de presfuerzo en la cara de la columna, mientras que la envolvente calculada J-AP se obtuvo suponiendo que las vigas formarían sus articulaciones a 38.5 cm de la cara de la columna.

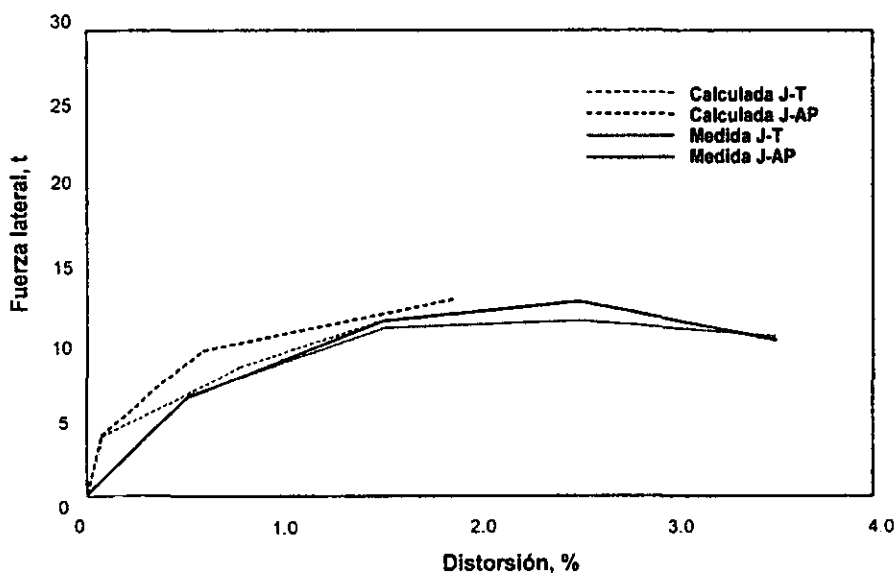


Figura 5.16 - Envolventes de respuesta, dirección de rigidez

Las rigideces de agrietamiento y de fluencia son prácticamente iguales entre ambos modelos. La curva medida para el modelo J-AP presentó un ligero mejor comportamiento en la dirección de rigidez que el modelo J-T, especialmente entre las distorsiones de 1.5 y 3.5%. Sin embargo, su rigidez fue del 45% de la calculada. La rigidez calculada de modelo J-AP es mayor por la misma razón que en la dirección portante.

5.6 DEGRADACIÓN DE RIGIDEZ

En la figura 5.17 se presenta la rigidez de ciclo calculada para cada modelo. Se presentan con líneas continuas las curvas para la dirección portante, este-oeste, y con líneas discontinuas las de la dirección de rigidez, norte-sur. Nuevamente, el mejor comportamiento lo exhibió el modelo J-AP en la dirección portante, E-O; para una distorsión del 1%, la conexión perdió cerca del 32% de su rigidez inicial. Esta pérdida obedece al agrietamiento y acomodo de los elementos prefabricados. Para la distorsión del 2%, el modelo mantenía cerca del 50% de su rigidez inicial. La reducción en la rigidez a esta distorsión se asocia con la fluencia de las barras de acero longitudinal del lecho superior e inferior. A partir de la distorsión del 2.5% sólo mantenía el 35% de su rigidez debido a la formación de articulaciones plásticas en las vigas, tanto en la cara de la columna como a 80 cm de ésta. Un comportamiento similar mostró la dirección de rigidez, N-S, pero con menor rigidez inicial que la dirección portante congruente con las menores dimensiones de la sección transversal y cuantía de acero de refuerzo en las vigas de rigidez.

El comportamiento de la curva de degradación de rigidez del modelo J-T fue muy similar al modelo J-AP, pero para distorsiones mayores al 1.0% el modelo J-T se degradó con mayor rapidez, en contraste con la dirección de rigidez que fue prácticamente igual a la del modelo J-AP. Por último, la degradación de rigidez en el modelo J-E fue la más pronunciada de todas.

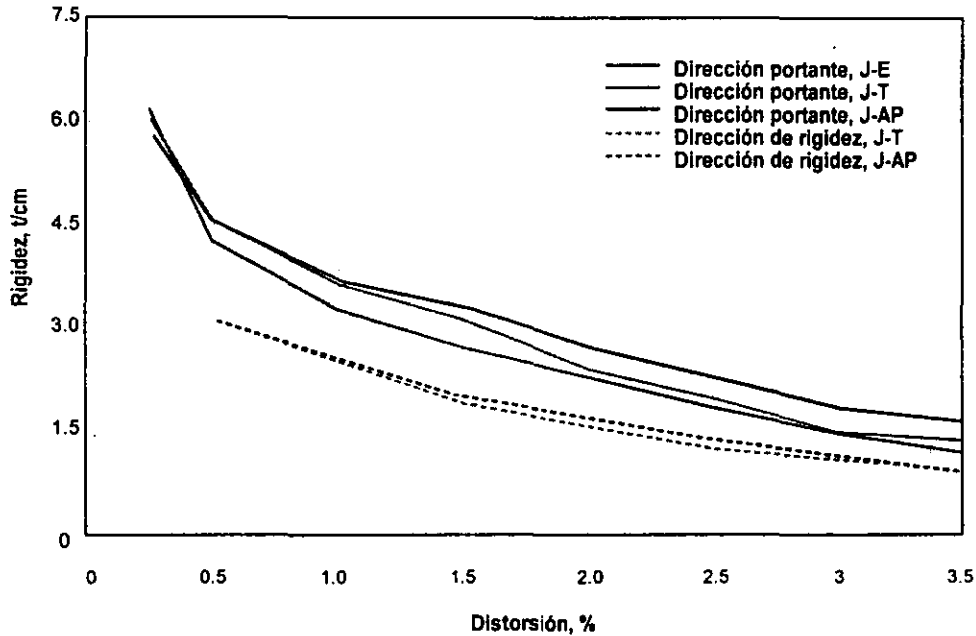


Figura 5.17 - Degradación de rigidez

5.7 ENERGÍA DISIPADA

La energía disipada por una estructura se puede obtener a partir de su curva histerética carga-deflexión, como el área cuyo perímetro está definido por los lazos histeréticos. La disipación de energía en la forma anterior, conocida como amortiguamiento histerético, generalmente crece al aumentar la deflexión de la estructura, ya que el límite elástico del comportamiento de los materiales es superado y se presentan deformaciones permanentes asociadas al agrietamiento y a la plastificación del refuerzo, principalmente.

La energía disipada por los modelos se acumuló, ciclo a ciclo, mediante la suma de las áreas encerradas por los lazos histeréticos de la curva carga-distorsión. En la fig. 5.18 se presenta la energía disipada por las tres modelos, en función de la distorsión. Para construir la gráfica, la energía disipada se acumuló para todos los ciclos de la historia de distorsiones.

La disipación de energía en los modelos se asoció directamente con la existencia de agrietamiento, con la fricción desarrollada a lo largo de las grietas (trabazón del agregado) y con la plastificación del refuerzo longitudinal en las vigas, y en general, con el registro de deformaciones permanentes en los materiales que incurrieron en el intervalo inelástico de su comportamiento.

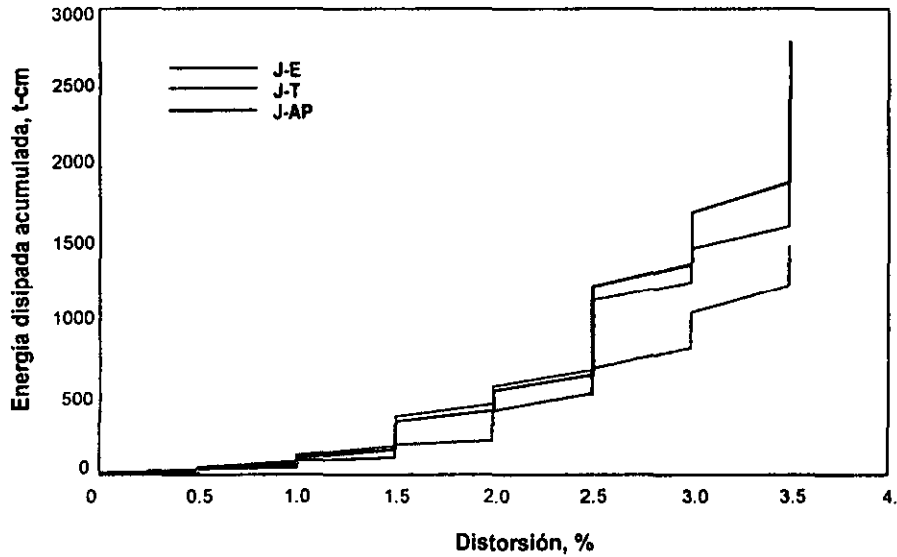


Figura 5.18 - Energía disipada acumulada, dirección portante

En la fig. 5.18 destaca el comportamiento del modelo J-AP, al obtener la mayor cantidad de energía acumulada. Esto se debió al amplio agrietamiento por flexión que sufrieron las vigas, además, de las amplias deformaciones que registraron los deformímetros ubicados en el refuerzo longitudinal. Pero sobretodo, por la formación de articulaciones plásticas en las vigas lejos de la cara de la columna.

El modelo J-T disipó una cantidad de energía muy similar al modelo J-AP, hasta la distorsión de 2.5%, para la cual alcanzó su resistencia máxima, por lo que para los ciclos siguientes disipó solamente el 80% de la del modelo J-AP. El modelo J-E registró la menor cantidad de disipación de energía. Es posible que este déficit de energía disipada con respecto al modelo J-T, fuese debido a que su historia de distorsiones no incluía ciclos bidireccionales. Estos ciclos fueron tomados en cuenta para el cálculo de la energía disipada acumulada de los modelos J-T y J-AP.

