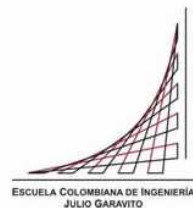


Maestría en Ingeniería Civil

**Evaluación del comportamiento ante cargas laterales cíclicas
de conexiones viga-columna en concreto reforzado y
reforzadas con tejido CFRP**

Andrés Ramírez Gómez

Bogotá, D.C., 18 de abril de 2017



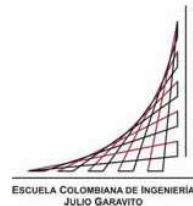
**Evaluación del comportamiento de conexiones viga columna en
concreto reforzado ante cargas laterales cíclicas y reforzadas
con tejido CFRP**

**Tesis para optar al título de Magíster en Ingeniería Civil, con
énfasis en Estructuras**

**Nancy Torres Castellanos, I.C., M.Sc, Ph.D
Directora**

**Gustavo Tumialán M.Sc, Ph.D
Asesor**

Bogotá, D.C., 18 de abril de 2017



La tesis de maestría titulada “Evaluación del comportamiento de conexiones viga-columna en concreto reforzado ante cargas laterales cíclicas y reforzadas con tejido CFRP”, presentada por el ingeniero Andrés Ramírez Gómez, cumple con los requisitos para que se le otorgue el título de Magister en Ingeniería Civil con énfasis en Ingeniería Estructural.

Nancy Torres Castellanos, M.Sc, Ph.D
Directora de la Tesis

Jurado1

Jurado2

Bogotá, D.C., 18de abril de 2017.

Dedicatoria

Dedico este trabajo, a Dios, a mis padres, a mi hermano, por su apoyo incondicional en todas las etapas de mi formación, igualmente a mi esposa y a mis hijos.

Agradecimientos

A la Doctora Nancy Torres, quien además de ser mi directora de tesis, fue mi profesora durante los estudios de maestría, por su orientación y consejo.

Al Doctor Gustavo Tumialán, miembro del comité ACI 440, por su acertada asesoría durante el desarrollo de este trabajo de investigación.

Al ingeniero Jorge Rendón de Sika Colombia S.A.S, por su apoyo a este trabajo de investigación y la donación de la fibra de Carbono para su desarrollo.

Al laboratorio de materiales y estructuras de la Escuela Colombiana de Ingeniería, por facilitar los equipos y el personal para la realización de los ensayos.

A mis profesores de la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, de quienes recibí los mejores conocimientos para mi formación profesional.

A mis colegas y amigos docentes y a mi estudiante Juan Granados de la Universidad Santo Tomas del programa de Construcción en Arquitectura e Ingeniería por su apoyo e interés en que este trabajo se culminara satisfactoriamente.

Resumen

En Colombia existe un alto porcentaje de edificaciones con el sistema de pórticos en concreto reforzado, construidas antes de la entrada en vigencia del primer Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes de 1984, donde por lo general se diseñaban solo para cargas gravitacionales. Las conexiones viga columna que forman parte importante en todo el sistema de resistencia sísmica no se detallaban adecuadamente, presentando deficiencias de ductilidad, resistencia y rigidez ante cargas cíclicas, ocasionando el colapso parcial o total de las estructuras.

En la presente investigación se estudió el comportamiento de cuatro conexiones viga columna en concreto reforzado a escala real. El primero, segundo y cuarto espécimen, se construyeron a semejanza de las conexiones viga columna que se diseñaban y construían en los años 70 en Colombia, con acero de refuerzo transversal liso tipo A-37 y longitudinal tipo PRD-60 of Acerías Paz del Río. El primer espécimen se sometió a carga monotónica para determinar el protocolo de carga para ensayar los demás especímenes ante cargas cíclicas. El segundo se ensayó ante cargas cíclicas y el cuarto espécimen se reforzó con tejido y cordón de polímero reforzado con fibra de carbono (CFRP por su sigla en inglés). El tercer espécimen se diseñó y construyó de acuerdo con los requisitos especificados en el Reglamento de construcciones sismo resistentes NSR-10, con fines comparativos.

Se compararon los resultados del comportamiento histerético, resistencia última, ductilidad y la rigidez de cada uno de los especímenes; logrando con el espécimen reforzado un comportamiento similar al obtenido con el espécimen que cumplía los requisitos de la NSR-10

Palabras clave: Sismo resistente, conexión viga columna, concreto reforzado, fibra de carbono.

Abstract

In Colombia, there is a high percentage of buildings with a reinforced concrete system, built before the entry into force of the first Colombian Code of Resistant Earthquake Construction in 1984, which were designed just for gravitational loads. The connections that form an important part of the entire seismic resistance system are not adequately detailed, exhibit ductility, strength and rigidity deficiencies under cyclical loads, causing partial or total collapse of structures.

In the present investigation, the behavior of four column beam connections built in reinforced concrete at real scale was studied. The first, second and fourth of the specimens, a similarity of the beam-column joints designed and constructed in the 70's in Colombia, with transverse reinforcement steel type A-37 and longitudinal type PRD-60 of Acerías Paz del Río. The first specimen was subjected to monotonic loading to determine the loading protocol to test the other specimens against cyclic loads. The second was tested under cyclic loads and the fourth specimen was reinforced with carbon fiber reinforced polymer fabric and strand (CFRP). The third specimen was designed and constructed in accordance with the requirements specified in the Regulation of NSR-10 earthquake resistant constructions, for comparative purposes.

Comparison of results of hysteretic behavior, ultimate strength, ductility and stiffness of each of the specimens; achieving with the reinforced specimen a behavior similar to that obtained with the specimen that meets the requirements of the NSR-10.

Key words: Earthquake resistant, column beam connection, reinforced concrete, carbon fiber.

Contenido

1	Marco teórico	33
1.1	Comportamiento de los nudos y conexiones en concreto reforzado	33
1.1.1	Generalidades	33
1.2	Clasificación de las conexiones viga-columna	33
1.2.1	Según su geometría y confinamiento	33
1.2.2	Clasificación de conexiones viga-columna según su comportamiento	35
1.3	Modelo del puntal diagonal.....	37
1.4	Altura mínima para vigas o columnas basada en la adherencia del refuerzo longitudinal que atraviesa el nudo.....	40
1.5	Fallas en los nudos	41
1.5.1	Fallas en el diseño.....	41
1.5.2	Fallas en el proceso constructivo.....	43
1.5.3	Fallas en los materiales	44
1.5.4	Fallas durante la operación de la estructura	44
1.6	Sistemas FRP adheridos externamente.....	45
1.6.1	Consideraciones generales de diseño.....	46
1.7	Comparación entre material compuesto de FRP y el acero	47
1.8	Consideraciones para el reforzamiento a flexión.....	48
1.8.1	Ecuaciones de diseño a flexión	51
1.8.2	Factor de reducción por resistencia.....	52
1.9	Condiciones de servicio	53
1.10	Esfuerzos límites para fallas por fatiga y ruptura por flujo en láminas CFRP	53
1.11	Reforzamiento a cortante	53
1.11.1	Determinación de la deformación unitaria efectiva en el CFRP.....	54
1.12	Refuerzo a compresión axial.....	54
1.12.1	Consideraciones Adicionales.....	55
1.13	Comportamiento de las estructuras ante cargas cíclicas	57
1.13.1	Comportamiento histerético del acero de refuerzo	58
1.13.2	Comportamiento histerético del concreto.....	59
1.13.3	Comportamiento de los elementos bajo cargas cíclicas	60
1.13.4	Comportamiento de las vigas ante cargas cíclicas	60
1.13.5	Comportamiento de las columnas ante cargas cíclicas	62
1.13.6	Comportamiento de las conexiones viga-columna ante cargas cíclicas	65
1.14	Parámetros de análisis de las conexiones viga-columna ante cargas cíclicas	68
1.14.1	Resistencia	68
1.14.2	Rigidez e índice de daño	69

1.14.3	Estrechamiento de los ciclos de histéresis.....	72
1.14.4	Ductilidad	73
1.14.5	Energía disipada	77
1.14.6	Fuerza-deformación del acero en la sección nudo-elemento.....	79
1.14.7	Fuerza-deformación del concreto en el nudo.....	82
1.14.8	Momento-rotación de la conexión viga-columna.....	83
2	Estado del arte	85
2.1	Estudios realizados acerca de reforzamiento de nudos con fibra de carbono.....	85
2.1.1	A nivel nacional.....	85
2.1.2	A nivel internacional.....	86
2.2	Evidencias de fallas en las conexiones	93
3	Objetivos	101
3.1	Objetivo general	101
3.2	Objetivos específicos.....	101
4	Programa experimental.....	103
4.1	Metodología.....	103
4.2	Variables del estudio experimental.....	105
4.3	Caracterización de Materiales	106
4.3.1	Concreto	106
4.3.2	Acero de refuerzo	108
4.3.3	Tejido de fibra de carbono	108
4.3.4	Cordón de fibra de carbono	109
4.3.5	Adhesivo epóxico.....	109
4.4	Configuración de los especímenes.....	111
4.4.1	Diseño de las conexiones viga columna	111
4.4.2	Conexión PRE-1984	111
4.4.3	Conexión NSR-10	117
4.4.4	Detallado del refuerzo de los especímenes de ensayo.....	122
4.4.5	Calibración de las galgas.....	126
4.5	Proceso constructivo de las conexiones.....	128
4.6	Localización de los medidores de desplazamiento LVDT (Linear Variable Differential Transformer).....	132
4.7	Diseño de elementos metálicos complementarios al marco de pruebas (Montaje de la conexión)	135
4.8	Montaje de especímenes	138
5	Resultados	141
5.1	Resultados del ensayo monotónico.....	141
5.2	Resultados de los ensayos pseudo-dinámicos.....	145
5.2.1	Capacidad de carga de las uniones en los ensayos cíclicos	146
5.2.2	Respuesta histerética.....	146
5.3	Secuencia de fisuramiento	149

6	Cálculos de Reforzamiento con CFRP.....	153
6.1	Comportamiento objetivo	153
6.2	Diseño del reforzamiento en fibra de carbono.....	154
6.2.1	Refuerzo a flexión de las vigas	156
6.2.2	Refuerzo a flexión de las columnas	159
6.2.3	Refuerzo por confinamiento de vigas y columnas	161
6.2.4	Refuerzo por cortante del nudo	163
6.3	Esquema y secuencia de reforzamiento propuesto con CFRP	166
6.3.2	Resultados de los ensayos a la conexión reforzada con fibra de carbono y comparación con los otros dos especímenes ensayados	174
7	Análisis de resultados.....	186
7.1	Comparación de la capacidad de carga de las tres conexiones.....	186
7.2	Ductilidad.....	187
7.3	Rigidez e índice de daño.....	188
7.4	Energía disipada	190
7.5	Esfuerzos en el acero longitudinal.....	191
7.6	Esfuerzos en el concreto del nudo	200
7.7	Momento rotación de la conexión viga-columna	202
7.8	Análisis y comparación de costos de las dos alternativas de reforzamiento.	205
8	Conclusiones y recomendaciones.....	209
8.1	Conclusiones.....	209
8.2	Recomendaciones.....	210

Lista de Figuras

Figura 1-1. Tipos de conexiones viga-columna.....	34
Figura 1-2. Requisitos de confinamiento para una conexión exterior.....	35
Figura 1-3. Fuerzas en las conexiones tipo 1.	36
Figura 1-4. Fuerzas en las conexiones tipo 2.	37
Figura 1-5. Modelo puntal diagonal.....	38
Figura 1-6. Comportamiento de la fibra de carbono comparada con los cables y barras de acero.	48
Figura 1-7. Distribución interna de deformaciones unitarias y esfuerzos para una sección rectangular a flexión en el estado límite último.	49
Figura 1-8. Deformación cíclica del acero de refuerzo. ($F_y=380$ MPa, (55 ksi)).	59
Figura 1-9. Curva esfuerzo deformación para cilindros de concreto con carga cíclica de compresión axial repetida, de alta intensidad.	60
Figura 1-10. Curvas de histéresis de una viga doblemente reforzada, sometida a carga cíclica.	61
Figura 1-11. Relaciones carga-deflexión de vigas con sección transversal y distribución de refuerzo simétrico.....	62
Figura 1-12. Curvas momento-rotación sometidas a flexión uniaxial y bajo carga axial constante.	64
Figura 1-13. Diagramas momento-rotación de conexiones interiores típicas, con refuerzo longitudinal continuo y ausencia de refuerzo a cortante en los nudos.	66
Figura 1-14. Deflexión de extremo de viga medida-momento de viga en la cara de la columna.....	67

Figura 1-15. Relación carga-desplazamiento típica para un elemento de concreto reforzado.	69
Figura 1-16. Determinación de la rigidez e índice de daño.	70
Figura 1-17. Evolución del daño en un pórtico.	71
Figura 1-18. Relación esfuerzo de adherencia-deslizamiento histerético.	73
Figura 1-19. Relación entre ductilidad y el factor de reducción de fuerza.	76
Figura 1-20. Curva fuerza deformación para un material elastoplástico.	78
Figura 1-21. Disipación de energía en un sistema elastoplástico.....	79
Figura 1-22. Fuentes de deformación en el nudo que contribuyen a la flexibilidad general de la estructura aporticada.	83
Figura 1-23. Curvas momento-rotación para vigas de concreto reforzado.....	84
Figura 2-1. Características de los especímenes	90
Figura 2-2. Procedimiento de refuerzo.	91
Figura 2-3. Comportamiento histerético del espécimen 1.	92
Figura 2-4. Fallo de nudo de edificio en Turquía, sismo año 1999.....	94
Figura 2-5. Fallo común por contante en nudo, edificio en Turquía, sismo 1999.	95
Figura 2-6. Fallo en nudo, centro comercial Panta Park, Asia, terremoto y tsunami 2004.....	95
Figura 2-7. Falla en nudo por falta de refuerzo transversal.....	96
Figura 2-8. Falla de nudo por cortante, Santiago de Chile.	97
Figura 2-9. Falla en nudo por concreto de mala calidad, Italia.	97
Figura 2-10. Falla en nudo por falta de refuerzo de confinamiento y mala calidad del concreto, Armenia, Colombia.	98
Figura 2-11. Falla de nudos por falta de refuerzo trasversal, Armenia, Colombia.	99

Figura 4-1. Frecuencia de uso de los refuerzos empleados en vigas y columnas de edificios de cinco pisos construidos en los años 70 en Bogotá.....	114
Figura 4-2. Esquema del edificio de cinco pisos en concreto reforzado	116
Figura 4-3. Secciones transversales de vigas y columnas para los especímenes PRE-1984 y NSR-10	118
Figura 4-4. Refuerzo espécimenes E1-01-00,E3-01-00 y E4-01-01.	123
Figura 4-5. Refuerzo espécimen E2-02-00	124
Figura 4-6. Especimen E4-01-01 reforzado con CFRP	125
Figura 4-7. Tipo de galgas y localización en el acero de refuerzo longitudinal del espécimen PRE-1984.	127
Figura 4-8. Galga.	127
Figura 4-9. Formaleta base.	129
Figura 4-10.Canasta de refuerzo.	129
Figura 4-11.Galgas interiores.....	130
Figura 4-12. Preparación de la mezcla.	130
Figura 4-13.Fundida de especímenes.....	131
Figura 4-14.Toma de muestras para cilindros.....	131
Figura 4-15.Prueba de Asentamiento.	132
Figura 4-16.Ubicación de los LVDT para el espécimen Pre 1984.....	133
Figura 4-17.Ubicación de los LVDT para los especímenes NSR-10 y REF.CFRP	134
Figura 4-18. Modelamiento y diagrama de momentos de diseño en los elementos.....	136
Figura 4-19. Diagramas de Carga axial y fuerza cortante.....	136
Figura 4-20. Plano de taller de los elementos metálicos complementarios.....	137