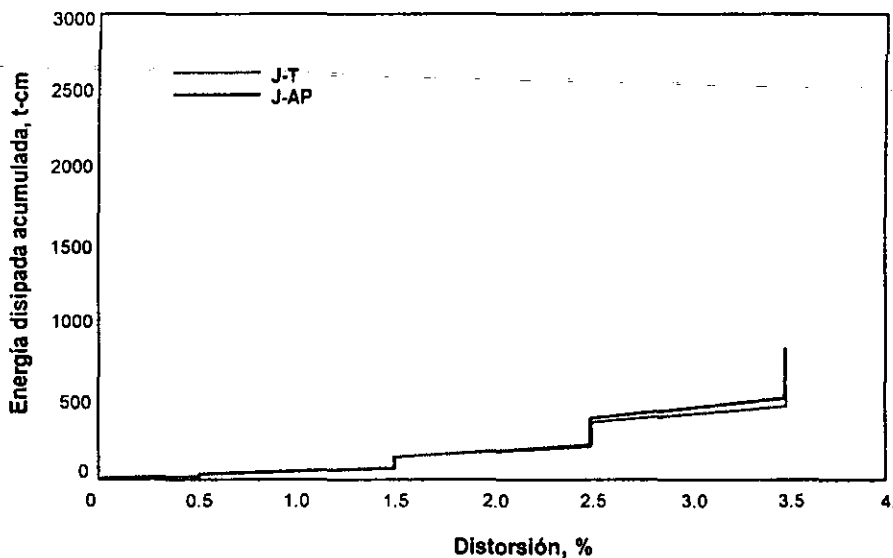


Figura 5.19 - Energía disipada acumulada, dirección de rigidez

En la figura 5.19 se presentan las curvas de energía disipada en la dirección de rigidez, para los modelos J-T y J-AP. Su comportamiento fue muy similar, excepto para la distorsión de 3.5%, en la cual, el modelo J-AP fue ligeramente mayor. Esto se debió al amplio agrietamiento por flexión que sufrieron las vigas de rigidez del modelo J-AP a momento positivo como negativo, así como a las amplias deformaciones registradas en el acero longitudinal de refuerzo lejos de la cara de la columna.

5.8 COMPONENTES DE LA DISTORSIÓN

En la figura 5.20 se presentan los componentes de la distorsión para cada modelo durante toda la historia de distorsiones. El nudo del modelo J-E fue el que registró la mayor contribución a la distorsión total entre los tres modelos. El nudo del modelo J-T contribuyó en mucho menor porcentaje que el del modelo J-E, aunque sus envolventes de respuesta (fig. 5.15) fueron muy similares y su registro solamente se obtuvo de 0.25% hasta 2.5% de distorsión, pero podría esperarse que la contribución del nudo al final de la prueba fuese del orden del 40%, aproximadamente, debido a la falla del nudo por corte. La mayor contribución de deformación del nudo del modelo J-E puede ser asociada a la inexistencia de ciclos bidireccionales en su historia de distorsiones, lo cual, degradó mucho más la capacidad de deformación del nudo del modelo J-T. El modelo J-AP presentó la menor contribución.

Las vigas del modelo J-AP contribuyeron de un 70% a un 80% de la distorsión total, como consecuencia de la formación de articulaciones plásticas lejos de la cara de la columna, durante toda la prueba. El modelo J-T en distorsiones entre 1.0% y 2.5%, presentó contribuciones similares de sus vigas a la distorsión total que el modelo J-AP, con la diferencia que las rotaciones en las vigas se concentraron en la cara de la columna, extendiéndose hacia el interior del nudo sobre todo su parte inferior. Las vigas del modelo J-E participaron en la distorsión con cerca de un 40 a un 30% durante prácticamente toda la prueba.

Las columnas de los modelos J-T y J-AP participaron en la distorsión total del orden del 15% de la contribución del modelo J-E, esto se debió principalmente al cambio de refuerzo longitudinal de la columna de barras del No.10 a No.12 que en los modelos aumentó su resistencia y rigidez.

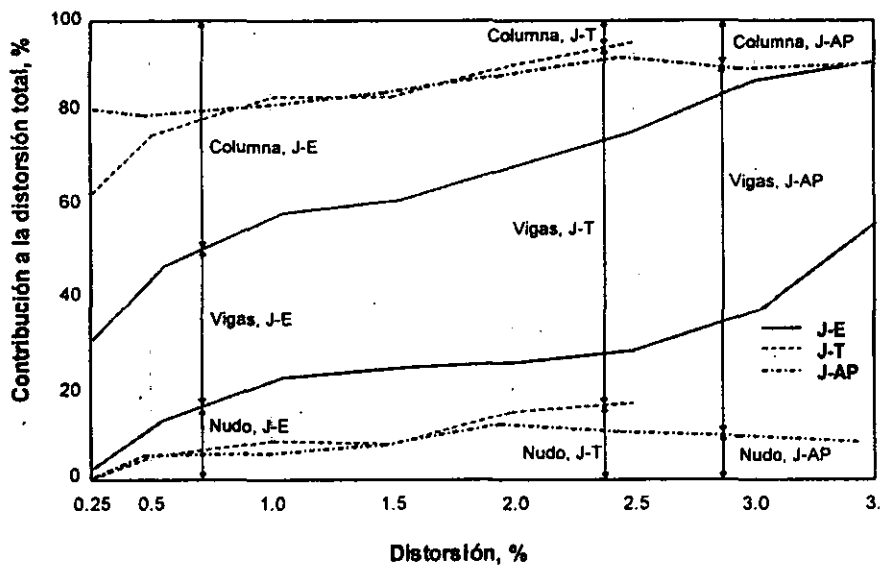


Figura 5.20 - Componentes de la distorsión en cada modelo

5.9 MODELOS DE PUNTALES Y TENSORES

Se hizo un especial énfasis en el estudio de los nudos de los modelos J-E y J-T para entender el mecanismo de transferencia de fuerzas por corte en su interior. Sólo se realizó el estudio para estos modelos porque fueron los que presentaron fallas por corte del nudo. A partir de las fuerzas medidas en las barras se propusieron algunos modelos de puntales y tensores. Las fuerzas en las barras fueron calculadas con los modelos mostrados en las secciones 2.8.3.1 y 3.8.3.1.

Los posibles modelos de puntales y tensores son mostrados en las figuras 5.21 y 5.22 para el modelo J-E y J-T, respectivamente. Las fuerzas en cada paquete de barras de refuerzo longitudinal de la columna fueron calculadas de un análisis de momento-curvatura, usando el momento correspondiente a la carga lateral aplicada. En las figuras 5.21 y 5.22, las fuerzas de compresión de la columna y de las vigas debidas a la flexión se combinan para formar un puntal diagonal principal. La tensión en los estribos de confinamiento del nudo, considerados simplíficadamente como uno solo estribo a la mitad de la altura del nudo, se equilibra hacia la parte superior con un puntal diagonal desde el extremo superior a compresión de la columna y la viga. Esta tensión en los estribos de confinamiento se equilibra hacia la parte inferior de forma distinta en el modelo J-E y J-T.

En el modelo J-E, se forman dos puntales, el primero va desde los estribos hasta la zona a compresión de la viga y la columna y el segundo, más importante que el anterior, parte del mismo origen y se apoya en los ganchos del acero de refuerzo del lecho inferior doblados a 90° dentro del nudo. Mientras tanto, en el modelo J-T solamente se forma un puntal que se apoya en el perno de continuidad.

Son de interés los puntales inferiores en el nudo. El puntal del modelo J-E es equilibrado horizontalmente por la barra de refuerzo longitudinal que sobresale de la viga y verticalmente por la longitud del gancho de la misma barra. Este mecanismo resistente es el observado en la extracción de barras con ganchos. En contraposición, en el modelo J-T, el equilibrio horizontal está dado por la acción de dovela del perno de continuidad, barra de No. 12, y el vertical por la adherencia desarrollada en la longitud de mismo.

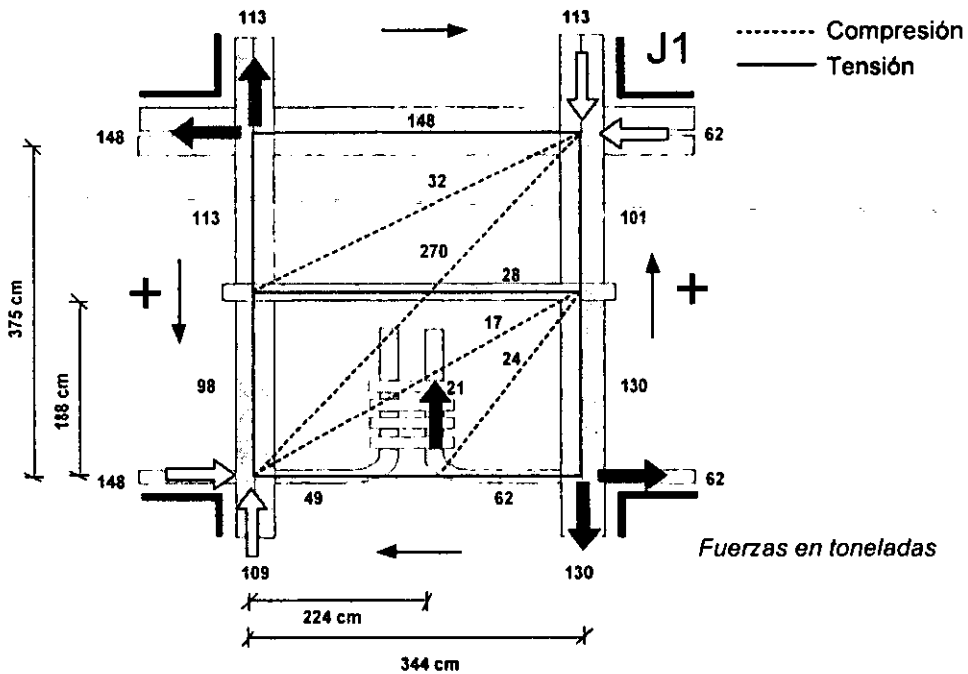


Figura 5.21 - Modelo de puntales y tensores del nudo, modelo J-E

La presencia de los puntales de la mitad inferior explica el prematuro agrietamiento debido a la extracción de las barras, y por ende un agrietamiento y suavizamiento del concreto del nudo. Esto redujo la resistencia y rigidez a las fuerzas de corte. Se pudo comprobar la existencia de estas grietas inclinadas en la parte inferior en los primeros ciclos del ensayo de los modelos.

Es posible determinar la diferencia de la fuerza neta que fue transferida por el modelo de puntales y tensores establecido, y la fuerza por cortante compresión en el puntal mayor. De la fig. 5.21, por ejemplo, la diferencia de fuerza en los paquetes de barras en la columna es $113+130=243$ t. Como se muestra, la fuerza en los estribos ayudó en la transferencia de $101+130 = 231$ t o 95% del total. Por lo que, $243-231=12$ t fueron transferidas dentro del ancho del puntal inclinado.

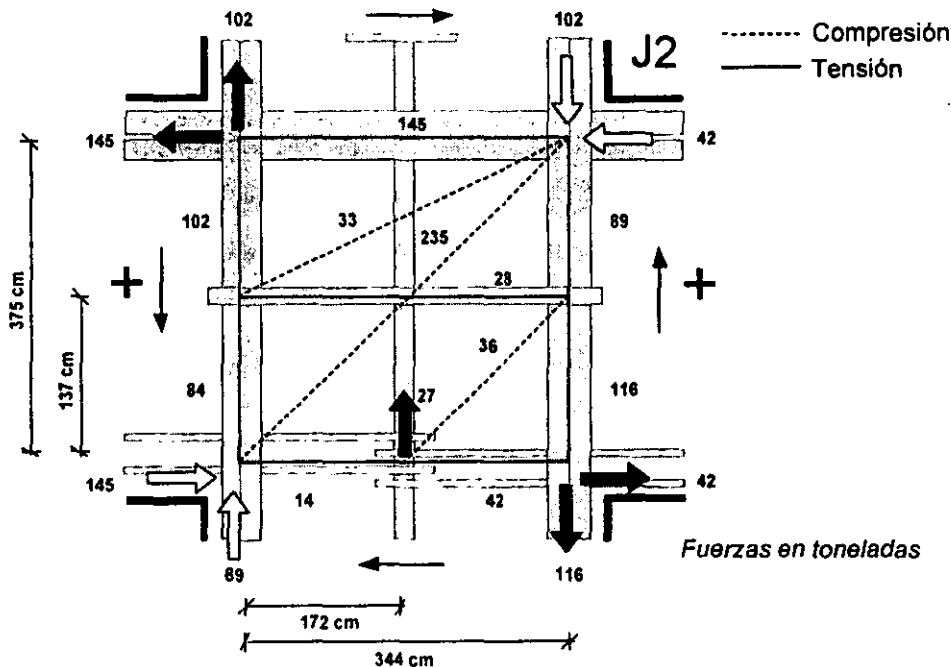


Figura 5.22 - Modelo de puntales y tensores del nudo, modelo J-T

En forma similar al modelo J-E, el modelo J-T solamente transfirió a través del puntal de compresión principal el 6% del total. Esto indicaría que la cuantía de estribos de confinamiento del nudo debe ser la necesaria para transferir una fuerza igual al 95% de la suma de las fuerzas axiales en el acero de refuerzo longitudinal de la columna, debidas al momento flexionante, en la parte superior e inferior del nudo.

5.10 EVALUACIÓN DE LAS CONEXIONES CON EL CRITERIO DEL ACI ITG/T1.1-99

El ACI ha presentado una serie de requisitos que se deben cumplir cuando un sistema estructural no cumple con los lineamientos para marcos resistentes a fuerzas sísmicas en su reglamento (ACI, 1999b), si se pretende que dicho sistema sea considerado que emula un monolítico. Puesto que los requisitos para marcos dúctiles monolíticos son similares a los utilizados en el RDF-93, se aplicarán en forma análoga en la evaluación de las conexiones.

Uno de los principales objetivos de esta evaluación es corroborar que las conexiones ensayadas en este estudio tengan un comportamiento aceptable y similar a conexiones monolíticas diseñadas con los lineamientos para marcos dúctiles en ambos reglamentos.

El criterio de aceptación tiene cuatro condiciones que las conexiones deben cumplir para ser aceptadas ya que exhiben un comportamiento similar al de las conexiones monolíticas. Estas son:

- a) Para que el sistema tenga una adecuada rigidez inicial, la fuerza lateral de diseño deberá ser alcanzada antes de que la distorsión de entrepiso del sistema rebase la distorsión permisible dada por el reglamento (fig. 5.23). Para la distorsión permisible de diseño se consideró un edificio no mayor de 4 niveles y con un sustancial riesgo de pérdidas de vidas humanas. Para la condición anterior, el International Building Code establece una distorsión de 2% con un factor de amplificación, C_{dh} , de 5.5. Por lo que, la distorsión máxima de entrepiso para alcanzar la resistencia de diseño será de $0.002/5.5 = .004$.
- b) Para garantizar que el modo de falla de la conexión sea mediante la formación de articulaciones plásticas de las vigas y no de las columnas, consistente con el criterio de columna fuerte y viga débil, se deberá revisar que la resistencia máxima del sistema ensayado no sea mayor que la resistencia calculada por el factor λ . El factor λ es el cociente de la suma de los momentos resistentes de diseño de las columnas entre la suma de los momentos resistentes de diseño de las vigas que llegan a un mismo nudo (fig. 5.23).

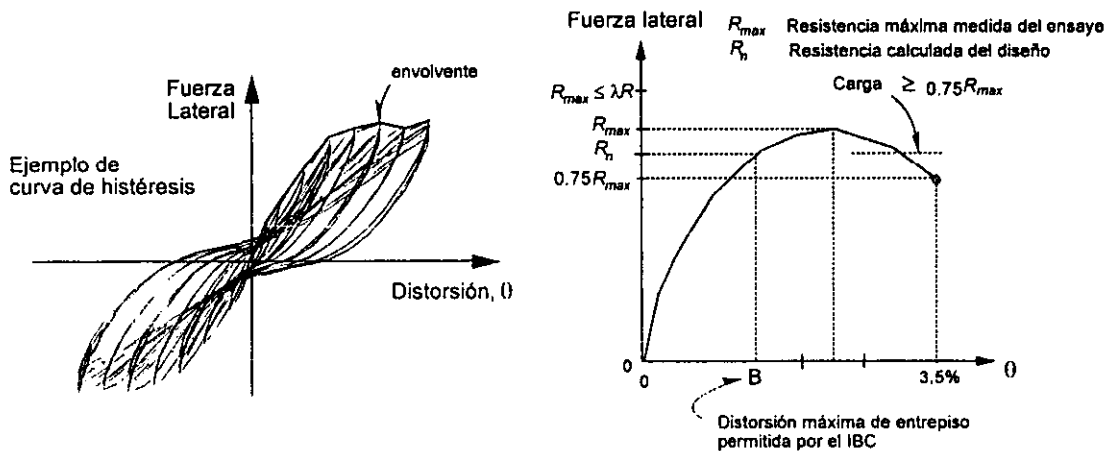


Figura 5.23 - Requisitos del ACI-ITG1.1-99

- c) Para un ciclo de la historia de distorsiones dado, pero no menor que una distorsión de 3.5%, las características del ciclo deberán cumplir con los tres requisitos siguientes:
 1. La resistencia máxima para el tercer ciclo a una distorsión de 3.5% no debe ser menor que el 75% de la máxima resistencia medida (fig. 5.23). Esto es con el objeto de que la estructura mantenga suficientes reservas de resistencia para grandes distorsiones.
 2. El porcentaje de energía relativa disipada del tercer ciclo a una distorsión de 3.5% no debe ser menor de 1/8. El porcentaje se obtiene de aplicar la formula de la fig. 5.24. Este amortiguamiento trata de reducir las oscilaciones de la estructura después de un sismo importante provocando efectos de fatiga en el acero de refuerzo, así como, grandes desplazamientos.

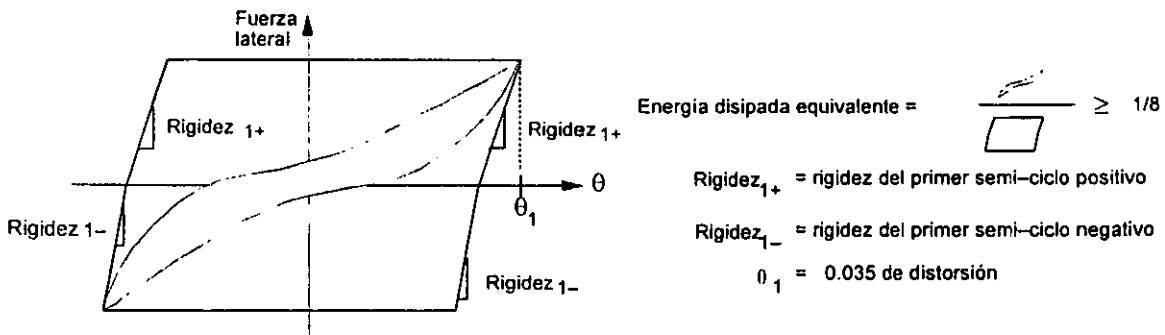


Figura 5.24 - Porcentaje de energía disipada

- La rigidez del lazo del tercer ciclo a una distorsión de 3.5% no debe ser menor del 5% de la rigidez inicial, tanto para el semiciclo positivo del lazo como para el semiciclo negativo (fig. 5.25). Esta rigidez es importante para evitar que una estructura después de un sismo de magnitud importante, pueda alcanzar grandes desplazamientos para fuerzas laterales pequeñas.