Figura 4-21. Proceso constructivo de los elementos metálicos.....	138
Figura 4-22. Montaje de especímenes.....	139
Figura 5-1. Diagrama de fuerza-desplazamiento para conexión viga columna en el ensayo monotónico.....	142
Figura 5-2. Protocolo de carga.....	145
Figura 5-3. Curvas de histéresis del espécimen PRE-1984.....	147
Figura 5-4. Curvas de histéresis del espécimen NSR-10.....	147
Figura 5-5. Envolventes de la curva de histéresis.....	148
Figura 5-6. Secuencia de aparición de las primeras fisuras en los especímenes PRE-1984 NSR-10.....	152
Figura 6-1. Reforzamiento propuesto con CFRP del nudo.....	168
Figura 6-2. Reforzamiento realizado con CFRP del nudo en el laboratorio. ...	169
Figura 6-3. Reforzamiento con CFRP de nudos interiores con placa y vigas.	174
Figura 6-4. Curvas de histéresis del espécimen REF.CFRP.....	175
Figura 6-5. Secuencia de aparición de las primeras fisuras en el espécimen REF.CFRP.....	177
Figura 6-6. Envolventes de las curvas de histéresis para los especímenes PRE-1984, NSR-10 y REF.CFRP.....	178
Figura 6-7. Especimen PRE-1984 en su condición final de falla.....	182
Figura 6-8. Especimen NSR-10 en su condición final de falla.....	182
Figura 6-9. Especimen REF.CFRP en su condición final de falla.....	183
Figura 6-10. Ensayo pull-off.....	185
Figura 7-1. Degradación de la rigidez para los especímenes PRE-1984, NSR-10 y REF.CFRP.....	189
Figura 7-2. Índice de daño para los especímenes PRE-1984 , NSR-10 y REF.CFRP.....	190

Figura 7-3. Energía disipada para los especímenes PRE-1984, NSR-10 y REF.CFRP	191
Figura 7-4. Localización de las galgas internas en el refuerzo longitudinal	191
Figura 7-5. Variación de las deformaciones unitarias en el refuerzo longitudinal en el espécimen PRE-1984.....	195
Figura 7-6. Variación de las deformaciones unitarias en el refuerzo longitudinal en el espécimen NSR-10.	197
Figura 7-7. Variación de las deformaciones unitarias en el refuerzo longitudinal en el espécimen REF.CFRP.	199
Figura7-8. Variación de las deformaciones en el concreto del nudo.....	201
Figura7-9. Variación en las deformaciones de la fibra de carbono del nudo, en la conexión REF.CFRP.	202
Figura 7-10. Desplazamientos usados para el cálculo de la rotación de las conexiones	203
Figura 7-11. Diagrama momento rotación de las conexiones PRE-1984, NSR-10 y REF.CFRP	204
Figura 7-12. Refuerzo del nudo por el método de aumento de secciones	207

Lista de tablas

Tabla 1-1. Altura mínima para vigas o columnas basadas en la adherencia del refuerzo longitudinal que atraviesa el nudo.....	41
Tabla 1-2. Comportamiento del CFRP ante cargas cíclicas.....	47
Tabla 1-3. Comparación entre material compuesto por FRP y el acero.....	47
Tabla 1-4. Caracterización del daño estructural.....	72
Tabla 4-1. Definición de variables.....	105
Tabla 4-2. Nomenclatura.....	106
Tabla 4-3. Resultados de los ensayos de resistencia a la compresión y módulo de elasticidad de los concretos.	107
Tabla 4-4. Propiedades del tejido CFP.	108
Tabla 4-5. Propiedades del cordón de CFRP.	109
Tabla 4-6. Propiedades del pegante epóxico.....	109
Tabla 4-7. Refuerzos longitudinal y transversal usados en edificios residenciales construidos en los años 70 en Bogotá	112
Tabla 4-8. Resultados diseño de edificio Pre-1984.....	116
Tabla 4-9. Diseño de vigas y columnas.	117
Tabla 4-10. Identificación de especímenes.....	126
Tabla 5-1. Valores del protocolo de carga.	143
Tabla 5-2. Cargas máximas y tipos de falla obtenidos de los ensayos dinámicos.	146
Tabla 5-3. Secuencia de fisuramiento en la conexión PRE-1984.	150
Tabla 5-4. Secuencia de fisuramiento en la conexión NSR-10.	151

Tabla 6-1. Derivas permitidas por la NSR-10.	153
Tabla 6-2. Longitud de plastificación (l_p).	166
Tabla 6-3. Puntos principales en las envolventes de las curvas de histéresis.	180
Tabla 6-4. Valores de fuerza cortante y momento para la deriva $\Delta y = 1\%$	181
Tabla 6-5. Resultados del ensayo pull-off.	184
Tabla 7-1. Cargas máximas y tipos de falla obtenidos de los ensayos pseudo-dinámicos.	186
Tabla 7-2. Ductilidad de los especímenes.	187
Tabla 7-3. Deformaciones unitarias en el refuerzo longitudinal del espécimen PRE-1984.	192
Tabla 7-4. Deformaciones unitarias en el refuerzo longitudinal del espécimen NSR-10.	193
Tabla 7-5. Deformaciones unitarias en el refuerzo longitudinal del espécimen REF.CFRP.	194
Tabla 7-6. Refuerzo CFRP.	206
Tabla 7-7. Método tradicional, aumento de sección y de refuerzo longitudinal en elemento de la conexión.	206

Lista de símbolos y abreviaturas

Símbolo	Término
T_s	Tensión en el refuerzo
C_s	Compresión en el refuerzo
C_c	Compresión en el concreto
v_j	Cortante unitario
V_{jh}	Cortante horizontal en el nudo
T_{sb}	Tensión en el acero de refuerzo de la viga en el nudo
C_{cb}	Compresión en el concreto viga-nudo
C_{sb}	Compresión en el acero de refuerzo de la viga en del nudo
V_{col}	Cortante en la columna
A_j	Área de la sección transversal de la unión
h_c	Altura de la columna
b_c	Dimensión de la sección transversal de la columna en dirección ortogonal.
P	Fuerza axial promedio por encima y por debajo del nudo
σ	Esfuerzo
f_t	Esfuerzo de tensión en el concreto
f'_c	Esfuerzo nominal de compresión en el concreto
f'_t	Esfuerzo nominal a tensión en el concreto
CFRP	Carbon Fiber Reinforced Polymer
G_E	Módulo de elasticidad
f_{fu}	Esfuerzo de tensión último de diseño en la fibra de carbono

Símbolo	Término
$f_{f,s}$	Esfuerzo de tensión máximo dentro del rango elástico del elemento
ε	Deformación unitaria (mm/mm)
$\varepsilon * f_u$	Deformación última de rotura del reforzamiento en CFRP dada por el fabricante (mm/mm)
ψ	Factor de reducción de resistencia del CFRP
ϕ	Factor de reducción de resistencia del elemento en concreto reforzado
\emptyset	Rotación (rad)
E_f	Módulo de elasticidad del CFRP (MPa)
M_n	Resistencia nominal a la flexión (N*mm)
M_u	Momento mayorado en la sección de concreto reforzado (N*mm)
ε_{fd}	Deformación por desprendimiento del reforzamiento con CFRP externamente adherido (mm/mm)
ε_{fe}	Deformación efectiva del reforzamiento CFRP (mm/mm)
$\emptyset v_n$	Esfuerzo cortante nominal reducido (MPa)
v_u	Esfuerzo cortante de diseño (MPa)
$\emptyset p_n$	Esfuerzo por carga axial nominal reducido (MPa)
A_g	Área bruta de la sección transversal del elemento en concreto reforzado (mm ²)
A_s	Área del refuerzo longitudinal (mm ²)
N	Carga axial aplicada y constante
N_o	Carga axial balanceada
K_o	Rigidez inicial de la estructura no dañada
K_{By}	Rigidez final después de la degradación de la resistencia de la unión.
K_i	Rigidez de la estructura en el estado actual
Δu	Desplazamiento correspondiente al cortante máximo
μ_{Δ}	Ductilidad por desplazamiento
Δm	Deflexión lateral máxima en el rango inelástico

Símbolo	Término
Δy	Deflexión lateral en la primera cedencia
θ_m	Rotación máxima en el rango inelástico
θy	Rotación en la primera cedencia
μ_θ	Ductilidad por rotación
μ_φ	Ductilidad por curvatura
φ_m	Curvatura máxima en el rango inelástico
φy	Curvatura en la primera cedencia
μ_ε	Ductilidad por deformación
εy	Deformación unitaria del acero de refuerzo en la primera cedencia (mm/mm)
ε_m	Deformación unitaria máxima en el rango inelástico (mm/mm)
R	Factor de reducción de fuerza
FE	Relación fuerza sísmica de respuesta elástica
T_o	Periodo natural de la estructura
DES	Disipación Especial de Energía
DMO	Disipación Moderada de Energía
DMI	Disipación Mínima de Energía
R_0	Coefficiente de capacidad de disipación de energía básico
F_y	Fuerza de fluencia mínima en el acero
u	Deformación del sistema
ε_{res}	Deformación unitaria residual
ε_{sm}	Deformación unitaria máxima por tensión en el acero longitudinal
L	Longitud del elemento
D_b	Diametro mayor de las varillas de refuerzo longitudinal
F_y	Esfuerzo del acero longitudinal a tracción (MPa)
GFRP	Glass Fiber Reinforced Polymer (Polímero reforzado con fibra de vidrio)
M_c	Momento resistente de la columna (kN*m)

Símbolo	Término
M_b	Momento resistente de la viga (kN*m)
ρ_f	Densidad de la fibra
t_f	Espesor de la fibra
θ	Dirección de la fibra
A_f	Área de la sección transversal de la fibra de carbono
LVDT	Linear Variable Differential Transformer

Introducción

En los últimos años se han presentado sismos importantes en diferentes países del mundo, incluyendo Colombia, siendo algunos de ellos de especial atención para la ingeniería y los entes gubernamentales, debido a los daños y destrucciones causadas a las edificaciones. El territorio nacional se ha visto afectado por diferentes eventos sísmicos tales como los ocurridos en el Chocó (1991), Atrato Medio, Murindó (1992), Arauca – Puerto Rondón (1991), Cauca – Huila, Páez (1994), Boyacá – Casanare, Tauramena (1995), Pasto (1995), Pereira y San Andrés Isla (1995), y en particular el sismo del Eje Cafetero, Armenia (1999). Estos eventos ilustran que Colombia es un país con una elevada actividad sísmica, presentando vulnerabilidad las edificaciones construidas en el territorio nacional. Muchos de los sismos mencionados causaron daños en elementos estructurales de edificaciones localizadas en ciudades relativamente distantes, e incluso, el colapso de edificaciones construidas antes de la vigencia del Código de 1984. (Construdata, LEGIS S.A., 1995)

Según Gallego y Yamín (2002), cerca del 75% de las muertes atribuidas a terremotos en Colombia en el siglo XX fueron causadas por el colapso de edificaciones que no tuvieron un adecuado diseño sismo-resistente, puesto que fueron construidas con materiales inapropiados o simplemente arrasados por la capacidad destructiva de sismos de grandes proporciones. (Duque Andrés, enero - junio 2011)

En Colombia existe un alto porcentaje de edificaciones construidas con el sistema de pórticos de concreto como sistema estructural principal. Dichas edificaciones fueron construidas antes de la entrada en vigencia de los códigos de construcción sismo resistente, razón por la cual no tuvieron un adecuado y detallado diseño sísmico de los refuerzos de elementos estructurales como

vigas, columnas y de las conexiones, que en muchos casos estas últimas se han dejado al criterio del constructor. Es de resaltar que las conexiones son de gran importancia para la resistencia y estabilidad de la estructura en general, ya que a través de ellas se transmiten todas las fuerzas de momento, cortante, axial y torsión de un elemento a otro, asegurando la continuidad y estabilidad del sistema.

Al problema de las deficiencias en el detallado de los nudos tanto en el diseño como en la construcción, según Rochel (2012) se suman los siguientes:

- Las normas NSR-98 y NSR-10 asimilan el comportamiento de los nudos de estructuras con DMI (capacidad mínima de disipación de energía), al de los nudos tipo 1 (según clasificación del ACI 318M-08). Un nudo tipo 1 corresponde a estructuras cuyo comportamiento es gobernado por las cargas gravitacionales, y en este tipo de estructuras no se presenta inversión de momentos y se esperan deformaciones inelásticas de poca importancia.
- El comportamiento de los nudos de estructuras con DES (capacidad especial de disipación de energía) lo asimilan en la NSR-98 y la NSR-10 al de los nudos tipo 2, cuyo comportamiento es gobernado por las cargas sísmicas. En este tipo de estructuras se presenta inversión de momentos y se esperan deformaciones inelásticas de gran importancia.
- La NSR-98 y la NSR-10 no presentan especificaciones especiales para el diseño de las conexiones correspondientes a DMI (capacidad mínima de disipación de energía) y DMO (capacidad moderada de disipación de energía), por tal motivo pueden asemejarse a la clasificación de nudos tipo 1 del ACI 318M-08.
- Dado que para las conexiones sometidas a fuerzas sísmicas se presenta inversión de momentos con demanda especial de ductilidad, en este trabajo de investigación se tomaron como referencia las especificaciones dadas por la NSR-10 para nudos tipo 2 .

1 Marco teórico

1.1 Comportamiento de los nudos y conexiones en concreto reforzado

1.1.1 Generalidades

De acuerdo con las recomendaciones del ACI 352 RS-02 “Recomendaciones para el Diseño de Conexiones Viga-Columna en Estructuras Monolíticas de Concreto Reforzado” en el capítulo 1-3 Definiciones indica que:

- Un nudo viga-columna se define como la porción de la columna localizada dentro de la altura de la viga más alta de las que llegan a la columna.
- Una conexión es el nudo más las columnas, vigas y losas adyacentes al nudo.
- Una viga transversal es aquella que llega al nudo en la dirección perpendicular a la cual se considera el cortante en el nudo.

En este trabajo de investigación se utilizaron las definiciones anteriores para diferenciar el nudo propiamente dicho de la conexión de los elementos que llegan a este.

1.2 Clasificación de las conexiones viga-columna

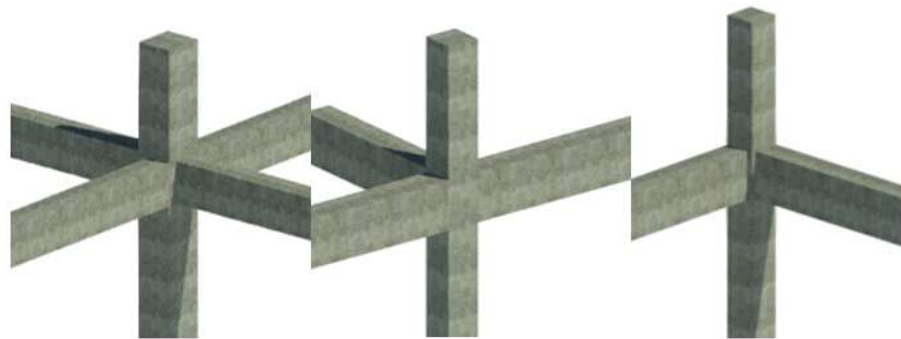
1.2.1 Según su geometría y confinamiento

A continuación, en la Figura 1-1, se muestran las conexiones típicas viga-columna, en las cuales se observan nudos interiores, exteriores y de esquina tanto de cubierta como de los pisos inferiores. A un nudo interior le llegan vigas por sus cuatro caras, confinando el nudo y mejorando su resistencia al cortante.