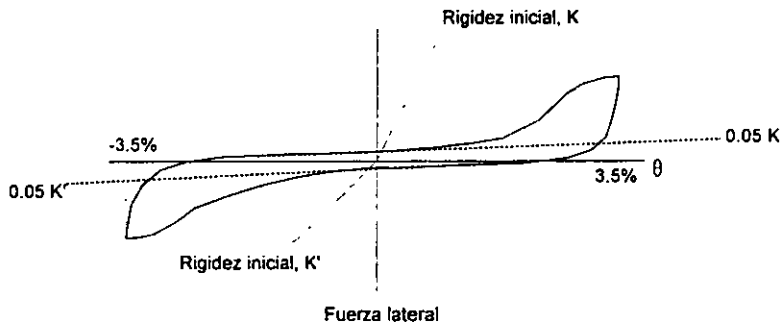


Figura 5.25 - Rigidez para distorsión a 0% de un lazo mayor o igual a 3.5% de distorsión

5.10.1 Evaluación del modelo J-E

El modelo J-E no cumplió con el requisito (a) dado que alcanzó la resistencia de diseño para una distorsión del 2% en ciclos positivos como negativos (ver fig. 2.36). Sin embargo cumple con los demás requisitos como se presenta a continuación.

La resistencia calculada del modelo fue de 19.6.t, mientras que la medida fue de 20 t y -18.6 t para ciclos positivos y negativos, respectivamente. Del diseño de las vigas y columna del modelo se obtuvo un factor de, λ , igual a 1.55 (ver sección 2.2.5), Por lo que, $1.55(20) = 31$ t es mayor que la resistencia obtenida.

La resistencia del modelo para el tercer ciclo a la distorsión de 3.5% fue de 15.4 y -14.6 t, para ciclos positivos y negativos respectivamente. Los valores obtenidos son mayores que $0.75(20) = 15$ t y $0.75(-18.6) = 14$ t, por lo que, cumplió con el inciso c.

El porcentaje de disipación de energía obtenido con la fórmula de la fig. 5.24 fue de 0.17, mayor que 1/8, si se considera que las rigideces iniciales fueron las del primer ciclo del ensaye, 0.025% de distorsión, con valores de 6 y 6.5 t/cm, y el área calculada dentro del ciclo fue de 128 t-cm.

Finalmente, las rigideces alrededor de la distorsión de 0% en el último ciclo de carga se muestran en la fig. 5.26. En ella se aprecia que las rigideces positiva y negativa fueron mayores del 5% de la rigidez inicial.

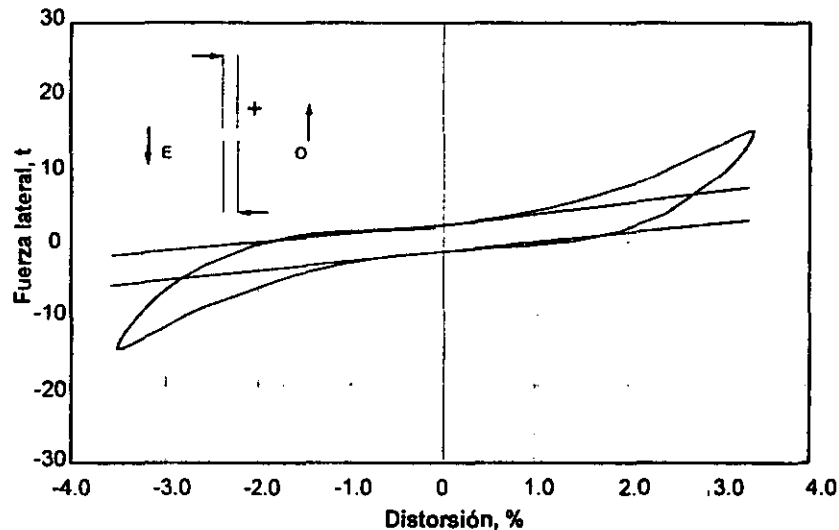


Figura 5.26 - Rigidez mínima para el tercer ciclo a 3.5% de distorsión, modelo J-E

5.10.2 Evaluación del modelo J-T

El modelo J-T no cumplió nuevamente con el requisito (a) dado que alcanzó la resistencia de diseño para una distorsión del 1.7% en ciclos positivos y de 2.0% para los negativos (ver fig. 3.4.5).

El modelo cumplió con el requisito del inciso (b). La resistencia calculada del modelo fue de 19.6 t, mientras que la medida fue de 19.7 t y -18.4 t para ciclos positivos y negativos, respectivamente. Del diseño de las vigas y columna del modelo se obtuvo un factor de, λ , igual a 2.2 (ver sección 3.2.6.1), Por lo que, $2.2(20) = 44$ t es mayor que la resistencia obtenida.

Sin embargo, no cumplió con el requisito número uno del inciso (c). La resistencia del modelo para el tercer ciclo a la distorsión de 3.5% fue de 13.4 y -14.9 t, para ciclos positivos y negativos, respectivamente. El valor obtenido por el ciclo positivo es menor de $0.75(19.6) = 14.8$ t.

El porcentaje de disipación de energía obtenido con la formula de la fig. 5.24 fue de 0.193 mayor que 1/8, si se considera que las rigideces iniciales fueron las del primer ciclo del ensaye, 0.025% de distorsión, con valores de 6 t/cm, en ambas direcciones, y el área calculada dentro del ciclo fue de 138.4 t-cm.

Finalmente, las rigideces alrededor de la distorsión de 0% en el último ciclo de carga se muestran en la fig. 5.27. En ella se aprecia que tanto las rigideces positiva y negativa fueron mayores del 5% de la rigidez inicial.

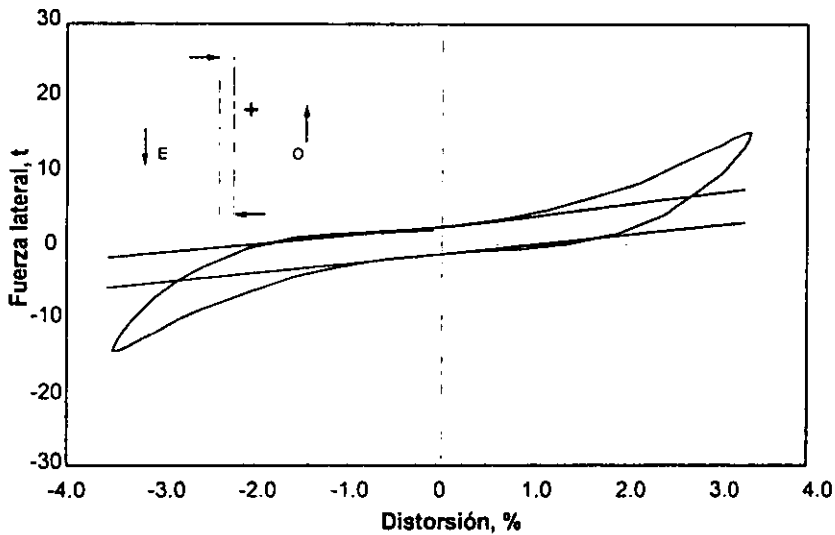


Figura 5.27 - Rigidez mínima para el tercer ciclo a 3.5% de distorsión, modelo J-T

5.10.3 Evaluación del modelo J-AP

El modelo J-AP tampoco cumplió con el requisito (a) dado que alcanzó la resistencia de diseño para una distorsión del 1.0% para los ciclos positivos como negativos (ver fig. 4.57). Sin embargo, de igual forma que el modelo J-E, cumplió con los requisitos restantes.

La resistencia calculada del modelo fue de 14.7 t, mientras que la medida fue de 23.2 t y -22.9 t para ciclos positivos y negativos, respectivamente. Del diseño de las vigas y columna del modelo se obtuvo un factor de, λ , igual a 2.7 (ver sección 4.2.7.1), Por lo que, $2.7(14.7) = 40$ t es mayor que la resistencia obtenida.

La resistencia del modelo para el tercer ciclo a la distorsión de fue 3.5% de 19.7 y -20.6 t, para ciclos positivos y negativos, respectivamente. El valor obtenido para los ciclos positivos y negativos son mayores de $0.75(23.2) = 17.4$ t y $0.75(22.9) = 17.2$ t.

El porcentaje de disipación de energía obtenido con la formula de la fig. 5.24 fue de 0.21 mayor que 1/8, si se considera que las rigideces iniciales fueron las del primer ciclo del ensaye, 0.025% de distorsión, con valores de 6 t/cm, en ambas direcciones, y el área calculada dentro del ciclo fue de 194 t-cm.

Finalmente, las rigideces alrededor de la distorsión de 0% en el último ciclo de carga se muestran en la fig. 5.28. En ella, se aprecia que tanto las rigideces positiva y negativa fueron mayores del 5% de la rigidez inicial.

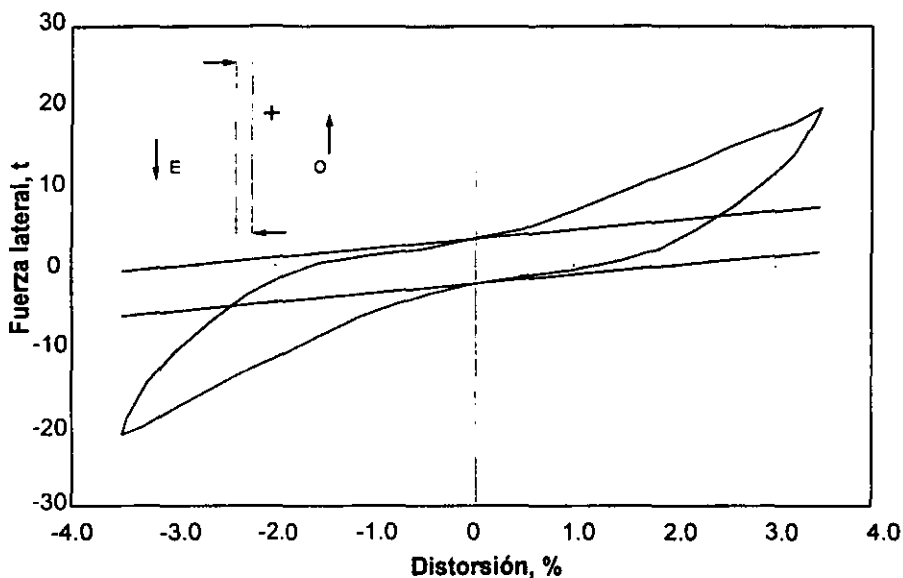


Figura 5.28 - Rigidez mínima para el tercer ciclo a 3.5% de distorsión, modelo J-AP

5.10.4 Comparación de los tres modelos

De los tres modelos se obtuvieron resultados similares, ninguno aprobó el requisito de alcanzar la resistencia de diseño para la distorsión límite del reglamento. Sin embargo, este tipo de criterio está basado en el diseño de conexiones para que presenten una falla debido a la formación de articulaciones plásticas en las vigas y que la columna permanezca elástica, de la misma forma, el nudo no debe ser sometido a altas demandas por corte y que incluso fallaran por corte. Conviene recordar que las tres conexiones ensayadas fueron diseñadas para presentar fluencia en el acero de refuerzo longitudinal de las vigas, pero aceptando que el nudo estuviera sometido a altas demandas por corte. Esto se reflejó en dos de los especímenes, modelo J-E y J-T, en una falla por corte de la conexión, y en el último, modelo J-AP, en un daño de consideración en el nudo, aunque falló por la formación de articulaciones plásticas en las vigas. Estas altas demandas por corte a las que se sometieron a los nudos, se reflejaron en un prematuro suavizamiento del concreto del nudo y, por lo tanto, en una mayor flexibilidad. Los requisitos restantes fueron apenas cumplidos por los modelos J-E y J-T, en contraste el modelo J-AP cumplió ampliamente con los demás requisitos exigidos.