En un nudo externo el confinamiento se da en tres caras dejando sin confinar la cara externa, lo cual reduce la capacidad del concreto a cortante. En los nudos de esquina se presenta la menor resistencia al cortante debido a que solo tiene dos caras adyacentes confinadas.



a. Interior Cubierta b. Exterior Cubierta c. Esquina Cubierta



d. Interior e. Exterior f. Esquina

Figura 1-1. Tipos de conexiones viga-columna.
Fuente: El autor.

Una conexión interior se considera confinada por sus cuatro caras mediante vigas, cuando el ancho de cada viga en cada dirección sea al menos $\frac{3}{4}$ del ancho respectivo de la columna, Véanse Figuras 1-1 a y d. Si este requisito se cumple solo en una dirección la conexión debe clasificarse como exterior ($b_y \geq 0.75 \cdot h_y$), Véanse Figuras 1-1 b y e. Si no existe confinamiento en dos caras opuestas del nudo, es decir, no cumple en las dos direcciones, la conexión se clasifica como de esquina (Ver Figuras 1-1 c y f).

A continuación, se presenta el dimensionamiento para garantizar el confinamiento de un nudo según la NSR-10 (Ver Figura 1-2)

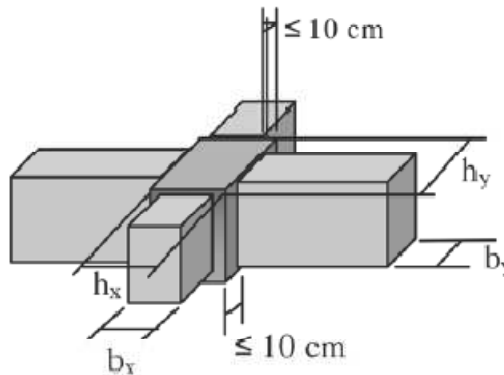


Figura 1-2. Requisitos de confinamiento para una conexión exterior.
Fuente: Rochel (2012)

1.2.2 Clasificación de conexiones viga-columna según su comportamiento

Según el ACI 352 RS-02, las conexiones estructurales se clasifican en categoría tipo 1 o tipo 2 “con base en las condiciones de carga para la conexión y las deformaciones que se esperan en los elementos de la estructura conectados a ella cuando están resistiendo fuerzas laterales”

1.2.2.1 Conexiones tipo 1

La conexión tipo 1 es aquella que hace parte de una estructura continua resistente a momento y la cual es diseñada con base en su resistencia, sin considerar requisitos especiales de ductilidad. Cualquier unión en un pórtico típico, diseñado para resistir cargas por gravedad y cargas de viento, pertenece a este tipo. En la Figura 1-3 se aprecia un ejemplo típico de esta conexión.

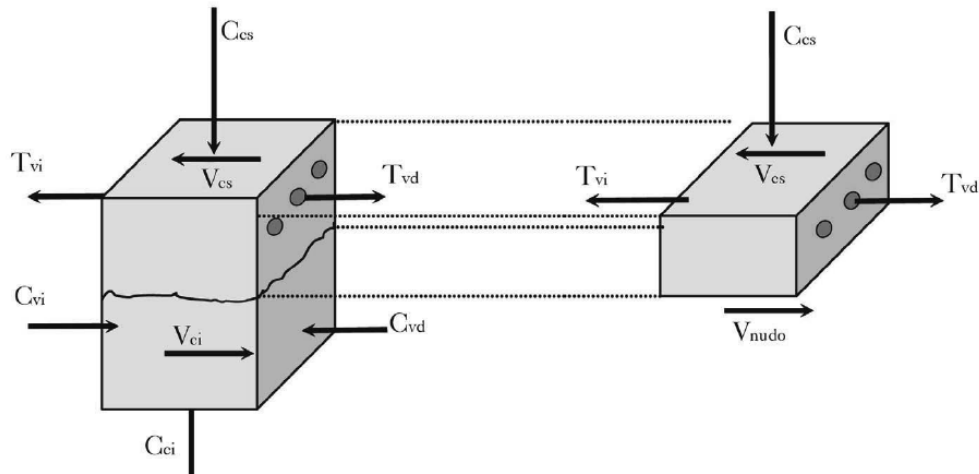


Figura 1-3. Fuerzas en las conexiones tipo 1.
Fuente: Rochel (2012)

1.2.2.2 Conexiones tipo 2

Una conexión tipo 2 conecta elementos necesarios para disipar energía a través de deformación dentro del rango inelástico. A este grupo pertenecen las conexiones en estructuras de pórticos resistentes a momento, diseñadas para resistir movimientos sísmicos, vientos fuertes o efectos de explosión.

En el nudo tipo 2 se presenta inversión de momentos en las caras de los nudos, por ello, una barra de refuerzo, localizada en la parte superior de la viga, trabaja a tracción a un lado del nudo y a compresión en la cara opuesta del mismo; además se presenta inversión de tensiones dentro del nudo, por lo tanto, es necesario prestar atención especial a la adherencia. En la Figura 1-4 se muestra un ejemplo de este tipo de conexión. El nudo se debe diseñar para la interacción de las fuerzas multidireccionales que los elementos le transfieren, incluyendo cargas axiales, de flexión, detorsión y cortantes. Estas fuerzas son una consecuencia de los efectos de cargas aplicadas externamente, así como de las resultantes de fluencia, contracción, temperatura o asentamientos.

El nudo debe resistir las fuerzas que le puedan transferir por elementos adyacentes y emplear aquellas combinaciones de cargas que produzcan la distribución de fuerza más crítica en la unión, incluyendo el efecto de cualquier excentricidad del elemento.

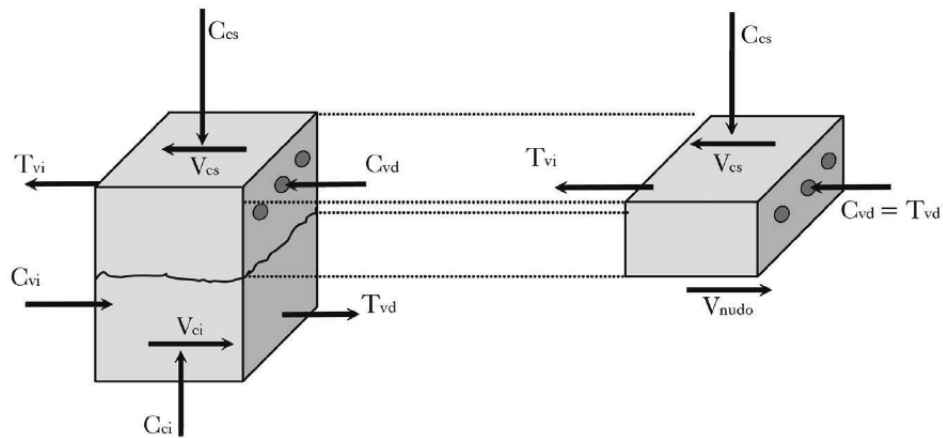


Figura 1-4. Fuerzas en las conexiones tipo 2.
Fuente: Rochel (2012)

1.3 Modelo del puntal diagonal

La transmisión del cortante en el nudo se hace mediante un mecanismo conocido con el nombre de puntal diagonal. Este mecanismo de compresión se forma a lo largo de la diagonal principal de la unión, como resultante de las tensiones verticales y horizontales de compresión que actúan en las secciones críticas de vigas y columnas.

Para lograr características óptimas de la estructura en cuanto a niveles de adherencia, resistencia al cortante del nudo, resistencia a la flexión por parte de la vigas y las columnas, reducción de la degradación de la rigidez y capacidad de disipación de energía en la conexión, es necesario que la separación entre las barras corrugadas de refuerzo longitudinal sea 4 veces mayor a su diámetro pero sin superar los 30 cm de concreto alrededor de la varilla ya que la resistencia a la adherencia disminuye; también es importante destacar la necesidad de que el concreto que rodea las barras dentro del nudo tiene que ser de alta calidad para lograr la respuesta esperada (Moehle, 2015).

En la Figura 1-5 se muestra el modelo puntal diagonal con las fuerzas internas actuando en los bordes del nudo viga-columna tipo 2. Las fuerzas incluidas son de tensión y compresión en el refuerzo longitudinal T_s y C_s y los esfuerzos de

compresión con sus fuerzas resultantes C_c en el concreto en las zonas a flexión, que se muestran en el rango lineal. Cuando las fisuras por flexión alrededor del nudo son pequeñas, el esfuerzo cortante puede distribuirse aproximadamente uniforme a través de la cara de la unión; por el contrario, cuando las fisuras son anchas, es razonable suponer que las fuerzas cortantes entran en el nudo predominantemente a través de la zona de compresión por flexión.

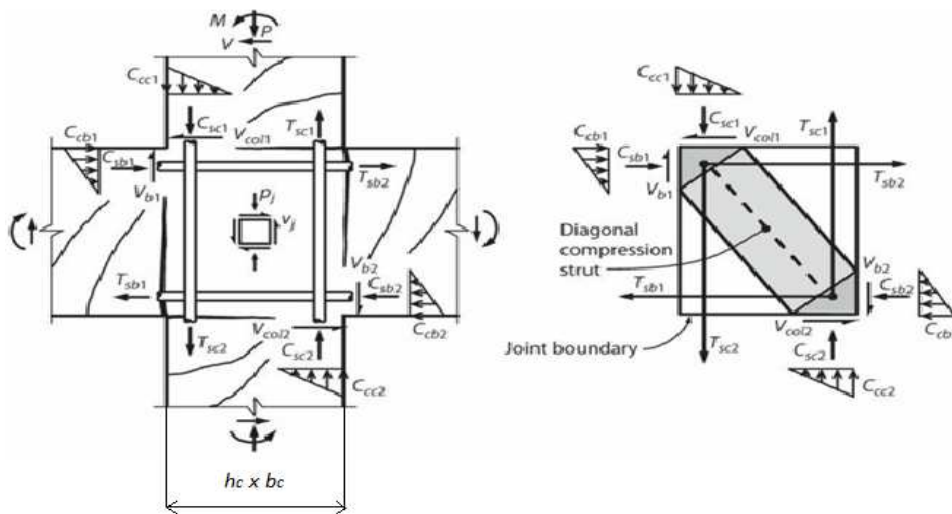


Figura 1-5. Modelo puntal diagonal.
Fuente: Moehle (2015)

Según Moehle(2015), el inicio de la fisuración puede ser estimado basándose en las tensiones medias dentro del nudo. El cortante horizontal requerido está dado por la siguiente ecuación.

$$V_{jh} = T_{sb2} + C_{cb1} + C_{sb1} - V_{col1}$$

Ecuación 1-1

El esfuerzo cortante horizontal promedio es:

$$v_{jh} = v_j = \frac{V_{jh}}{A_j}$$

Ecuación 1-2

Donde:

A_j = Área de la sección transversal de la unión, comúnmente tomada como $h_c * b_c$ siendo;

h_c = altura de la columna paralela al refuerzo longitudinal de la viga en la dirección de la fuerza cortante; y

b_c = dimensión de la sección transversal de la columna en dirección ortogonal. El esfuerzo axial promedio está dado por la ecuación 2-3.

$$p_j = \frac{P}{A_j}$$

Ecuación 1-3

En la cual P es la fuerza axial promedio por encima y por debajo del nudo.

El cortante en el nudo al inicio del fisuramiento en diagonal en la zona de panel del nudo puede ser estimado mediante la ecuación del esfuerzo de tensión nominal principal y la resistencia a tensión del concreto. El esfuerzo de tensión principal es obtenido del cortante en el nudo y el esfuerzo normal mediante la transformación de esfuerzos, con la ecuación 1-4.

$$\sigma_1 = -\frac{p_j}{2} + \sqrt{\left(\frac{p_j}{2}\right)^2 + v_j}$$

Ecuación 1-4

En dicha ecuación p_j es el esfuerzo axial en el nudo, tomado positivo en compresión. Haciendo $\sigma_1 = f_t$ = resistencia a tensión del concreto. Solucionando v_j resulta la ecuación 1-5.

$$v_j = f_t * \sqrt{1 + \frac{p_j}{f_t}}$$

Ecuación 1-5

La resistencia a tensión del concreto en tensión pura o en ensayos de cilindros puede ser calculada aproximadamente con la ecuación 1-6.

$$f_t = 0.5 * \sqrt{f_c} \text{ MPa}$$

Ecuación 1-6

Dado que en la zona de panel la distribución de esfuerzos no es uniforme, se puede tomar una resistencia a la tensión del concreto reducida al valor dado en la ecuación 1-7.

$$f_t = 0.33 * \sqrt{f_c} \text{ MPa}$$

Ecuación 1-7

Por lo tanto, el esfuerzo cortante requerido en el nudo al inicio de la fisuración puede ser calculado mediante la ecuación 1-8.

$$v_{cr} = 0.33 * \sqrt{f_c} * \sqrt{1 + \frac{p_j}{0.33 * \sqrt{f_c}}} \text{ MPa}$$

Ecuación 1-8

1.4 Altura mínima para vigas o columnas basada en la adherencia del refuerzo longitudinal que atraviesa el nudo

Para cumplir con los requisitos especificados en la NSR-10 Título C en cuanto a la relación que debe cumplirse en los nudos de estructuras aperticadas con demanda especial de ductilidad, para garantizar un menor deterioro de la rigidez de la estructura por pérdidas de adherencia en los nudos es necesario que:

- h (columna) / d_b (barra de la viga) ≥ 20
- h (viga) / d_b (barra de la columna) ≥ 20

A continuación, se presenta la tabla 1-1, que relaciona los diámetros del as barras de refuerzo con las alturas mínimas de vigas o columnas.

Tabla 1-1. Altura mínima para vigas o columnas basadas en la adherencia del refuerzo longitudinal que atraviesa el nudo

Tipo de barra	Diámetro	h min
N.º	db (cm.)	Ldh (cm)
4	1.27	25,4
5	1.58	31,8
6	1.90	38,1
7	2.22	44,4
8	2.54	50,8
10	3.23	64,5

1.5 Fallas en los nudos

De acuerdo con Helene (2003) y Engindeniz (2008), existen varios tipos de fallas que se pueden presentar en los nudos y que se describen a continuación; estas pueden ser de distintos tipos, manifestaciones y clasificación según su origen.

1.5.1 Fallas en el diseño

Este tipo de fallas son muy frecuentes se presentan debido a la falta de preparación de los diseñadores y al desconocimiento del funcionamiento de las conexiones viga-columna. A continuación, y basado en las normas NSR 10 y ACI 352-02, se describen los tipos de fallas por diseño (Bernal, 2005).

1.5.1.1 Fallas por cortante en el diseño

- Cuando se supera la resistencia a la tracción del concreto se comienzan a formar fisuras inclinadas en el nudo aproximadamente a 45° que se observan en la cara no confinada. Esta patología puede tener diversos orígenes tales como, deficiencia en el confinamiento del nudo y baja resistencia del concreto.

1.5.1.2 Fallas por deficiencias en el anclaje del refuerzo

- Se producen grietas por tensión diagonal. No se cumple con la longitud de anclaje mínima dada en las normas.
- No se cumple con la longitud y radio de los ganchos de las barras ancladas en el nudo.
- No se anclan las barras en el núcleo del nudo sino fuera de él, lo cual induce fisuras en la cara opuesta del nudo.

1.5.1.3 Fallas por deficiencias en la transmisión de carga axial

- Falla por fluencia del refuerzo longitudinal de vigas o de columnas debido a que el refuerzo longitudinal de los elementos es insuficiente.
- Se producen grietas por tracción diagonal.

1.5.1.4 Fallas por aplastamiento del nudo

- Debido a exceso de refuerzo tanto en columnas como en las vigas se produce la falla frágil en la zona sometida a compresión dentro del nudo y en la sección crítica con vigas y columnas.
- Se manifiesta con grietas por tensión diagonal.