De los resultados anteriores se puede concluir que las conexiones de los modelos J-E y J-AP, con un apropiado diseño para obligar la falla por articulaciones plásticas en las vigas y siguiendo las recomendaciones que se expondrán en la sección 6.4, pueden presentar un comportamiento que sea comparable con el de una conexión monolítica diseñada con los requisitos para marcos dúctiles, tanto del ACI-99 como de las NTC-C-96. La deficiencia mostrada del modelo J-T, de no mantener su resistencia para altas deformaciones, puede obligar a diseñar esta conexión con requisitos diferentes al de una conexión monolítica. El uso de este tipo de conexión no se recomendará por razones que se explicaran en la sección 6.3.3.

CAPÍTULO 6

RESUMEN, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 GENERAL

Se presentan un resumen del programa experimental, las conclusiones desarrolladas a partir del análisis y la discusión de resultados, así como las recomendaciones para el diseño de las conexiones empleadas en los modelos J-E, J-T y J-AP.

6.2 RESUMEN

Se ensayaron tres tipos diferentes de conexiones viga–columna de elementos prefabricados de concreto ante cargas cíclicas reversibles. Los modelos constaban de una columna de 4 m altura y vigas de 2.6 m de longitud. El modelo J-E tuvo dos vigas exclusivamente con una sección transversal en forma rectangular de 50 x 50 cm, denominadas vigas portantes. A los modelos J-T y J-AP, adicionalmente se le colocaron vigas en forma de T, en la dirección de rigidez, con una base menor de 22 cm y un alma de 30 cm, y una base mayor de 50 cm con un espesor del patín de 20 cm. La conexión J-E consistió, *grosso modo*, en lograr la continuidad del refuerzo para momento positivo con unos estribos colocados en los ganchos que sobresalían de las narices de las vigas prefabricadas, con dobleces a 90°. La continuidad mecánica del modelo J-T se logró con lazos de acero de presfuerzo y un perno colocado en la intersección de ellos. Finalmente, en el modelo J-AP se logró la continuidad mecánica del lecho inferior con bastones de acero de refuerzo, en la dirección portante y lazos de acero de refuerzo en la dirección de rigidez.

Los modelos J-E y J-T se diseñaron para formar articulaciones plásticas en la cara de la columna y el modelo J-AP para desarrollar articulaciones plásticas alejadas de la columna. En los tres modelos, se aceptó someter a los nudos a altas demandas por corte con objeto de estudiar los mecanismos resistentes a corte. En el diseño se utilizaron los lineamientos exigidos por el RDF-93. Los modelos fueron ensayados aplicando desplazamientos controlados en el extremo superior de la columna en la dirección de las vigas portantes, este–oeste. Los desplazamientos correspondieron a incrementos de 0.5% de distorsión. El intervalo de distorsiones fue de 0 a 3.5%. A los modelos J-T y J-AP, se aplicaron adicionalmente ciclos bidireccionales, es decir, en la dirección este–oeste y norte–sur simultáneamente. Estos ciclos se aplicaron para las distorsiones de 0.5, 1.5, 2.5 y 3.5%.

6.3 CONCLUSIONES

Con base en el comportamiento observado de los tres modelos y en el análisis de resultados, se desarrollaron las siguientes conclusiones:

1. Las conexiones ensayadas representan un sistema eficaz para facilitar y agilizar el proceso constructivo de marcos prefabricados de concreto.
2. El modelo J-E falló por cortante compresión del concreto del nudo posterior a la plastificación de acero de refuerzo a momento negativo y a los estribos de continuidad (en el interior del nudo) a momento positivo.
3. El modelo J-T falló por cortante compresión del concreto del nudo posterior a la plastificación de acero de refuerzo a momento negativo. El acero de refuerzo y de presfuerzo a momento positivo no alcanzaron deformaciones de fluencia.

4. El comportamiento global del modelo J-AP estuvo dominado por el comportamiento a flexión de las vigas y la reubicación de las articulaciones plásticas lejos de la cara de la columna.
5. El comportamiento de los tres modelos ante cargas laterales cíclicas fue simétrico y estable.
6. La resistencia a carga lateral en todos los modelos se mantuvo prácticamente constante hasta distorsiones de 3.5%. Esta distorsión es considerablemente mayor a la señalada en el RDF-93.
 - La resistencia medida de los modelos J-E y J-T fue 10% mayor que la resistencia calculada con las NTC-C utilizando las propiedades nominales de los materiales. Sin embargo, la resistencia medida fue 80% de la resistencia calculada con las propiedades medidas de los materiales empleando el modelo de comportamiento para el concreto propuesto por Hognestad. Las resistencias calculadas se relacionan con la falla a flexión de las vigas por agotamiento de la capacidad de deformación.
 - La resistencia medida del modelo J-AP fue 55% y 10% mayor que la resistencia calculada con las NTC-C empleando las propiedades nominales de los materiales, y la resistencia calculada con las propiedades medidas de los materiales utilizando el modelo de comportamiento para el concreto propuesto por Hognestad, respectivamente. Nuevamente, las resistencias calculadas se obtuvieron considerando la falla a flexión de las vigas por agotamiento de la capacidad de deformación.
7. La resistencia al corte de los nudos de los modelos J-E y J-T fueron 20% menor que las calculadas usando expresiones para estructuras monolíticas según las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. En contraste, la resistencia medida a corte del modelo J-AP alcanzó cuando menos el 110% de la resistencia calculada con las NTC-C. La resistencia máxima del modelo J-AP no se pudo medir por que el modelo falló al agotarse la capacidad de rotación de las articulaciones plásticas en las vigas.
8. El comportamiento del nudo en todos los modelos fue diferente al de un nudo monolítico. En los modelos J-E y J-T el tipo de arreglo utilizado para proporcionar la continuidad del refuerzo del lecho inferior combinado con la junta fría que se forma en la intersección de las vigas con la columna, obligó a la formación de articulaciones plásticas de la cara de la columna hacia el interior de la misma, contribuyendo notablemente en la degradación del nudo.
9. Todos los modelos registraron una rigidez lateral secante 50% menor que la calculada suponiendo un comportamiento monolítico. Esta rigidez fue medida desde el punto de agrietamiento hasta el de fluencia en la envolvente de respuesta.
 - En el modelo J-E la inherente flexibilidad de la conexión de la viga en el nudo producto de la fluencia de los estribos de continuidad en su rama transversal aumentó la flexibilidad.
 - En el modelo J-T, la inherente flexibilidad de la conexión de la viga en el nudo producto de las altas deformaciones en los torones de continuidad aumentó la flexibilidad.
 - En el modelo J-AP, la acumulación del daño alrededor de la junta fría en las vigas portantes y el deslizamiento de la nariz de la viga prefabricada dentro y en la parte inferior de la columna aumentó la flexibilidad. Sin embargo, la rigidez lateral medida fue del 60% de la rigidez calculada para una conexión monolítica diseñada para desarrollar las articulaciones plásticas en la cara de la columna.
10. No se registró pérdida de adherencia en las barras longitudinales del lecho superior de las vigas a través del nudo en ninguno de los modelos ensayados.

11. El comportamiento de las vigas de los modelos tuvieron algunas características distintas.

a) Modelo J-E

- Las vigas portantes se plastificaron para momento negativo en la cara de la columna, como se esperaría en una conexión monolítica, pero el refuerzo del lecho inferior de las vigas no presentó deformaciones de fluencia en toda su longitud. Contrario a lo supuesto en el diseño, los estribos utilizados para proporcionar continuidad mecánica del refuerzo del lecho inferior registraron amplias deformaciones de fluencia en su rama transversal.
- El momento negativo de fluencia se predijo bastante bien, sin embargo, el momento positivo alcanzó valores mayores a los predichos debido a un incremento en la longitud del brazo de palanca debido a la fluencia de los estribos de continuidad y no al acero de refuerzo del lecho inferior.

b) Modelo J-T

- Las vigas portantes se plastificaron para momento negativo en la cara de la columna, por lo que la resistencia de diseño para momento negativo se predijo bastante bien. En contraste, las vigas no se plastificaron para momento positivo, presentando grandes diferencias entre las magnitudes calculadas y las medidas.
- El comportamiento global de la conexión (envolventes) es predecible, si se considera que únicamente el acero de presfuerzo del lecho inferior de las vigas, en la cara de la columna, está sujeto a esfuerzos de tensión.
- No se recomienda el uso de acero de presfuerzo, torones, sin presforzar para proporcionar la continuidad de las barras longitudinales del lecho inferior, en un arreglo como el ensayado, por la menor rigidez que presenta un elemento viga sujeto a flexión si es diseñado exclusivamente por capacidad resistente y no por capacidad de deformación.

c) Modelo J-AP

- Las vigas portantes se plastificaron para momento negativo y positivo a 80 cm de la cara de la columna y en la cara de la columna, tal y como se esperaría en una conexión monolítica diseñada para alejar las articulaciones plásticas de la columna, por lo que, la resistencia de diseño para momento negativo y positivo se predijo bastante bien. Las vigas de rigidez presentaron un comportamiento similar pero desarrollando las articulaciones a 65 cm de la cara de la columna.
- Una evidencia palpable de la formación de las articulaciones plásticas en las vigas de rigidez fue la ruptura, por una excesiva deformación por tensión, de una de las barras de refuerzo longitudinal del lecho inferior, No. 6, a una distancia de 65 cm de la cara del nudo en la viga norte.
- Tanto las vigas portantes como las de rigidez, desplazaron su articulación plástica más de lo deseado, debido a la presencia en ambas vigas de una sección con mayor resistencia, entre la zona adyacente a la cara de la columna y la sección 2, y posiblemente a una capacidad resistente de adherencia excesiva en las barras adicionales e intermedias. Por lo tanto, la localización de las articulaciones plásticas no se predijo adecuadamente.
- Se registró pérdida de adherencia en las barras de acero de refuerzo longitudinal en algunas regiones dentro de las articulaciones plásticas, para altas distorsiones.

- Las barras intermedias en las vigas contribuyeron a confinar el nudo en su dirección transversal, norte-sur, ya que al estar ancladas en el nudo lograron desarrollar esfuerzos de tensión similares a los de confinamiento de los estribos convencionales.
 - El tipo de continuidad mecánica utilizado en ambas direcciones se desempeñó satisfactoriamente.
 - Para predecir mejor la distancia de la articulación plástica se deberá utilizar una expresión más precisa en el cálculo de la longitud de desarrollo de las barras rectas, como la propuesta por el reglamento del Instituto Americano del Concreto en su sección 12.2.3 (ACI, 1999b).
12. Las conexiones de los modelos J-E y J-T deberán ser usadas tomando en cuenta las recomendaciones que se presentan en la sección 6.4.

6.4 RECOMENDACIONES DE DISEÑO

Las recomendaciones señaladas en esta sección sólo son aplicables a los tipos de conexión de elementos prefabricados como las estudiadas aquí.

6.4.1 Modelo J-E

6.4.1.1 Hipótesis de diseño

Se deberán cumplir las hipótesis para el diseño de elementos sujetos a flexión, flexocompresión, cortante, y torsión, y todas las recomendaciones respecto al detallado del acero de refuerzo y fabricación de los elementos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

6.4.1.2 Requisitos para marcos dúctiles

Se cumplirán todas las disposiciones exigidas para el diseño de marcos dúctiles de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto y se deberán tomar en cuenta los siguientes lineamientos:

6.4.1.3 Diseño de la resistencia al corte del nudo

De acuerdo con lo expuesto en la sección 2.9.4, la resistencia a corte del nudo fue aproximadamente del 80% de la resistencia esperada para una conexión monolítica. Se recomienda tomar en cuenta esta reducción en el diseño a fuerza cortante en conexiones viga-columna. Mientras no se tengan más datos, esta reducción será aplicable a nudos confinados en sus cuatro caras y a nudos no confinados en sus cuatro caras, independientemente del tipo de conexión.

6.4.1.4 Diseño de los estribos de continuidad

Uno de los principales objetivos de este modelo fue evaluar el comportamiento de la continuidad mecánica del acero de refuerzo en el lecho inferior. La continuidad se logró con estribos rectangulares cerrados, dentro de los cuales pasan los ganchos a 90° de las barras de acero longitudinal en los extremos de las vigas prefabricadas. El detalle constructivo se aprecia en la fig. 6.1. Se proponen tres recomendaciones para su diseño que se mencionan a continuación:

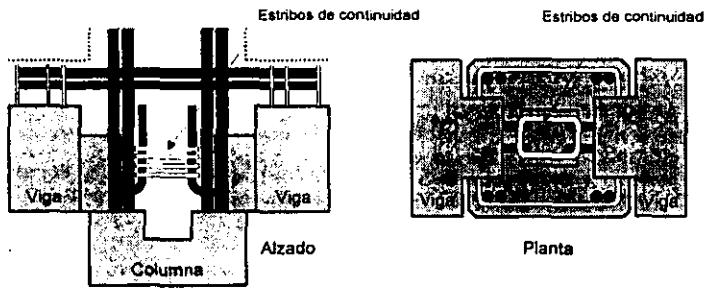


Figura 6.1 - Detalle de continuidad mecánica

a. **Cuantía de acero para los estribos de continuidad.** La cuantía de acero de los estribos deberá ser igual o mayor de 1.5 veces la cuantía mayor de acero que se intenta conectar de los extremos de las vigas. El factor 1.5 pretende tomar en cuenta el incremento del esfuerzo nominal de fluencia del acero de refuerzo longitudinal de las vigas debido al endurecimiento por deformación y un esfuerzo de fluencia real mayor.

b. **Número de estribos y diámetro recomendado.** Es importante utilizar el diámetro más grande posible y el menor número de estribos, debido a que mientras más cerca de las barras longitudinales del lecho inferior se encuentren los estribos, mejor será su desempeño, de acuerdo con lo observado en la fig. 2.48.

c. **Forma de los estribos y localización de los ganchos a 90° del acero longitudinal.** En lo posible, los estribos deberán ser rectangulares cerrados con dobleces a 135°. En sus esquinas se deberán colocar los ganchos a 90° de las barras longitudinales a conectar. Se debe evitar, en lo posible, la fluencia de los estribos en su rama transversal para mejorar la rigidez total de la conexión. El detalle de colocación se aprecia en la fig. 6.2. Otra posibilidad es soldar tramos de barras del mismo diámetro del estribo a la mitad de la longitud de los lados de estribo, de tal manera que se forme una cruz interior. Esto puede evitar la fluencia de la rama transversal del estribo.

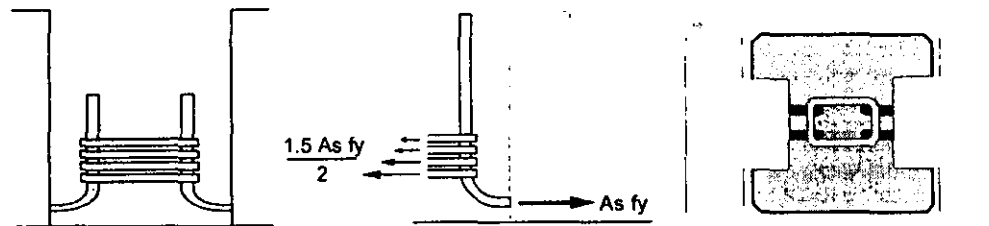


Figura 6.2 - Área de acero en los estribos de continuidad

6.4.1.5 Rigidez lateral de la estructura

A consecuencia de la menor rigidez lateral del modelo debida a la prematura fluencia de los estribos de continuidad en su sección transversal y al comportamiento distinto del monolítico, se recomienda evaluar cuidadosamente las demandas de deformación, esto puede ser calibrando algún modelo de comportamiento elástico o empleando algún método de análisis no lineal que tome en cuenta el comportamiento histerético del nudo. Es conveniente adicionar elementos rígidos, como muros y contravientos, que controlen las deformaciones laterales, sobre todo en casos de altas deformaciones en vigas.

6.4.2 Modelo J-AP

Se recomienda diseñar y detallar las vigas, columnas y su unión de modo que las articulaciones plásticas por flexión de las vigas ante sismo se formen alejadas del paño de la columna. Se aceptará que se diseñen y detallen para que se formen al menos a una distancia igual a un peralte efectivo de la viga.

Para utilizar esta opción de diseño, el claro de cortante de las vigas deberá ser al menos tres veces el peralte efectivo (Abdel-Fattah y Wight, 1987). El claro de cortante se define como la distancia entre la cara de la columna y el punto de inflexión en el diagrama de momentos flexionantes de diseño. También se deberán utilizar las disposiciones establecidas por las NTC-C, pero tomando en cuenta los siguientes cambios.

6.4.2.1 Refuerzo longitudinal de las vigas

- En vigas de sección constante, se deberán revisar dos secciones. La sección 1 corresponde a la cara de la columna y la sección 2 a una vez el peralte efectivo de la viga.
- Se revisará que la resistencia a flexión de la sección 1, con factor de resistencia unitario, sea al menos 1.3 veces el momento de diseño obtenido del análisis considerando las acciones permanentes, variables y accidentales.

En adición al refuerzo longitudinal principal, la sección 1 se reforzará con al menos cuatro barras longitudinales dispuestas en dos lechos intermedios y que sean continuas a través del nudo (fig. 5.1). El área total del acero intermedio no será mayor que 0.35 veces el área del acero principal a tensión. Las barras intermedias deberán ser del menor diámetro posible y se deberán anclar dentro de la viga, a partir de la sección 1, en una distancia igual a la longitud de desarrollo. En ningún caso la longitud de anclaje de las barras intermedias dentro de la viga será menor que 1.3 veces el peralte efectivo de la sección. Para el cálculo de la longitud de desarrollo se recomienda utilizar la expresión propuesta por el reglamento del Instituto Americano del Concreto (ACI-1999b).

Si es necesario, con objeto de aumentar la resistencia a flexión, se podrán adicionar barras en los lechos extremos de la sección 1 y con longitud igual a la del acero intermedio (fig. 6.3).

- La resistencia a flexión de la sección 2, con factor de resistencia unitario, deberá ser igual al momento de diseño calculado en el análisis en esa sección y para la misma combinación de carga que la usada en el diseño de la sección 1.

Para calcular la resistencia a flexión de esta sección no se considerarán las barras intermedias ni las barras adicionales (si existen), de la sección 1.