1.5.1.5 Fallas por deficiencias en la adherencia entre barras de refuerzo y concreto

- Pérdida de resistencia a la flexión de las vigas o columnas.
- El uso de diámetros grandes reduce la resistencia a la adherencia y limita la carga máxima que se puede aplicar al nudo.
- La pérdida de adherencia ocasiona aumento de la deriva y del nivel de daño en la estructura.

1.5.1.6 Fallas por deficiencias en el confinamiento del concreto

- El refuerzo transversal horizontal dentro del nudo es insuficiente o no existe.
- Las vigas que llegan al nudo tienen menos del 75% del ancho de la columna.
- Secciones menores a las mínimas contempladas en las normas: columna débil-viga fuerte.
- Columnas con alturas (h) menores de 20 veces el diámetro de la varilla del refuerzo longitudinal de la viga ocasionan pérdidas de adherencia dentro del nudo.

1.5.1.7 Fallas por torsión

- Ocasionadas por las columnas o las vigas transversales en eventos sísmicos, por falta de refuerzo a torsión tanto en el elemento como en el nudo.

1.5.2 Fallas en el proceso constructivo

Este tipo de fallas se presentan durante la construcción por errores en el control de calidad de los espesores de recubrimiento, dimensiones y alineamiento de las formaletas, deficiencias en la colocación y el vibrado del concreto, y por no seguir los diseños suministrados. Entre las más comunes se encuentran:

- La falta de detalle en las longitudes de anclaje y recubrimientos mínimos ocasiona fallas de anclaje y reduce la resistencia al cortante del nudo;
- El no cumplimiento de los límites del espaciamiento entre barras de refuerzo el cual debe ser mínimo de 25 mm, según la NSR-10 C.7.6 para facilitar la colocación del concreto.
- Los hormigueros ocasionan reducción de la adherencia y de la capacidad a cortante del nudo;

- Colocación de traslapos dentro del nudo;
- Colocación de tubos u otros materiales extraños dentro de los nudos;
- Congestión del refuerzo dentro del nudo;
- Refuerzos activos mal colocados; y
- Desencofrado prematuro de la estructura recién construida.

1.5.3 Fallas en los materiales

Este tipo de fallas se presenta por la falta de control de los materiales en los ensayos de laboratorio y por defectos en la fabricación del acero de refuerzo. Algunas de las más importantes son:

- La baja resistencia a la compresión y tracción del concreto reduce la adherencia de las barras de refuerzo y, por tanto, la resistencia al cortante del nudo, así como las vigas y columnas que llegan él.
- El acero de refuerzo liso ocasiona una importante pérdida de adherencia y de resistencia a cortante del nudo, pues la adherencia con el concreto circundante solo es por fricción.
- Fisuras por grandes cambios de temperatura o humedad del ambiente.
- Ataques por productos químicos o microorganismos en ambientes agresivos.

1.5.4 Fallas durante la operación de la estructura

Estas se presentan por el exceso de cargas y falta de mantenimiento a lo largo de la vida útil de la estructura. Las más comunes son:

- Sobrecargas en la estructura y por tanto en los nudos;
- Sobre-esfuerzos por eventos sísmicos;
- Fatiga del concreto en los nudos por acción de cargas cíclicas provenientes de máquinas y equipos;

- Impactos, abrasión y desgastes en los nudos;
- Asentamientos diferenciales; y
- Construcción de muros confinados en el plano de los pórticos que aumentan el cortante en los nudos durante un sismo.

1.6 Sistemas FRP adheridos externamente

El reforzamiento de estructuras existentes en concreto reforzado se ha realizado tradicionalmente utilizando materiales y técnicas convencionales como:

- El aumento de las secciones viga, columna y nudo, con el aumento correspondiente en el refuerzo en acero;
- Reforzamiento mediante platinas de acero ancladas al concreto mediante tornillos; y
- Postensionamiento externo mediante platinas metálicas.

Los materiales compuestos fabricados de fibras en resina polimérica, también conocidos como polímeros reforzados con fibra (FRP, Fiber Reinforced Polymer), se han utilizado como una alternativa a los materiales convencionales para la rehabilitación y reparación de estructuras.

El CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer), es un material compuesto que está formado por una matriz polimérica reforzada con un material de alta resistencia como lo son las fibras de carbono, llegando a obtener un compuesto más resistente que el acero.

Los materiales CFRP son livianos, no se corroen y tienen una alta resistencia a la tracción. Están disponibles en láminas curadas o tejidos en fibra seca que se adaptan a la forma geométrica del elemento estructural a reforzar, los cuales son adheridos con resina epóxica. (Nanni, 1995)

El CFRP se diseña solo para que resista la tensión, por lo cual elementos estructurales sujetos a tensión directa o a tensión inducida por flexión, cortante o flexo-compresión pueden ser reforzados para aumentar su resistencia ante las nuevas solicitaciones, entre ellas, la acción de las fuerzas sísmicas.

El CFRP también puede ser usado para confinar los elementos estructurales, con lo cual se incrementa la capacidad a compresión y la ductilidad del mismo.

1.6.1 Consideraciones generales de diseño

Tanto el American Concrete Institute (2008) como la NSR-10 de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (2010) adoptan la filosofía de diseño de estados límites. Por otro lado, el ACI 440.2R-08 recomienda el diseño de sistemas de reforzamiento con CFRP de acuerdo con los requisitos de resistencia y funcionalidad del ACI-318 estableciendo criterios adicionales y particulares del CFRP.

El refuerzo de la conexión viga-columna implica necesariamente el refuerzo de sus elementos adyacentes. Se presentan las metodologías para reforzar los elementos vigas y columnas de la unión, para las fuerzas de diseño de flexión, cortante y confinamiento, tomando como base las metodologías de diseño propuestas por las normas anteriormente mencionadas.

Las propiedades mecánicas del CFRP como la resistencia última a la tensión, la deformación unitaria última y el módulo de elasticidad pueden verse afectados por condiciones ambientales y rayos ultra-violeta, entre otros. El ACI 440.2R-08 considera un factor ambiental de reducción C_E que toma en cuenta las condiciones de exposición interior, exterior y ambientes químicamente agresivos. La fibra de carbono tiene mejor resistencia ambiental que la fibra de vidrio y la aramida, con un C_E entre 0.85 y 0.95. Para efectos de diseño es necesario trabajar con las propiedades de diseño del CFRP corregidas. En la Tabla 1-2 se observan las características de láminas de fibra de carbono ante diferentes solicitaciones y se comparan sus propiedades mecánicas con otras clases de fibras.

Tabla 1-2. Comportamiento del CFRP ante cargas cíclicas

Características	Láminas de fibra de:		
	Vidrio-E	Carbono-HT	Aramida
Resistencia a Tensión	Muy Buena	Muy Buena	Muy Buena
Resistencia a Compresión	Buena	Buena	Pobre
Rigidez	Pobre	Muy Buena	Buena
Fatiga Estática	Pobre	Excelente	Buena
Fatiga Cíclica	Regular	Excelente	Buena
Densidad	Regular	Buena	Excelente
Resistencia Alcalina	Pobre	Muy Buena	Buena
Revestimiento	Buena	Suficiente	Regular

Fuente: (Aboutaha, 2006)

1.7 Comparación entre material compuesto de FRP y el acero

En la Tabla 1-3 se comparan las características de materiales compuestos FRP y el acero de refuerzo normalmente utilizado en las obras (Cottier, 2000).

Tabla 1-3. Comparación entre material compuesto por FRP y el acero

Característica	Material compuesto de FRP	Lámina de acero normal
Peso propio	Muy bajo	Alto
Espesor general	Muy bajo	Bajo
Manejo	Fácil flexible	Complicado rígido
Intersecciones	Fácil	Difícil
Resistencia a la tensión	Muy Alta	Alta
Resistencia a la fatiga	Excelente	Adecuado
Capacidad de carga	En dirección longitudinal	Cualquier dirección
Longitud de la placa	Cualquiera	Limitada
Corrosión	Ninguna	Si
Conocimientos técnicos	Incipientes	Completo
Resistencia a los rayos U.V	Solo con protección	Adecuado
Resistencia al fuego	Ninguna	Limitada

Fuente: Cottier & Luis (2000)

En la Figura 1-6 se muestra el diagrama esfuerzo-deformación para la fibra de carbono con respecto a el cable utilizado para estructuras pos-tensadas de 270 Ksi (18900 Kg/cm²) y una barra de acero de refuerzo con $F_y=4200$ Kg/cm². Se observa el comportamiento elástico de la fibra de carbono que alcanza valores de esfuerzo ultimo de rotura cercanos a los 40000 Kg/cm², mientras que el cable de acero y el acero de refuerzo muestran un comportamiento elastoplástico con valores de esfuerzo de fluencia menores que el esfuerzo de rotura en la fibra de carbono para deformaciones unitarias entre 0.01mm/mm y 0.016 mm/mm.

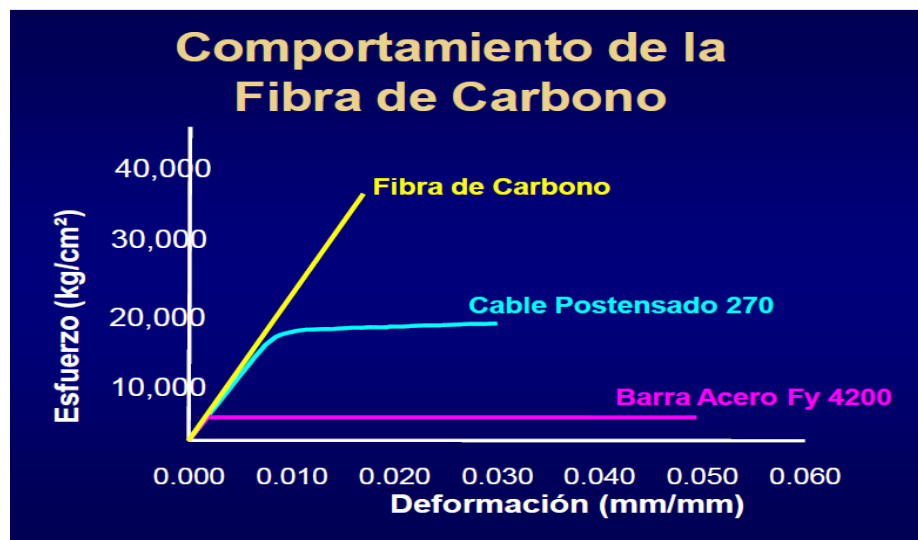


Figura 1-6. Comportamiento de la fibra de carbono comparada con los cables y barras de acero.

Fuente. Ingeniero William Baca Escobar. Peru. (2005)

1.8 Consideraciones para el reforzamiento a flexión

El cálculo del refuerzo a flexión se hace con las dimensiones de la estructura existente, es decir, sin aumento de la sección o del refuerzo en acero, teniendo en cuenta las propiedades de los materiales que la componen. Prevalecen los criterios de Bernoulli, es decir: las secciones planas permanecen planas después de la aplicación de las cargas, las deformaciones son linealmente proporcionales a su distancia al eje neutro, se desprecia la resistencia a la tensión del concreto, la deformación máxima del concreto es 0.003, se debe

garantizar la perfecta adherencia entre el sistema CFRP y el sustrato de concreto y la deformación del CFRP es lineal hasta la rotura.

En la figura 1-7 se muestra la distribución interna de la deformación unitaria y los esfuerzos en el concreto, en el acero y en la fibra de carbono, y el equilibrio de fuerzas para una sección rectangular sometida a flexión en el estado límite último.

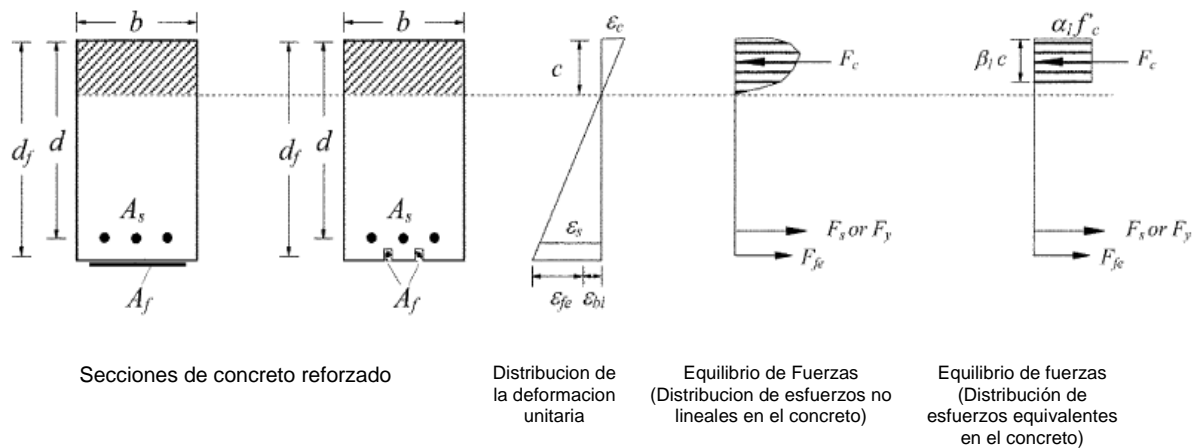


Figura 1-7. Distribución interna de deformaciones unitarias y esfuerzos para una sección rectangular a flexión en el estado límite último.

Fuente: American Concrete Institute, Committee 440 (2008)

El comité ACI 440 recomienda que el refuerzo a flexión CFRP se haga en el estado límite último, que debe ser mayor que la sollicitación estructural.

Los modos de falla que se deben considerar del sistema compuesto son:

- Falla por fluencia del acero antes del aplastamiento del concreto;
- Falla por fluencia del acero antes de la rotura del CFRP;
- Falla por aplastamiento del concreto antes de rotura por fluencia del acero;
- Falla por rotura del CFRP antes de la rotura fluencia del acero;
- Desgarramiento por Cortante/Tensión del recubrimiento de concreto; y
- Pérdida de adherencia del CFRP

Los dos primeros modos de falla suponen un comportamiento dúctil de la estructura deseable. Los demás modos caracterizan un comportamiento frágil de la estructura y poco deseable. Otro tipo de falla de un sistema compuesto puede ser ocasionado por el despegue o corte del tejido CFRP, el cual puede evitarse con un trabajo adecuado y detallado del refuerzo.

Para el cálculo del refuerzo CFRP a flexión de los elementos viga o columna de la conexión se debe tener en cuenta:

- Geometría y propiedades mecánicas del elemento;
- Propiedades de la fibra de carbono seca y curada;
- Momento flector mayorado;
- Resistencia nominal a la flexión de la sección sin fibra de carbono;
- Cálculo de las propiedades de diseño de la fibra de carbono seca;
- Cálculo de la deformación unitaria última del concreto confinado;
- Cálculo del área del refuerzo externo en fibra de carbono;
- Revisión de la deformación unitaria por desprendimiento de la fibra de carbono;
- Determinación del nivel efectivo de deformación en la fibra de carbono;
- Cálculo de la deformación en el refuerzo en acero existente;
- Cálculo de las fuerzas internas resultantes y chequeo del equilibrio;
- Cálculo de la capacidad nominal a flexión del elemento reforzado;
- Revisión de la capacidad nominal a flexión del elemento reforzado Vs momento mayorado; y
- Planteamiento del esquema de reforzamiento.

1.8.1 Ecuaciones de diseño a flexión

De acuerdo con el American Concrete Institute, Committee 440, ACI-440.2R (2008), para realizar el diseño es necesario trabajar con los valores corregidos de las propiedades mecánicas de acuerdo con las siguientes ecuaciones:

$$f_{fu} = C E f^* f_u$$

Ecuación 1-9

$$\varepsilon_{fu} = C E \varepsilon^* f_u$$

Ecuación 1-10

$$E_f = \frac{f_{fu}}{\varepsilon_{fu}}$$

Ecuación 1-11

Donde:

$f^* f_u$ es la resistencia última a la tensión, dada por el fabricante del CFRP; y

$\varepsilon^* f_u$ es la deformación última de rotura dada por el fabricante del CFRP.

La capacidad nominal de diseño por flexión de un elemento debe ser afectada por el factor de reducción de resistencia ϕ , calculado de acuerdo con la NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010). Esta capacidad nominal debe ser mayor que la sollicitación correspondiente al momento último mayorado.

De acuerdo a lo anterior se presenta la siguiente Ecuación:

$$\phi M_n \geq M_u$$

Ecuación 1-12

Para prevenir una falla por desprendimiento de la fibra de carbono inducida por las fisuras en el concreto, la deformación unitaria efectiva en el reforzamiento CFRP debe ser limitada al nivel de deformación unitaria a la cual el desprendimiento puede ocurrir, ε_{fd} definido en la ecuación 1-13.

$$\varepsilon_{fd} = 0.41 \sqrt{\frac{f'_c}{nE_f t_f}} \leq 0.9\varepsilon_{fu} \quad \text{unidades de SI}$$

Ecuación 1-13

El nivel de deformación efectiva en el refuerzo de CFRP en el estado límite último debe ser menor a la deformación unitaria por desprendimiento, y está dado por:

$$\varepsilon_{fe} = \varepsilon_{cu} \left(\frac{d_f - c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq \varepsilon_{fd}$$

Ecuación 1-14

Para determinar el nivel de esfuerzo en el reforzamiento de CFRP y teniendo en cuenta el comportamiento elástico del material, éste es directamente proporcional a la deformación unitaria efectiva, de acuerdo con la ecuación 1-15.

$$f_{fe} = E_f * \varepsilon_{fe}$$

Ecuación 1-15

1.8.2 Factor de reducción por resistencia

Cuando se diseña el reforzamiento en CFRP para flexión, se espera una reducción en la ductilidad del elemento estructural, aunque en algunos casos dicha reducción resulta despreciable. Sin embargo, para garantizar un nivel aceptable de ductilidad, las deformaciones unitarias en el acero de tensión deben ser de al menos 0.005 al presentarse la falla del concreto y/o el CFRP.

Siguiendo los criterios establecidos en ACI440.2R-08, el factor ϕ se condiciona al valor calculado de las deformaciones unitarias en el acero de tensión mediante la ecuación 1-16.

$$\phi = \left\{ \begin{array}{l} 0.90 \text{ for } \varepsilon_t \geq 0.005 \\ 0.65 + \frac{0.25(\varepsilon_t - \varepsilon_{sy})}{0.005 - \varepsilon_{sy}} \text{ for } \varepsilon_{sy} < \varepsilon_t < 0.005 \\ 0.65 \text{ for } \varepsilon_t \leq \varepsilon_{sy} \end{array} \right\}$$

Ecuación 1-16

1.9 Condiciones de servicio

En los elementos de concreto reforzado es de vital importancia evitar la deformación y el agrietamiento en exceso. Para evitar deformaciones inelásticas de esta clase por efecto de cargas de servicio, es recomendable limitar los esfuerzos de servicio a los valores dados a continuación:

$$f_{s,s} \leq 0.80f_y$$

Ecuación 1-17

$$f_{c,s} \leq 0.45f'_c$$

Ecuación 1-18

1.10 Esfuerzos limites para fallas por fatiga y ruptura por flujo en láminas CFRP

Según el ACI 440.2R-08, en su numeral 9-3.2 indica que los sistemas CFRP tienen una alta resistencia a ruptura por fluencia (creep) bajo carga sostenida y a la falla por fatiga bajo cargas ciclicas comparado con otros sistemas FRP. Para garantizar la seguridad el esfuerzo para cargas sostenida mas ciclica en el CFRP, debe limitarse según la siguiente ecuación:

$$f_{f,s} \leq 0.55f_{fu}$$

Ecuación 1-19

1.11 Reforzamiento a cortante

El reforzamiento a cortante es posible mediante la colocación de láminas de refuerzo con las fibras orientadas de forma perpendicular al eje longitudinal del elemento. Estas láminas pueden envolver en su totalidad al elemento o simplemente estar colocadas en ciertas caras. Las láminas pueden ubicarse continuas o con ciertos intervalos; pero no se recomienda usar el metodo continuo si el refuerzo se encuentra ubicado en las cuatro caras del elemento, dado que el CFRP tambien funciona como barrera de humedad y puede causar

daños al concreto, pues en climas fríos, al congelarse la humedad, esta quedaría atrapada.

Según el American Concrete Institute (2014) la resistencia de diseño del refuerzo a cortante es determinada por:

$$\phi v_n \geq v_u$$

Ecuación 1-20

1.11.1 Determinación de la deformación unitaria efectiva en el CFRP

La deformación unitaria efectiva es el valor máximo de la deformación unitaria presente en el CFRP, y esta directamente relacionada al tipo de falla a cortante que se puede presentar en el elemento estructural.

Cabe resaltar que en algunos casos el refuerzo a cortante de CFRP es necesario por la presencia del refuerzo a flexión del mismo material, dado que este último refuerzo puede inducir a que primero ocurra una falla por cortante en el elemento.

1.12 Refuerzo a compresión axial

Se puede lograr un aumento significativo en la resistencia a compresión del elemento estructural mediante el efecto del confinamiento con CFRP.

Por otro lado, el ACI 440.2R-08 utiliza las siguientes expresiones tomadas del ACI 318-05, como la solución al cálculo de la resistencia a compresión axial de elementos no preesforzados, considerando la distribución del refuerzo existente en acero con estribos, el refuerzo CFRP debe ser colocado con las fibras orientadas de forma perpendicular al eje longitudinal del elemento estructural.

$$\phi P_n = 0.8\phi [0.85f'_{cc}(A_g - A_s) + f_y A_{st}]$$

Ecuación 1-21

1.12.1 Consideraciones Adicionales

Según el ACI 440.2R-08, una vez la carga axial en la columna presenta valores cercanos a la carga axial factorizada, el elemento estructural presentará un agrietamiento considerable en la dirección radial.

Limitaciones del reforzamiento con CFRP

De acuerdo con el ACI 440.2R-08 y las recomendaciones suministradas en el *Analytical model and design approach for FRP strengthening of non-conforming RC corner beam-column joints* (Prota et al, 2015) para el nudo a reforzar, la NSR-10 y las indicaciones del Dr. Gustavo Tumialán, uno de los límites más importantes a tener en cuenta en el diseño del reforzamiento CFRP es la deformación efectiva ε_{fe} , la cual se limita a 0.004 para prevenir la degradación prematura del concreto y la falla por desprendimiento del CFRP. Por otro lado el límite máximo de la deformación a la compresión del concreto confinado ε_{cu} es de 0.003, valor a partir del cual se supone la falla por aplastamiento. De acuerdo con lo anterior y revisando las ecuaciones de diseño dadas en el ACI 440, el porcentaje de incremento en la resistencia a flexión y/o cortante depende de la calidad del sustrato en concreto y las cuantías de refuerzo longitudinal y transversal, el cual está entre el 30% y el 60% aproximadamente. Lo anterior indica que económicamente y técnicamente un incremento en la resistencia menor al 30% además de ser costoso no cumpliría con la norma vigente NSR-10, y por otro lado un incremento mayor al 60% implica mayores esfuerzos en el concreto que pueden llevarlo a la falla frágil por aplastamiento, la cual se debe evitar.

Protección contra el fuego

Según el ACI 440.2R-08, las estructuras reforzadas con FRP deben cumplir con todos los códigos de incendios de edificios aplicables.

Se deben cumplir las exigencias sobre generación de humo y propagación de llamas de acuerdo con el ASTM E84.

Los recubrimientos (Apicella e Imbrogno 1999) y sistemas de aislamiento (Bisby et al., 2005a, Williams et al.2006) se puede utilizar para limitar el humo y la propagación de la llama.

En un incendio los sistemas FRP sin protección que alcancen temperaturas superiores a los 82°C se degradan y pueden llegar a perderse, sin embargo, los elementos estructurales sin el FRP deben ser capaces de resistir las cargas de servicio.

La resistencia al fuego de los elementos de concreto se puede mejorar mediante el uso de determinadas resinas, revestimientos, sistemas aislantes u otros métodos de protección contra incendios (Bisby et al., 2005b).

Existen productos en el mercado como el Sikacrete-213 F de Sika que es utilizado para proteger estructuras de concreto, concreto reforzado y de acero expuestas a riesgos de fuego. Contiene agregados de filosilicatos, que son altamente efectivos para resistir el calor de fuegos de hidrocarburos. El espesor de la capa a aplicar para la protección contra el fuego depende de la resistencia al fuego especificada en la norma NSR-10.

Para proteger al fuego en reforzamientos hechos con el sistema SikaCarboDur (platinas y tejidos de fibra de carbono) se recomienda un espesor mínimo de 4 cm en el Sikacrete-213 F. Este espesor garantizará una protección contra el fuego del sistema SikaCarboDur de aproximadamente 30 minutos. En superficies lisas se debe garantizar un perfil de anclaje adecuado (superficie rugosa) para promover una excelente adherencia del Sikacrete-231 F.

Se puede rociar arena sobre los tejidos (SikaWrap + Epóxico Sikadur-301) para obtener una superficie rugosa, al día siguiente se podrá colocar el Sikacrete-213 F.

1.13 Comportamiento de las estructuras ante cargas cíclicas

En un evento sísmico las estructuras sufren deformaciones en diferentes direcciones que ocasionan esfuerzos de flexión, cortante, torsión y axiales, las cuales acumulan y liberan energía en los elementos estructurales durante el movimiento sísmico.

Si los elementos estructurales tienen la suficiente capacidad de disipar un buen porcentaje de la energía acumulada, podrán resistir de una forma más apropiada los efectos del sismo.

El comportamiento ante cargas cíclicas de las conexiones viga columna en concreto reforzado está determinado por diferentes aspectos como son: la intensidad y el patrón de cargas cíclicas, el porcentaje de carga axial, el tipo y cuantía del acero de refuerzo longitudinal y transversal, la resistencia del concreto, entre otros factores que inciden en los desplazamientos dados para la carga lateral.

La dirección e intensidad de las cargas laterales cíclicas, bien sea en el plano de la unión viga columna o con un ángulo diferente como sucede en un sismo y que produce esfuerzos de cortante, flexión, compresión, tensión y torsión mayor, han sido motivo de estudio por muchos investigadores desde hace varios años.

Los ciclos de histéresis obtenidos de los ensayos cíclicos muestran información valiosa para analizar el comportamiento de las conexiones viga columna y son indicadores de su estado en cada instante. Por ejemplo, en los diagramas esfuerzo-deformación obtenidos a partir de ensayos se puede determinar la forma en que se reduce la resistencia de la unión en cada ciclo de carga, así como la reducción de la rigidez que a su vez ocasiona mayor rotación en la articulación debido a la paulatina destrucción del concreto en el nudo por aplastamiento progresivo. En cuanto al comportamiento del acero de refuerzo

longitudinal y a partir de los datos obtenidos de las galgas instaladas en las barras de refuerzo, se evidencia que con cada ciclo aumenta la deformación y el esfuerzo llegando a la fluencia para cargas altas. La fisuración del concreto ocasiona pérdida gradual de la adherencia, que es un factor importante en el análisis de la forma que toman los ciclos de histéresis ocasionando un estrangulamiento en la zona central.(Vielma, 2008)

Para hacer un análisis detallado del comportamiento histerético de las conexiones viga columna se consideran las teorías elástica e inelástica, con base en las cuales se entiende mejor qué ocurre cuando la unión tiene un comportamiento lineal elástico en los primeros ciclos y bajo ciertas condiciones, y lo que sucede luego de que se inicia el proceso de fisuración en cada uno de los elementos viga y columna conectados a la unión en cuyo caso el análisis no lineal es válido.(García, 1998).

1.13.1 Comportamiento histerético del acero de refuerzo

La principal fuente de ductilidad de un elemento de concreto reforzado es el acero de refuerzo, el cual posee la propiedad de mantener durante varios ciclos de carga la resistencia tanto a tensión como a compresión sin un apreciable aumento en la deformación unitaria, lo cual influye positivamente en la capacidad de disipación de energía del elemento. (T.Paulay, 1992)

Según Priestley(1992), cuando el acero de refuerzo es sometido a cargas cíclicas en el rango inelástico, la meseta de fluencia es suprimida y la curva esfuerzo-deformación muestra el efecto "*Bauschinger*", en el cual la respuesta inelástica se desarrolla a una deformación mucho menor que la deformación de fluencia y los ciclos presentan una forma redondeada en la cedencia. La siguiente figura muestra los resultados de dos tipos diferentes de pruebas cíclicas al acero de refuerzo. En la figura 1-8 (a) se aprecia la incursión cíclica en la zona inelástica, la cual predomina en el rango de la deformación por tensión; mientras que en la figura 1-8 (b) la incursión es simétrica respecto a las

deformaciones por tensión y compresión alternadas. El caso *a* es un comportamiento típico del reforzamiento de una viga en su articulación plástica, donde es poco probable que se presenten grandes deformaciones por compresión. El caso *b* se presenta en columnas con moderados a altos niveles de carga axial.

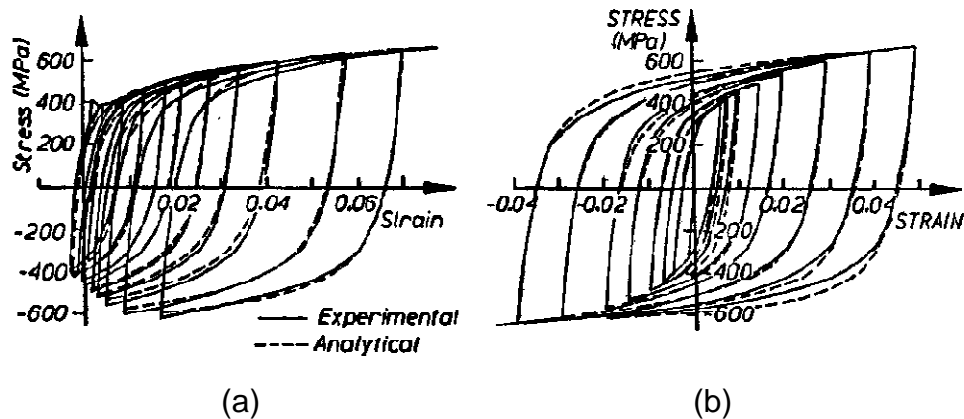


Figura 1-8. Deformación cíclica del acero de refuerzo. ($F_y=380$ MPa, (55 ksi)).
Fuente: Paulay (1992)

La respuesta al ensayo con carga monótonica coincide con la envolvente de la respuesta cíclica, pero los incrementos de la deformación y esfuerzos en la respuesta cíclica pueden ser mayores a los mostrados en el ensayo monótonico. (Priestley, 1992)

1.13.2 Comportamiento histerético del concreto

Las cargas cíclicas a compresión de alta intensidad producen en el diagrama esfuerzo-deformación un efecto marcado de histéresis, con una pérdida apreciable de la resistencia con cada ciclo de carga y descarga.

La Figura 1-9 muestra los datos del ensayo obtenidos por Sinha y Gerstle(1964) para tasas lentas de deformación, los cuales indican que la curva envolvente es casi idéntica a la curva obtenida con una sola aplicación continua de carga. Este resultado ha sido de gran ayuda para la modelación del comportamiento histerético del concreto armado (T.Paulay, 1992).