6.4.2.2 Resistencia mínima a flexión de columnas

Las resistencias a flexión de las columnas en el nudo deberán satisfacer la ec. 6.1. En ella, el término ΣM_g deberá considerar los momentos resistentes de la sección 1 utilizando exclusivamente el esfuerzo especificado de fluencia del refuerzo longitudinal de las vigas.

$$\frac{\sum M_r}{\sum M_g} \geq 1.2 \quad (6.1)$$

De manera simple, la demanda de momento flexionante en la cara de la columna, M_1 , debida a la formación de la articulación plástica en la sección 2, se podrá valuar como (fig. 6.3)

$$M_1 = \frac{M_2 \cdot M_{n1}}{M_{n2}} \quad (6.2)$$

donde M_{a1} y M_{a2} son los momentos flexionantes de diseño en las secciones 1 y 2, respectivamente, obtenidos del análisis.

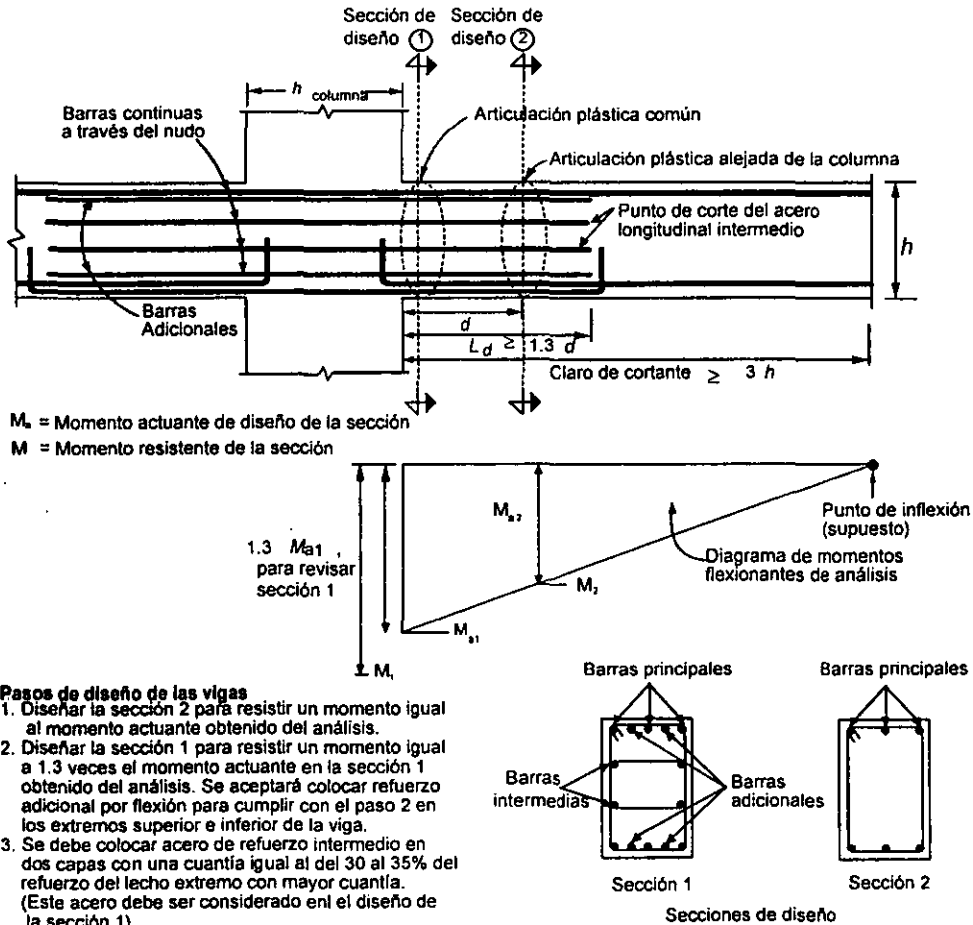


Figura 6.3 – Marcos dúctiles con articulaciones alejadas de la cara de la columna

6.4.2.3 Uniones viga–columna

Se aplicará lo señalado en la sección 5.4 de las NTC-C.

6.4.2.4 Continuidad mecánica en la dirección portante y de rigidez

El acero longitudinal de las vigas portantes para momento positivo se hará continuo con un número par de bastones colocados a ambos lados de las narices de las vigas prefabricadas (fig. 6.3). Estos bastones deberán ser continuos a través del nudo y su cuantía de acero será cuando menos igual a la cuantía del acero del refuerzo longitudinal de la viga que se trata de hacer continuo. Los extremos de estas barras deberán alcanzar su longitud de desarrollo cuando menos a una distancia igual a la esperada para la formación de la articulación plástica (fig. 6.4).

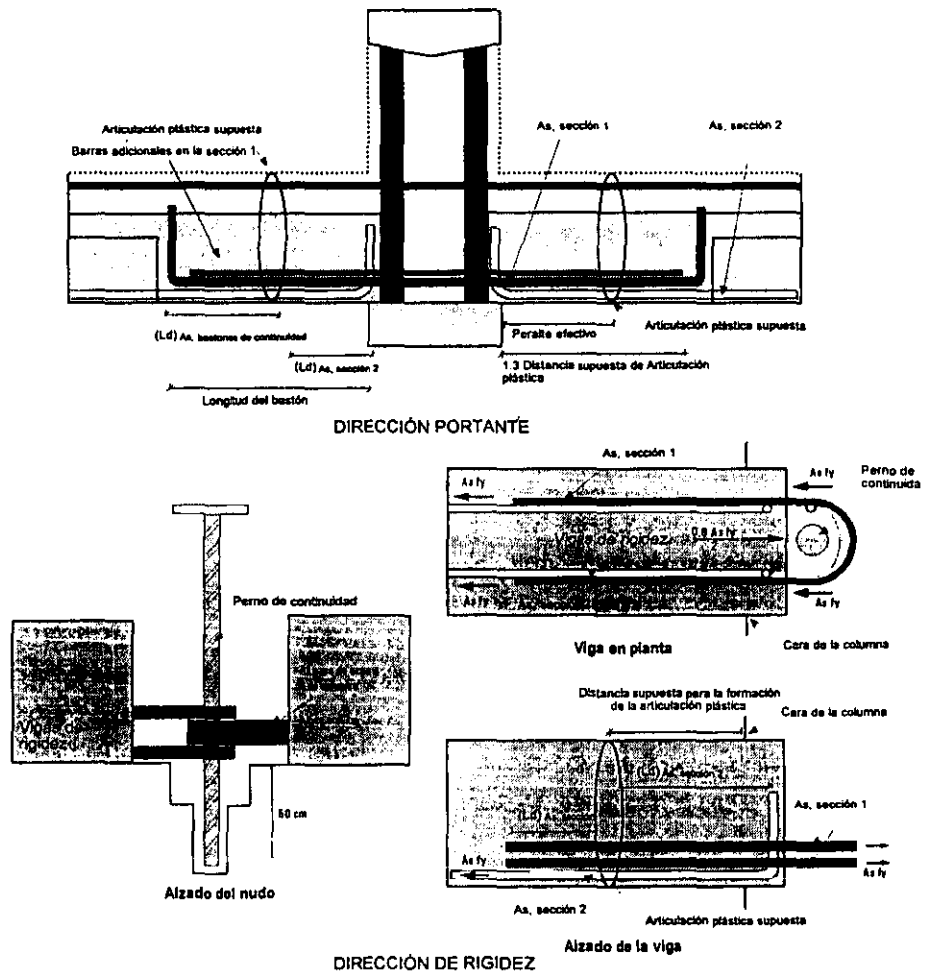


Figura 6.4 – Detalle de la continuidad mecánica en ambas direcciones, modelo J-AP

De manera análoga a la dirección portante, los lazos de acero de refuerzo en la dirección de rigidez deberán tener cuando menos una cuantía igual al acero de refuerzo que se trata de continuar y sus extremos deberán alcanzar su longitud de desarrollo cuando menos en una distancia igual a la esperada para la formación de la articulación plástica. Por lo general, la cuantía de acero en la sección 1 para momento positivo será igual a la cuantía de acero en los lazos aunque la longitud de corte de barras podría variar.

Los requisitos anteriores son ejemplificados ampliamente en la sección 4.2.4.3 de este estudio.

6.5 ESTUDIOS FUTUROS

Aun cuando la presente investigación permitió establecer algunos de los más importantes fenómenos en el comportamiento de cada tipo particular de conexión a base de elementos de concreto prefabricado y compararlos con los parámetros de diseño establecidos, se recomienda profundizar, en general, en los factores que afectan el comportamiento de las conexiones con elementos prefabricados, sobre todo cuando se intente reubicar la articulación plástica alejada de la columna.

Se sugieren las siguientes líneas de investigación:

1. Extender los resultados de esta fase mediante estudios analíticos.
2. Estudiar nuevos diseños de continuidad mecánica para el acero longitudinal del lecho inferior, con el fin de mejorar el comportamiento obtenido en las conexiones J-E y J-T.
3. Mejorar la correlación de longitudes de anclaje para las barras intermedias y adicionales, para el caso específico de alejar la articulación plástica lejos de la cara de la columna, modelo J-AP. Para corregir el problema de anclaje y predecir mejor la distancia a la que se formará la articulación plástica.
4. Evaluar la idoneidad de alejar la formación de las articulaciones plásticas en las vigas de la columna, para corregir el problema de anclaje del acero longitudinal dentro del nudo con otros tipos de conexión.
5. Realizar estudios analíticos para conocer la respuesta sísmica de un edificio diseñado con las conexiones aquí presentadas, tomando en cuenta el comportamiento histerético obtenido de las mismas.