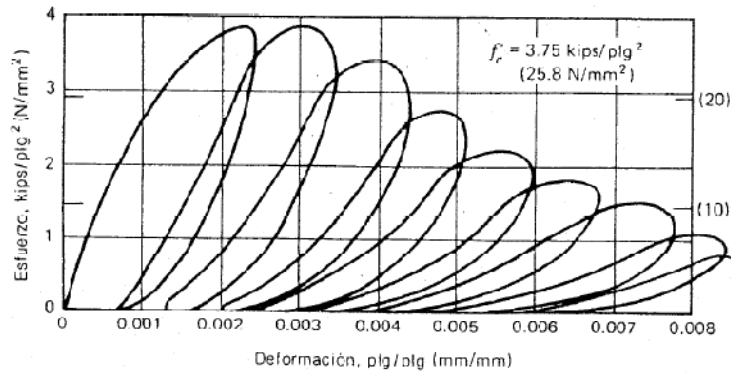


Figura 1-9. Curva esfuerzo deformación para cilindros de concreto con carga cíclica de compresión axial repetida, de alta intensidad.
Fuente:Paulay (1992)

1.13.3 Comportamiento de los elementos bajo cargas cíclicas

Teniendo como base el comportamiento histerético de los materiales concreto y acero de refuerzo que conforman las estructuras de concreto reforzado, es necesario determinar los parámetros de análisis como la ductilidad, la resistencia, la rigidez, entre otros, para comparar diferentes tipos de elementos entre sí. Igualmente, la distribución y cuantía del refuerzo longitudinal y transversal tienen un papel importante en este comportamiento histerético.

1.13.4 Comportamiento de las vigas ante cargas cíclicas

El adecuado confinamiento proporcionado por el refuerzo transversal, especialmente en la zona de articulación plástica del elemento viga o columna que llegan al nudo, produce como resultado un comportamiento más dúctil y una menor pérdida de resistencia. En la figura 1-10 se observa el diagrama fuerza-deflexión para una viga doblemente reforzada sometida a carga cíclica; en ella se muestran las pendientes que indican la reducción de la rigidez y la pérdida de resistencia gradual en cada ciclo de carga y descarga.

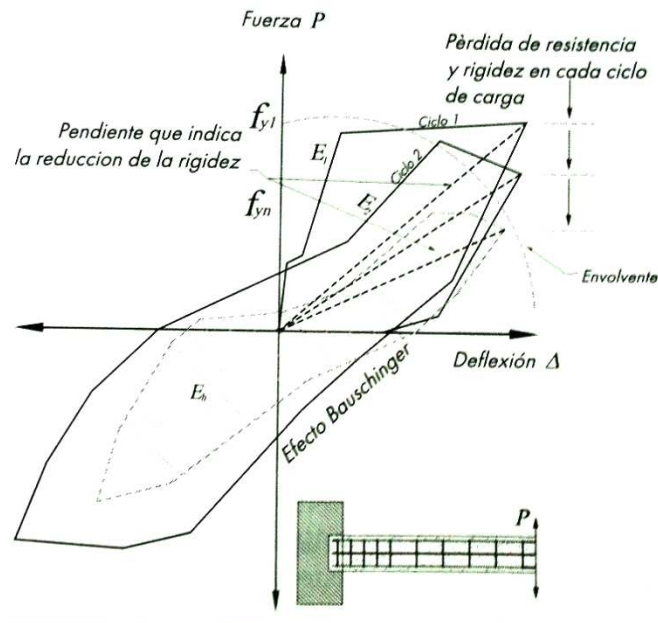


Figura 1-10. Curvas de histéresis de una viga doblemente reforzada, sometida a carga cíclica.
Fuente: Gallego (2010)

Según Paulay(1992) el caso opuesto es el de una viga sin confinamiento en la zona de articulación plástica, que presenta menor ductilidad y mayor pérdida de resistencia con cada ciclo de carga, como es el caso de las conexiones construidas antes de 1984 en Colombia.

Otro aspecto importante a considerar dentro del estudio del comportamiento de las vigas sometidas a flexión es la relación entre las cuantías del refuerzo superior e inferior, ya que según estudios de Bonett (2003), Celebi(1973) y Bertero (1976), para secciones simétricas y cuantías iguales, el diagrama fuerza-deflexión presenta un comportamiento aproximadamente simétrico como se observa en la figura 1-11, donde el primer agrietamiento (primer cambio de pendiente) por flexión marca el inicio de la degradación de la resistencia y la rigidez. La primera cedencia del acero longitudinal a la fluencia corresponde con el inicio del comportamiento inelástico no lineal, considerando que a medida que aumenta el número de ciclos la rigidez va reduciéndose gradualmente y se va aumentando el número de grietas en el elemento.

El aumento de la resistencia post-cedencia del acero a tensión, bien sea superior o inferior, se debe a la reducción de la profundidad del eje neutro en la sección agrietada que ocasiona el aumento del brazo del momento resistente compresión-tensión y al endurecimiento por deformación a cargas más altas.

En la Figura 1-11 (a) se observa el estrechamiento de los ciclos de histéresis a cargas bajas. Esto se debe a la pérdida de adherencia del refuerzo longitudinal de la viga, causado por el mayor agrietamiento del concreto en la zona plástica.

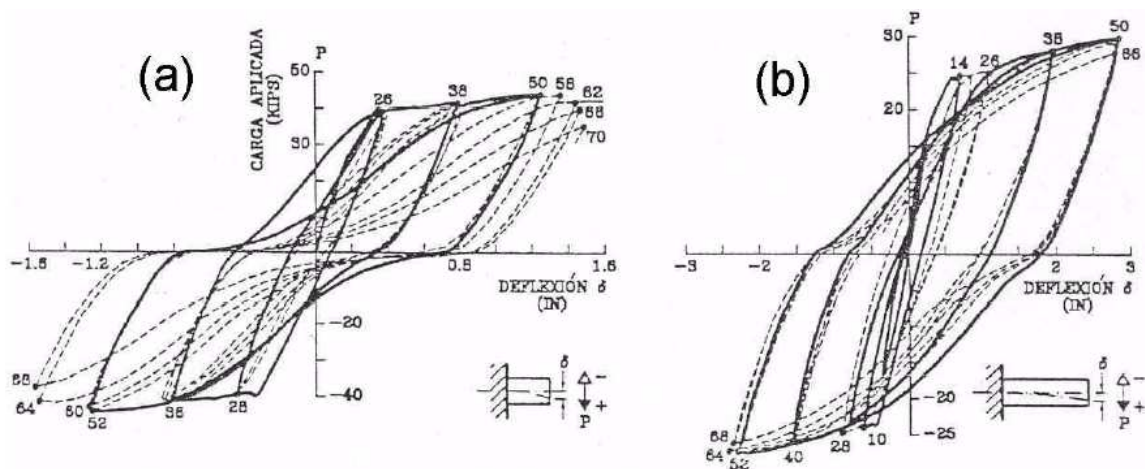


Figura 1-11. Relaciones carga-deflexión de vigas con sección transversal y distribución de refuerzo simétrico.

Fuente: American Concrete Institute Committee, ACI-318-89 (1989)

Para vigas con asimetría en la cuantía del refuerzo, por ejemplo, cuando el refuerzo superior es mayor que el inferior, la mayor resistencia a la flexión, deflexión y mayor ductilidad corresponden a la mayor cuantía.

1.13.5 Comportamiento de las columnas ante cargas cíclicas

Como se mencionó anteriormente, la cuantía del acero longitudinal y transversal, así como el tipo de acero de refuerzo y el porcentaje de carga axial con respecto a la carga máxima soportada por la columna, influyen de forma importante en su comportamiento ante cargas cíclicas.

En los estudios realizados sobre este tema se analizan las columnas con carga lateral y flexión uniaxial(T.Paulay, 1992). En los documentos como la NSR-10 de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica(2010) y el American Concrete Institute, Comité Conjunto ACI-ASCE 352(2002) se prevé que la resistencia a cortante sea mayor que la resistencia a flexión. Lo anterior se sustenta en los estudios experimentales realizados los últimos años, en los que se ha demostrado que bajo cargas cíclicas la resistencia y rigidez a cortante del elemento se presenta mucho más rápido que la deflexión, produciendo más deformaciones por cortante y fisuramiento hasta llevar al colapso.

Gracias al legado de estudios preliminares realizados por Paulay(1992), Priestley(1992), Bonett(2003), entre otros, se ha podido determinar que la degradación de la resistencia con los ciclos aumenta considerablemente con el valor de la fuerza axial, especialmente cuando ésta se aproxima al valor de carga balanceada, la cual se toma como aproximadamente igual a $0.4 \cdot N_0$

En la figura 1-12 se muestran los ciclos de histéresis momento-curvatura para tres porcentajes de carga axial constante, siendo:

$N =$ carga axial aplicada y constante: y

$$N_0 = A_g * f'_c$$

Ecuación 1-22

Se observa en la Figura 1-12 (a), un mejor comportamiento y una mayor disipación de energía. En la Figura 1-12 (b) y la Figura 1-12(c) la capacidad de disipación de energía se reduce, al igual que el estrechamiento de los ciclos debido a que la carga axial cierra las fisuras y mejora la adherencia en la zona de articulación plástica de la columna, pero a la vez se reduce la ductilidad y se presenta un comportamiento más frágil que el observado en la Figura 1-12(a).

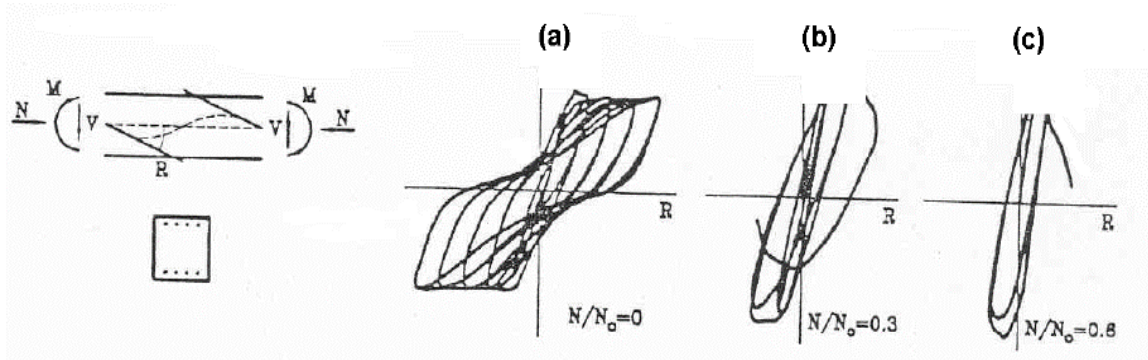


Figura 1-12. Curvas momento-rotación sometidas a flexión uniaxial y bajo carga axial constante.

Fuente: Wakabayashi (1986)

Los estudios también concluyeron que: distribuyendo adecuadamente el refuerzo longitudinal en la sección transversal y confinando el núcleo de la columna mediante estribos a menor separación en la zona de articulación plástica, se mejora la ductilidad y se reduce la pérdida de resistencia para valores medios y altos de carga axial, incluso después del desprendimiento del concreto de recubrimiento.

Las deformaciones por cortante aumentan al reducirse la esbeltez de las columnas ante cargas cíclicas, y los diagramas de fuerza cortante-deformación presentan estrechamientos pronunciados y reducción de la capacidad de disipación de energía, debido a la mayor fisuración y pérdida de adherencia del refuerzo longitudinal. Este estrechamiento se reduce con la carga axial a valores por debajo de la carga balanceada, es decir, para valores de:

$$\frac{N}{N_0} \leq 0.4$$

Ecuación 1-23

1.13.6 Comportamiento de las conexiones viga-columna ante cargas cíclicas

Del buen desempeño de las conexiones viga-columna en los edificios aporticados de concreto reforzado dependen su capacidad de disipación de energía, su ductilidad y estabilidad de la estructura.

De acuerdo con los estudios sobre el comportamiento ante cargas cíclicas de conexiones viga columna realizados por Pessiki, Conley, Gergely y White(1990), se tenía como principal parámetro la relación momento-rotación en las secciones críticas de vigas y columnas, como se muestra en la Figura 1-13, colocaron refuerzo positivo continuo y se examinó la capacidad de los traslapes del acero longitudinal y de las conexiones. Luego de ensayar varios especímenes con carga axial constante, se encontró que los que no tenían estribos en los nudos tenían un mayor daño dentro del nudo y en la región de las columnas entre el primer estribo y el nudo. En las figuras 1-13 (a) y (b) la pérdida de rigidez se debe a la degradación de estas zonas. También se observa una mayor capacidad de rotación y ductilidad en la viga.

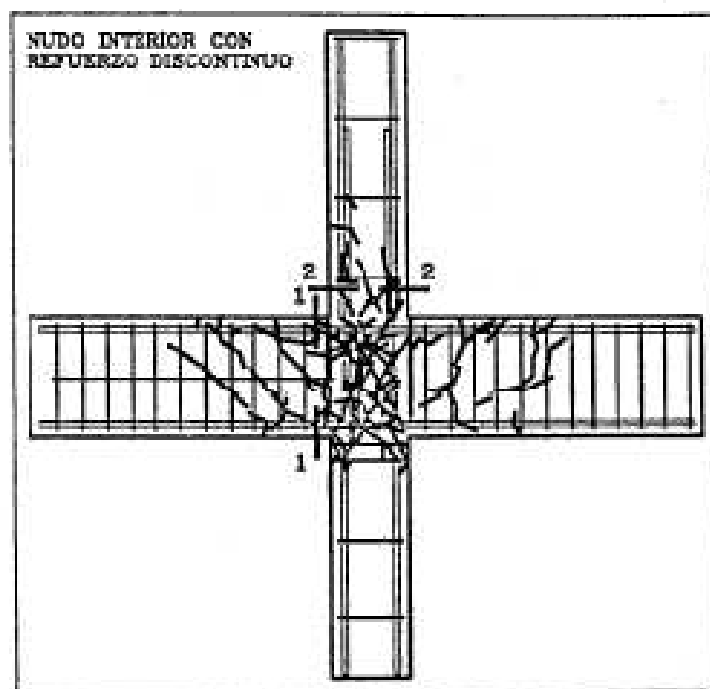
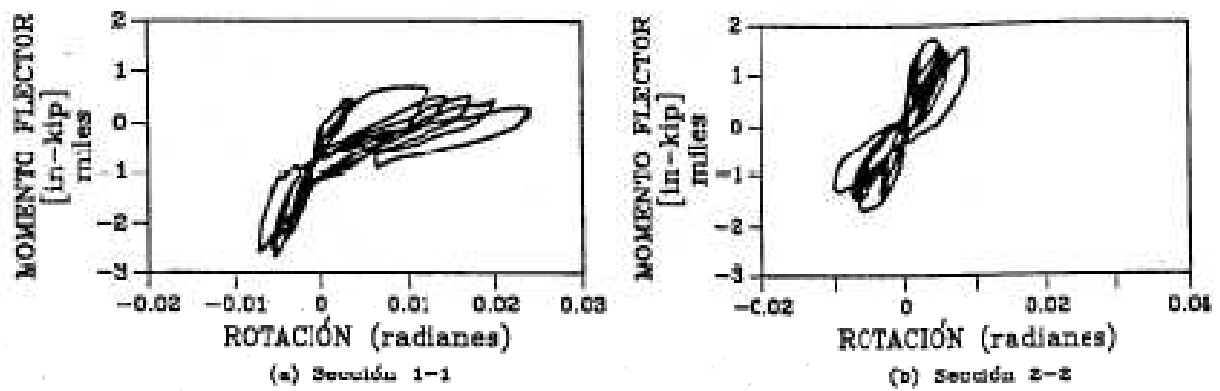


Figura 1-13. Diagramas momento-rotación de conexiones interiores típicas, con refuerzo longitudinal continuo y ausencia de refuerzo a cortante en los nudos.