REFERENCIAS

- Abdel-Fattah, B., Wight, K. J. (1985), "Experimental Study of Moving Beam Plastic Hinging Zones for Earthquake Resistant Design of R/C Buildings", Universidad de Michigan, informe UMCE 85-11, 291 pp.
- Abdel-Fattah, B., Wight, K. J. (1987), "Study of Moving Beam Plastic Hinging Zones for Earthquake-Resistant Design of R/C Buildings", *ACI Structural Journal*, Junio-Febrero, pp. 31-39.
- ACI-ASCE Committee 352 (1991), "Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures", (ACI 352R-91), American Concrete Institute, Detroit, 18 pp.
- American Concrete Institute (1999a), "Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing (ACI ITG/TI.1-99)", Farmington Hills, Estados Unidos de América, 6 pp.
- American Concrete Institute (1999b), "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-99)", Farmington Hills, Estados Unidos de América, 369 pp.
- Blandón, J. (2000), "Comportamiento Sísmico de Estructuras Prefabricadas de Concreto", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de México, Mayo.
- Bull. D., Park, R. (1986), "Seismic Resistance of Frames Incorporating Precast Prestressed Concrete Beams Shells", *PCI Journal*, Vol. 31, No. 4, Julio-Agosto, pp. 54-92.
- Carranza, R., Martínez, R., y Angulo, R. (1996), "Conexión Prefabricada sin Pernos ni Soldadura", *Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Mérida Yucatán, México, Vol. 1, pp. 86-95.
- Carranza, R., Martínez, R., y Angulo, R. (1997), "Conexión prefabricada sin pernos ni soldadura", *Memorias del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Veracruz, Veracruz, México, Vol. 1, pp. 533-540.
- Cheok, G.S., y Lew, H.S. (1991), "Performance of Precast Concrete Beam-to-Column Connections Subjected to Cyclic Loading", *PCI JOURNAL*, Vol. 36, No. 3, Mayo-Junio, pp. 56-67.
- Cheok, G.S., y Lew, H.S. (1993), "Model Precast Concrete Beam-to-Column Connections Subjected to Cyclic Loading", *PCI JOURNAL*, Vol. 38, No. 4, Julio-Agosto, pp. 80-92.
- Departamento del Distrito Federal (1993), "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", *Gaceta Oficial del DDF*, 96 pp.
- Departamento del Distrito Federal (1996), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal*, México, 66 pp.
- Dolan, C., Stanton, J., y Anderson, R. (1987), "Moment Resistant Connections and Simple Connections", *PCI Journal*, Vol. 32, No. 2, Marzo-Abril, pp. 62-75.
- Englekirk, R. (1987), "Concepts for the Development of Earthquake Resistant Ductile Frame of Precast Concrete", *PCI Journal*, Vol. 32, No.1, Enero-Febrero, pp. 30-48.
- Englekirk, R. (1990), "Seismic Design Considerations for Precast Concrete Multistory Buildings", *PCI JOURNAL*, Vol. 35, No. 3, Mayo-Junio, pp. 40-51.
- Englekirk, R. (1995), "Development and Testing of a Ductile Connector for Assembling Precast Concrete Beams and Columns", *PCI JOURNAL*, Vol. 40, No. 2, Marzo-Abril, pp. 36-51.
- French, C.W., Amu, O. y Jayashankar, C. (1989), "Connections Between Precast Elements-Failure Within Connection Region", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 115, No. 2, Febrero, pp. 3171-3193.

French, C.W., Hafner, M. y Jayashankar, C. (1989), "Performance of Precast Concrete Beam-Column Connections Subject to Cyclic Loading", *Journal Of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 115, No. 2, Diciembre, pp. 316-340.

Ghosh, S.K., Nakaki, S.D., y Krishnan, K. (1997), "Precast Structures in Regions of High Seismicity: 1997 UBC Design Provisions", *PCI Journal*, Precast/Prestressed Concrete Institute, 42 (6), Noviembre-Diciembre, pp. 76-93.

Higazi, M., Elnashai, A. (1997), "Energy-Based Technique for Seismic Performance Assessment of Interior Beam-Column Joints", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 1, No. 4, pp. 675-692.

Kurose, Y., Guimaraes, G.N., Zuhua, L., Kreger, M.E., y Jirsa, J.O. (1988), "Study of Reinforced Concrete Beam-Column Joints under Uniaxial and Biaxial Loading", Universidad de Texas en Austin, informe PFMSEL No. 88-2, 146 pp.

Liu, Z. (1987), "Stress and Bond Behavior of Beam and Column Longitudinal Bars Inside the Joint, A Calculation Report", Universidad de Texas en Austin, Estados Unidos de América.

Martin, L.D., y Korkosz, W.J. (1982), "Connections for Precast Prestressed Concrete Buildings, including earthquake resistance", *Reporte Técnico No. 2*, Prestressed Concrete Institute, Chicago, Illinois, Marzo.

McGregor, J.G. (1997), "Reinforced Concrete: Mechanics and Design", Nueva Jersey, Estados Unidos de América, Prentice Hall, 924 pp.

Meli, R. (1987), "Diseño Estructural", México D.F, México, Editorial Limusa, 390 pp.

Nakaki, S.D., Stanton, J.F., y Sritharan, S. (1999), "An Overview of the PRESSS Five-Story Precast Test Building", *PCI JOURNAL*, Vol. 44, No.2, Marzo-Abril, pp. 26-39.

Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C. (ONNCCE, 1997a), "Industria de la Construcción - Concreto Fresco - Muestreo", NMX-C-161-1997.

Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C. (ONNCCE, 1997b), "Industria de la construcción - Concreto Determinación de la resistencia a compresión de cilindros de concreto", NMX-C-083-1997.

Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C. (ONNCCE, 1997c), "Industria de la construcción - Concreto Fresco - Determinación del Revenimiento en Concreto Fresco", NMX-C-156-1997.

Park, R. (1990), "Precast Concrete in Seismic-Resisting Building Frames in New Zealand", *Concrete International*, Vol. 12, No. 11, Noviembre, pp. 43-51.

Park R. (1995), "A Perspective on the Seismic Design of Precast Concrete Structures in New Zealand", *PCI JOURNAL*, Vol. 40, No. 3, Mayo-Junio, pp. 40-60.

Park R. y Paulay T. (1994), "Estructuras de Concreto Reforzado", México D.F., México, Limusa, 796 pp.

Paulay, T. y Priestley, M.J.N. (1992), "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", John Wiley and Sons, Inc., Estados Unidos de América, 744 pp.

Priestley, N., Tao, J.R. (1993), "Seismic Responce of Precast Prestressed Concrete Frames With Partially Debonded Tendons", *PCI Journal*, Vol. 38, No. 1, Enero-Febrero, pp. 58-69.

Priestley, M.J.N., y MacRae, G.A. (1996), "Seismic Tests of Precast Beam-to-Column Joint Subassemblages with Unbonded Tendons", *PCI JOURNAL*, Vol. 41, No. 1, Enero-Febrero, pp. 64-81.

- Restrepo, J.I., Park, R., y Buchanan, A.W. (1995a), "Tests on Connections of Earthquake Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames of Buildings", PCI JOURNAL, Vol. 40, No. 4, Julio-Agosto, pp. 44-61.
- Restrepo, J.I., Park, R., y Buchanan, A.W. (1995b), "Design of Connections of Earthquake Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames", PCI JOURNAL, Vol. 40, No. 5, Septiembre-Octubre, pp. 68-80.
- Riobóo, J.M. (1990), "A precast prestressed concrete structural system for Buildings located in high seismic zones", PCI Journal, Vol. 35, No. 2, Marzo-Abril, pp. 22-49.
- Rodríguez, M. y Blandón, J. (2000), "Evaluación de una Conexión Trabe-Columna Tipo Ventana en una Estructura Prefabricada de Concreto de dos Niveles Ensayada ante Cargas Cíclicas Reversibles", Memorias del XII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Noviembre, León, Guanajuato, México, Art. 106, 14 pp.
- Seckin, M., y Fu, H.C. (1990), "Beam-column Connections in Precast Reinforced Concrete Construction", ACI Structural Journal, Vol. 87, No. 3, Mayo-Junio, pp. 252-261.
- SECOFI (1981), " Norma Mexicana: Métodos de Prueba a la Tensión para productos de Acero", NMX-B-310-1981.
- SECOFI, (1994), "Norma Mexicana: Métodos de Prueba Mecánicos para Productos de Acero", NMX-B-172-1994.
- SECOFI (1996), " Proyecto de Norma Mexicana: Norma para Varilla Corrugada de Acero de refuerzo de Concreto". PROY-NMX-C-407-2000.
- Stanton, J.F., Hicks, T.R., y Hawkins, N. M. (1991), "Press Project 1.3: Connection Classification and Evaluation", PCI Journal, Vol. 36, No. 4, Julio-Agosto, pp. 62-71.
- Sucuoglu, H. (1995), "Effect of Connection Rigidity on Seismic Response of Precast Concrete Frames". PCI JOURNAL, Vol. 40, No. 1, Enero-Febrero, pp. 94-103.
- Uniform Building Code (1997), International Conference of Building Officials, Whittier, California.
- Vasconez, R.M., Naaman, A.E., y Wight, J.K. (1994), "Review of Research on the Design of Ductile Beam-Column Connections for Precast Concrete Frames", Reporte No. UMCEE 94-33, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de Michigan, Ann Arbor, MI, Octubre, 173 pp.

AGRADECIMIENTOS

Esta investigación fue llevada a cabo en el Área de Ingeniería Estructural y Geotecnia del Centro Nacional de Prevención de Desastres, bajo la supervisión del Dr. Sergio M. Alcocer Martínez de Castro. El programa experimental fue financiado por el CENAPRED y la empresa Servicios y Elementos Presforzados S.A. de C.V. (SEPSA).

Al término de este trabajo se hace un reconocimiento al Dr. Alcocer por sus valiosos comentarios y permanente apoyo como director de esta tesis, al Ing. René Carranza Aubry por las facilidades otorgadas durante la construcción de los especímenes: a los señores Pablo y Carlos Olmos por su constante ayuda durante los ensayos y al Dr. Oscar López por asesoría.

Se hace un reconocimiento a Gerardo Aguilar, Hugo Casamayor, Leonardo Flores, Jaime Marcelino, Miguel Angel Pacheco, Mario Ocampo, Claudia Marcela Uribe y José Antonio Zepeda quienes colaboraron en la preparación y realización de los ensayos de este estudio, en especial, a los estudiantes Armando Gómez, Luis Eleazar Cruz, Santiago Jaimes y Alberto Ugalde quienes participaron durante las diversas etapas de este proyecto y a los Srs. Salomón Trinidad y Ponciano Pérez.