Fuente: Pessiki et al. (1990)

El mecanismo de transmisión de esfuerzos cortantes en las conexiones interiores sin refuerzo transversal se puede analizar mediante el esquema puntal tensor, siempre y cuando se conserve la adherencia en el refuerzo longitudinal. La adherencia se puede ver afectada por barras de acero liso, degradación de la resistencia del nudo por agrietamiento del concreto y por las cargas cíclicas, viéndose reducida esta fuerza de anclaje y produciéndose deslizamiento entre el acero y el concreto hacia afuera del núcleo del nudo y reduciendo la resistencia a la flexión y la ductilidad en la columna, tal como se observa en la Figura 1-13 (b); esto origina un severo fisuramiento por tracción diagonal en el nudo, y ante cargas altas puede llevar a falla por compresión en el núcleo.

En la Figura 1-14 se observa el grafico momento-deflexión de una conexión viga-columna, que en ciclos posteriores de carga se impusieron deflexiones de viga iguales o mayores a los ocurridos al desarrollarse la máxima resistencia en cada dirección. La capacidad, al igual que la rigidez del conjunto, se deteriora gradualmente durante la prueba.

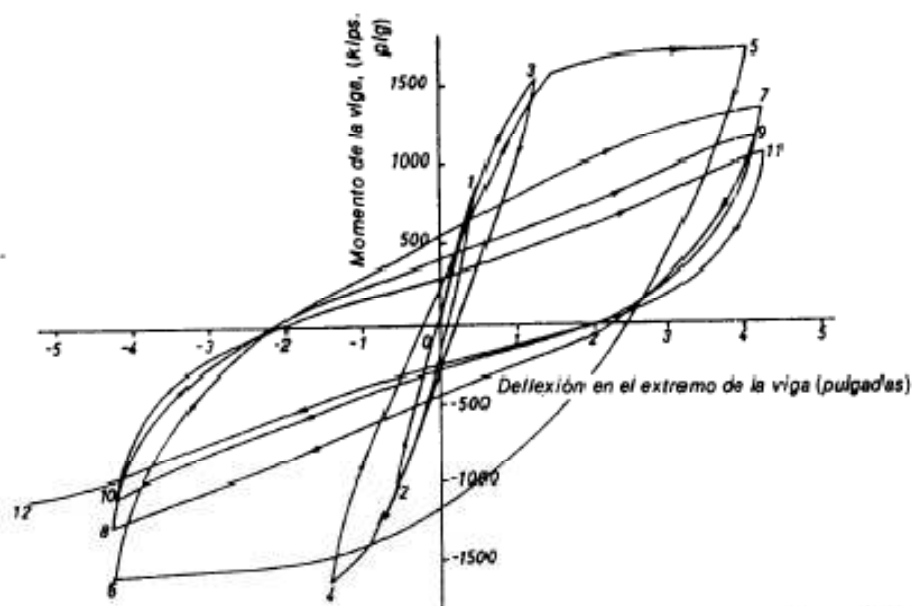


Figura 1-14. Deflexión de extremo de viga medida-momento de viga en la cara de la columna.
Fuente: Paulay (1992)

Bonett(2003), Parra-Montesinos(2004), Moehle(2015) y Muhammad(2014) tratan el comportamiento histerético de las conexiones viga columna en algunos casos, con el objetivo de su reforzamiento mediante diferentes técnicas como aumento de secciones de concreto reforzado, platinas metálicas, postensionamiento de nudos y reforzamiento con tejido CFRP.

1.14 Parámetros de análisis de las conexiones viga-columna ante cargas cíclicas

De acuerdo con Paulay(1992), Vielma(2008) y Vera(2002), los parámetros que se deben considerar para analizar adecuadamente el comportamiento histerético de las conexiones viga-columna son:

- a. Resistencia
- b. Rigidez e índice de daño
- c. Estrechamiento de los ciclos
- d. Ductilidad
- e. Energía disipada
- f. Fuerza-deformación del acero
- g. Fuerza-deformación del concreto en el nudo
- h. Momento rotación

1.14.1 Resistencia

La relación fuerza-desplazamiento es el principal parámetro utilizado para el análisis del comportamiento de las conexiones viga-columna. De este análisis se pueden determinar la resistencia y desplazamientos máximos, desplazamientos de cedencia del acero, desplazamiento de la primera fisuración del concreto y la evaluación del tipo de respuesta de la unión ante cargas cíclicas. En la Figura 1-15 se observa la envolvente de los ciclos de histéresis del diagrama fuerza-desplazamiento con varios aspectos a tener en cuenta en el análisis como lo son los desplazamientos: Δ_u , Δ_m y Δ_y , la rigidez

(K), la fuerza en la primera cedencia (S_y) y la capacidad máxima del elemento (S_0).

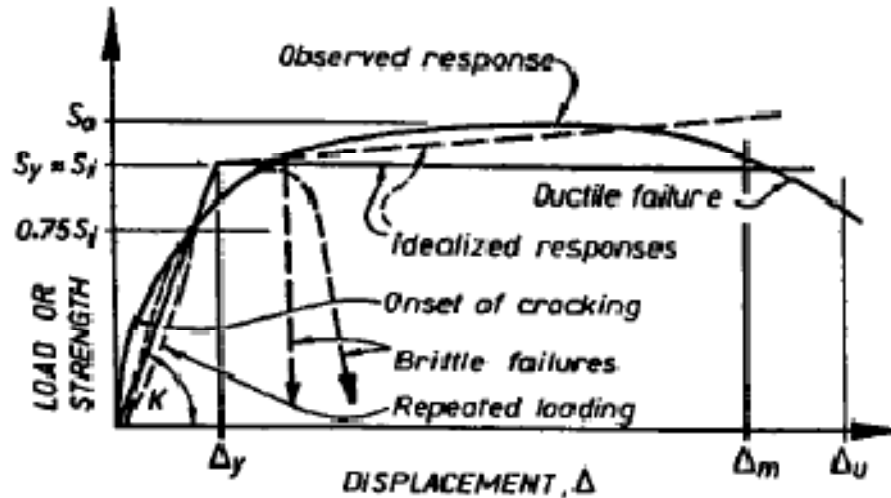


Figura 1-15. Relación carga-desplazamiento típica para un elemento de concreto reforzado.
Fuente: Paulay (1992)

1.14.2 Rigidez e índice de daño

En la Figura 1-16 se observa que a partir de la envolvente de las curvas de histéresis se calcula la rigidez inicial de la estructura no degradada K_0 , correspondiente a la pendiente inicial antes de la primera fisura; luego se halla la rigidez con daño en las vigas en el punto (Δ_y, V_y) que corresponde a la pendiente en la primera cedencia, K_B y la rigidez final K_c después de la degradación de la resistencia de la conexión.

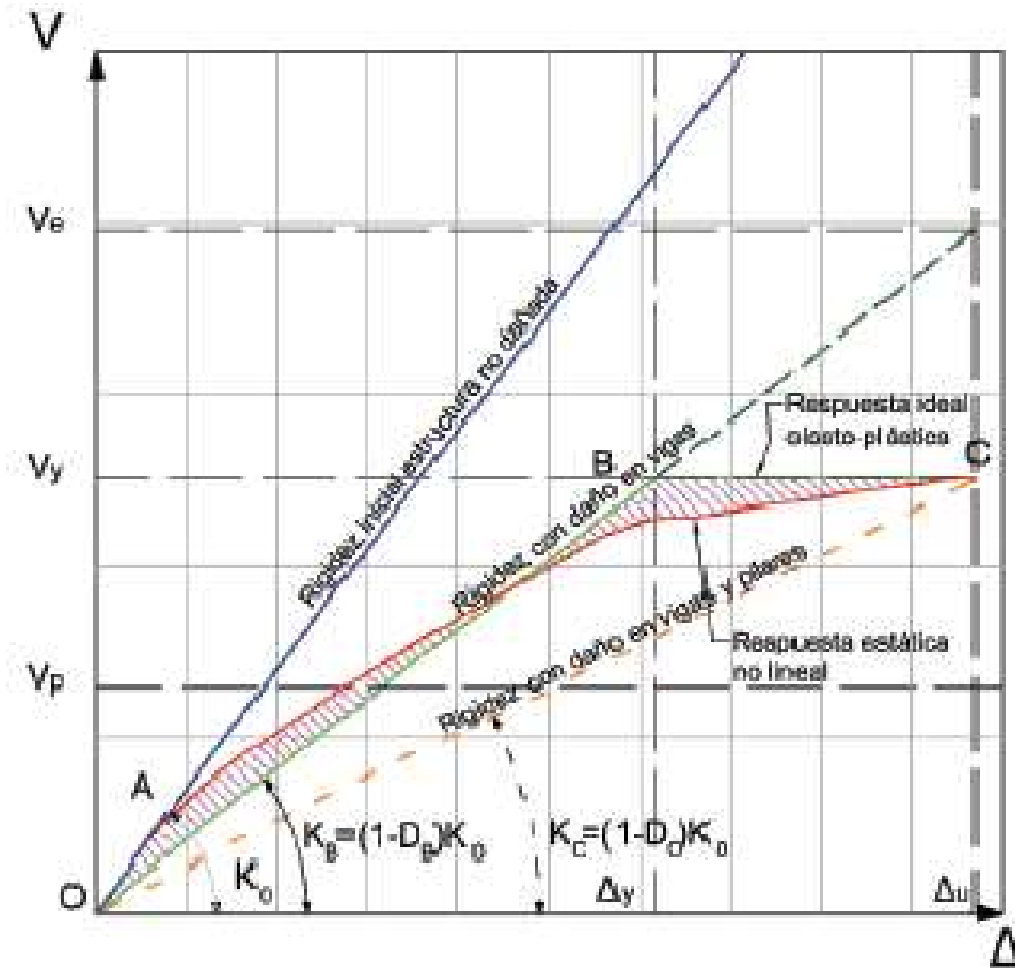


Figura 1-16. Determinación de la rigidez e índice de daño.
Fuente: Vielma (2008)

El índice de daño, según Oller, Luccioni y Barbat(1996) y Hanganu (2002), se define como la relación en un instante i de la fuerza cortante reducida $Vred_i$ de la estructura dañada y la que tendría en el supuesto de que se mantuviese elástica Ve_i .

$$D_i = 1 - \frac{Vred_i}{Ve_i} = 1 - \frac{K_i * \Delta_i}{K_0 * \Delta_i} = 1 - \frac{K_i}{K_0}$$

Ecuación 1-24

De la ecuación 1-24 se tiene que:

K es la rigidez de la estructura en el estado actual;

K_0 es la rigidez de la estructura antes de la primera fisura en cualquiera de sus elementos; y

Δu es el desplazamiento correspondiente al cortante máximo.

En la Figura 1-17 se muestra una curva típica de daño-deriva para un pórtico en concreto reforzado. La severidad del daño es directamente proporcional al factor de daño que va de 0 a 1 o (0 a 100%) de daño en la estructura.

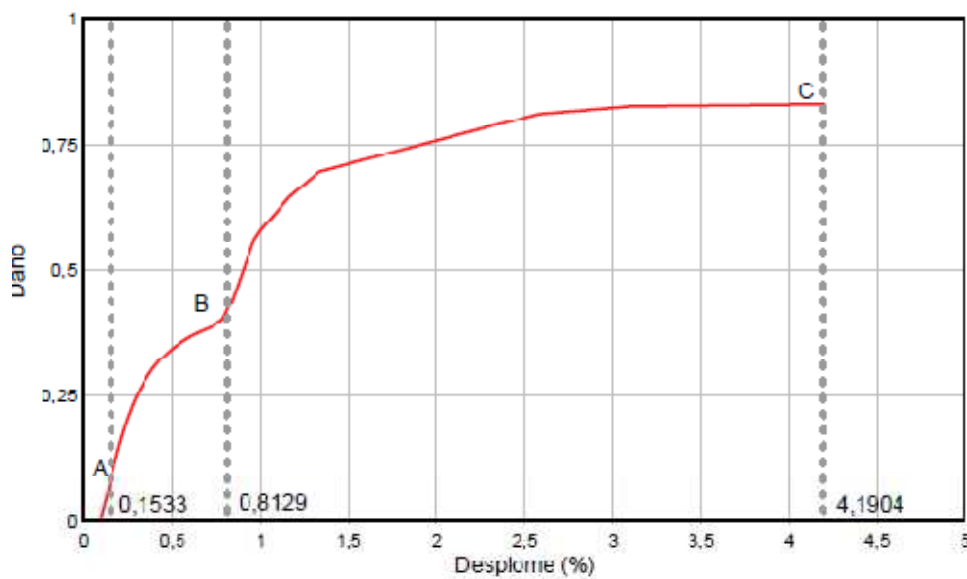


Figura 1-17. Evolución del daño en un pórtico.
Fuente: Vielma (2008)

En la Tabla 1-4 se muestra la evaluación de daños que puede ser realizada a una edificación, la cual se basa en la metodología propuesta por el (ATC 40; Applied Technology Council, 1996) basada en estados de daño que han sido obtenidos de relaciones demanda contra capacidad en términos de rigidez, resistencia y disipación de energía, los cuales son usados en Colombia y publicados por la (AIS, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2002)

Tabla 1-4. Caracterización del daño estructural.

Caracterización de daño	Rango de daño	Índice de daño	Descripción
• Ninguno	0	0	Sin daño
• Leve	(0-10)	5	Daño menor localizado en algunos elementos que no siempre requiere reparación.
• Moderado	(10-30)	20	Daño menor localizado en muchos elementos que deben ser reparados.
• Fuerte	(30-60)	45	Daño extensivo que requiere reparaciones mayores.
• Severo	(60-100)	80	Daño grave generalizado que puede significar demolición de la estructura.
• Colapso	100	10	Destrucción total o colapso.

Fuente: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (2008).

1.14.3 Estrechamiento de los ciclos de histéresis

El estrangulamiento de los ciclos de histéresis está íntimamente relacionado con la pérdida de adherencia entre las barras de acero de refuerzo y el concreto en el nudo. En la Figura 1-18 se muestra el tramo AB en la etapa de inversión de la carga cíclica con poca resistencia a la adherencia entre el concreto y el acero. En el tramo BC la resistencia a la adherencia es prácticamente nula, debido a que existe muy poca fricción entre los bordes del concreto a lado y lado de las grietas creadas en los ciclos anteriores de carga positiva. En DC se observa un incremento del esfuerzo de adherencia debido a la deformación de las barras de acero corrugado con las grietas aún abiertas.

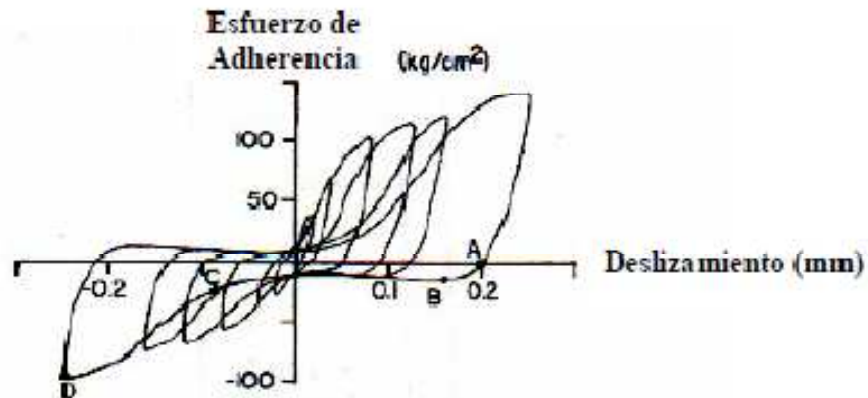


Figura 1-18. Relación esfuerzo de adherencia-deslizamiento histerético.
Fuente: Kaku & Asakusa (1991)

Es importante reducir la pérdida de adherencia en la unión para mejorar la ductilidad, la capacidad de rotación y de disipación de energía. Esto se puede lograr mediante el confinamiento o pre-tensionamiento del nudo, lo que evita la fisuración prematura a derivas bajas y reduce la desintegración del concreto en el núcleo, tal como se ha analizado en varios estudios (Dolce Mauro, 2012 y Prota Andrea, 2014).

1.14.4 Ductilidad

Se define la ductilidad como la capacidad de los elementos de una estructura para deformarse sin colapsar. El análisis del comportamiento de las conexiones viga-columna en la carga cortante máxima y cerca de ella sirve para determinar las redistribuciones de momentos, fuerza cortante y fuerza axial que se pueden usar en el diseño según los códigos NSR-10 y ACI 318-14. A mayor ductilidad de una estructura, mayor capacidad de disipación de energía ante cargas sísmicas, dada por las deformaciones inelásticas.

Una sección dúctil puede mantener la capacidad de momento cerca al valor máximo para curvaturas o rotaciones grandes, más allá de la curvatura dada en la primera cedencia; las provisiones de diseño del ACI 318 buscan, mediante los requisitos de diseño, asegurar la suficiente ductilidad para garantizar la redistribución de momentos antes de la falla parcial o total.

Se identifican varios tipos de ductilidades que relacionan los estados límites de fisuramiento, cedencia y falla con diferentes parámetros (Mayorga, 2011) que indican el desempeño del elemento y de la estructura global, a saber:

1.14.4.1 Ductilidad por desplazamiento

Relaciona la fuerza o momento vs desplazamiento con respecto a la posición original del elemento estructural, la ductilidad máxima está dada por:

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta m}{\Delta y}$$

Ecuación 1-25

Donde:

Δm es la deflexión lateral máxima en el rango inelástico; y

Δy es la deflexión lateral en la primera cedencia.

1.14.4.2 Ductilidad por rotación

El análisis se basa en la relación momento-rotación del elemento. La ductilidad máxima es:

$$\mu_{\theta} = \frac{\theta m}{\theta y}$$

Ecuación 1-26

1.14.4.3 Ductilidad por curvatura

Se halla a partir de la relación momento-curvatura del elemento, en el cual la ductilidad máxima por curvatura es:

$$\mu_{\varphi} = \frac{\varphi m}{\varphi y}$$

Ecuación 1-27

1.14.4.4 Ductilidad por deformación unitaria

Se calcula a partir de la relación momento-deformación unitaria, cuyo valor máximo es:

$$\mu_{\varepsilon} = \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_y}$$

Ecuación 1-28

La ductilidad por desplazamiento es la más utilizada en los análisis de comportamiento tanto de elementos como de la estructura global, cuando se utilizan fuerzas horizontales en ensayos pseudo-dinámicos.

La ductilidad ha sido un concepto de gran utilidad en la ingeniería y puede analizarse junto a otros parámetros como el índice de daño y energía disipada para diseño (Mayorga, 2011).

1.14.4.5 Ductilidad por desplazamiento

Una medida de la ductilidad de una estructura es el factor μ_{Δ} de ductilidad de desplazamiento definido en la ecuación 1-25.

En la Figura 1-19 se muestra la relación entre ductilidad y el factor de reducción de fuerza (R). En diseño se puede usar la relación fuerza sísmica de respuesta elástica (F_E) a la carga de diseño estático ($\frac{F_E}{R}$) para estimar el factor de ductilidad requerido. Este último tiene valores típicos entre 2.5 y 7 para conexiones viga-columna que forman parte de pórticos en concreto reforzado, y equivale al factor de reducción de fuerza sísmica R. Este método se basa en el principio de desplazamientos iguales, como se muestra en (a). Para estructuras con periodos largos ($T_0 > 1$ segundo) los desplazamientos máximos lineales y no lineales son similares, el factor R de reducción de fuerzas sísmicas está dado por:

$$R = \mu_{\Delta} = \frac{\Delta_m}{\Delta_y}$$

Ecuación 1-29

Para estructuras con periodos cortos, de acuerdo a Paulay(1992), es más acertado calcular la ductilidad con base en el principio de energías iguales (b), en la cual:

$$R = \sqrt{2\mu - 1}$$

Ecuación 1-30

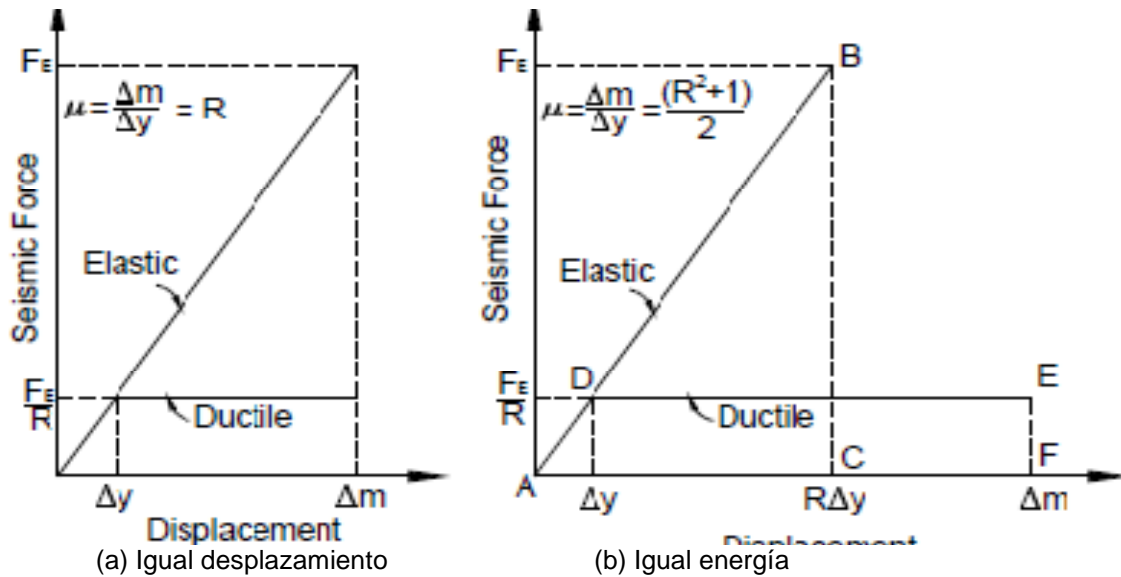


Figura 1-19. Relación entre ductilidad y el factor de reducción de fuerza.
Fuente: Paulay (1992)

Este principio implica que la energía potencial almacenada en el sistema elástico en la deflexión máxima es igual que la almacenada en el sistema elastoplástico en la deflexión máxima.

Para calcular y graficar la ductilidad por desplazamiento se toma como base el método propuesto por Pan y Mochle(1989), según el cual a partir de la envolvente de los ciclos de histéresis fuerza-desplazamiento se hallan Δy y Δm .

Para estructuras con periodo de vibración cero, el mínimo valor del coeficiente de reducción de la fuerza es:

$$R = 1$$

Ecuación 1-31

Según la según NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010), la variación de R o R_0 también se denomina coeficiente de capacidad de disipación de energía básico.

La norma colombiana sigue los lineamientos del ATC-3, es decir, utiliza un factor de reducción constante sobre todo el periodo. Los valores recomendados por la NSR-10 para el coeficiente de capacidad de disipación de energía básica, R_0 , se encuentran en las Tablas A.3-1 a A.3-4, del Título A, de la norma citada (ver anexo A), cuyo valor depende del sistema estructural y de la ductilidad global del sistema. La NSR-10 reconoce cuatro tipos generales de sistemas estructurales de resistencia sísmica como son: sistema de pórticos, de muros de carga, combinado y dual y tres grados de capacidad de disipación de energía, dependiendo del tipo de material estructural y de la característica del sistema de resistencia sísmica: disipación especial (DES), moderada (DMO) y mínima (DMI), aplicables de acuerdo a la zona de amenaza sísmica donde se ubique la estructura.

Se utiliza el factor R_0 dado en la norma NSR-10 para comparar el desempeño de las conexiones viga-columna mediante la demanda de ductilidad asociada.

1.14.5 Energía disipada

La capacidad que tiene una conexión viga-columna de trabajar dentro del rango inelástico sin perder su resistencia se denomina capacidad de disipación de energía y se cuantifica por medio de la energía de deformación disipada en ciclos histeréticos consecutivos.

Como se expresó en el parámetro de ductilidad y de acuerdo con la figura 1-19, la capacidad de disipación de energía se mide por medio del coeficiente de reducción de resistencia (R_0) para sistemas de un grado de libertad empleado en la NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010).

El amortiguamiento en elementos estructurales sometidos a la acción sísmica indica la pérdida de energía del sistema, y se origina en la combinación de

varios factores como la fricción de las caras del concreto en las fisuras y las fuerzas de fricción entre el refuerzo y el concreto donde se encuentra embebido. Además, durante la fluencia el acero se somete a deformaciones residuales que implican energía liberada. Este fenómeno genera los ciclos de histéresis del concreto reforzado que produce deformaciones inelásticas en las conexiones viga columna. (Gallego, 2010)

1.14.5.1 Modelo elastoplástico

Se usa para describir la histéresis de curvas fuerza-desplazamiento. En la Figura 1-20 se muestra la curva fuerza-deformación para un material elastoplástico, donde u es la deformación del sistema, k es la rigidez, F_y es la fuerza de fluencia y u_y es la deformación de fluencia a partir de la cual hay deformación sin aumento de la fuerza.

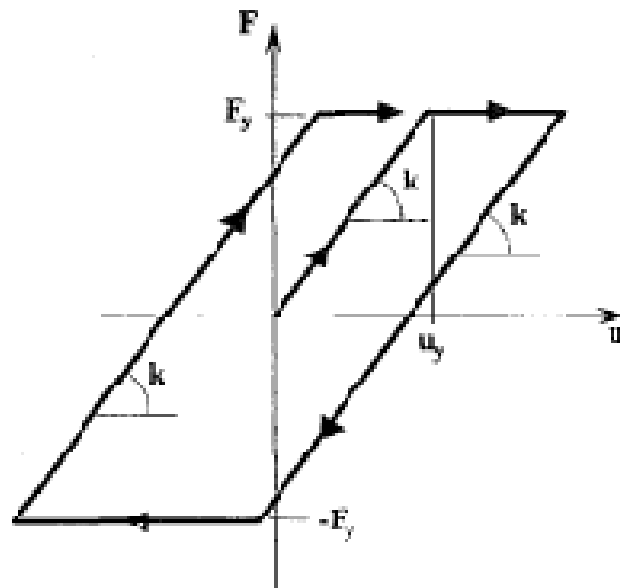


Figura 1-20. Curva fuerza deformación para un material elastoplástico.
Fuente: García (1998)

En la Figura 1-21 se observan las áreas bajo la curva fuerza-desplazamiento. La energía acumulada por deformación corresponde al área bajo la curva de carga (a). Cuando hay descarga, la energía de deformación que el sistema transfiere a energía cinética corresponde al área bajo la curva de descarga (b).

La diferencia entre las dos áreas equivale a la energía disipada por el sistema (c) y que se transforma en calor, ruido y otros tipos de energía.

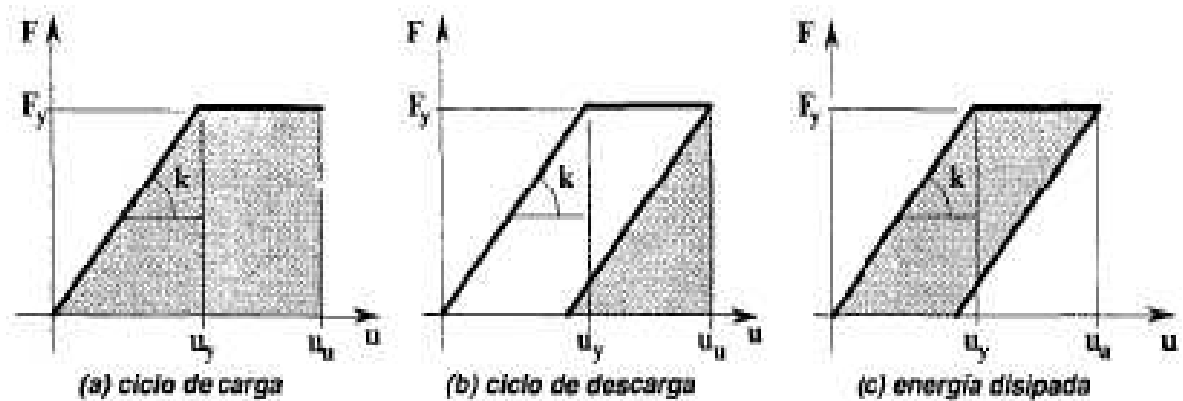


Figura 1-21. Disipación de energía en un sistema elastoplástico.
Fuente: García (1998)

1.14.6 Fuerza-deformación del acero en la sección nudo-elemento

Los efectos de las cargas cíclicas reversibles han sido estudiados por Bresler y Bertero(1975); Shah, Fafitis, y Arnold(1983); Mander, Priestley, y Park (1988) y Moehle(2015). Con algunas limitaciones, la curva monotónica esfuerzo-deformación es efectivamente la envolvente de las cargas cíclicas, de forma similar al concreto confinado, si la capacidad del esfuerzo por carga monotónica es cercana al esfuerzo por carga cíclica, resulta en daño y acumulación de deformaciones y una eventual falla.

El refuerzo longitudinal se comporta diferente a compresión y a tensión por dos razones: primero, bajo compresión el efecto poisson incrementa el área de la sección transversal, en cambio, en tensión disminuye el área, de tal manera que los esfuerzos de compresión exceden a los medidos en los ensayos de tensión; segundo, la inestabilidad del reforzamiento, la cual puede ocurrir si el refuerzo longitudinal no está adecuadamente soportado, o los rangos de deformación son relativamente grandes. El pandeo del refuerzo no debe ser subestimado ya que este puede tener un efecto apreciable en la resistencia a carga axial de la sección transversal(Moehle, 2015).

En un elemento sometido a compresión, la expansión del núcleo confinado ejerce una presión hacia afuera sobre las barras longitudinales, que en combinación con la compresión axial aumentan la tendencia al pandeo. El concreto de recubrimiento ofrece resistencia al pandeo hasta el momento en que este se fisura, por lo tanto, el refuerzo transversal desempeña un papel dominante en la reducción del pandeo longitudinal de las barras. Para grandes deformaciones a compresión y para la mayoría de los problemas prácticos, la distancia de refuerzo será lo suficientemente pequeña como para que la flexión elástica del refuerzo longitudinal sea mínima; por lo tanto, el análisis del problema del pandeo requiere la consideración de no linealidad del acero.

La NSR-10, especifica que el número mínimo de barras del refuerzo longitudinal debe ser de cuatro (4) para barras colocadas dentro de estribos rectangulares. En cuanto al refuerzo transversal, la norma específica que el diámetro mínimo de los estribos debe ser de 3/8 de pulgada para cuando las barras longitudinales sean menores de 1-1/4 de pulgada.

La fluencia del refuerzo longitudinal de un elemento de concreto reforzado implica la deformación inelástica, el deslizamiento entre el acero y el concreto que lo rodea, así como las fisuras que aumentan tanto en ancho como en longitud. Tras la descarga hay una recuperación de la deformación elástica del refuerzo longitudinal y el cierre parcial de las fisuras en el concreto, debido a la deformación por tensión residual en el acero.

Para elementos de concreto reforzado cargado axialmente en los cuales los ciclos de carga son principalmente de compresión, las excursiones en la deformación por tensión del acero longitudinal no exceden la deformación de fluencia y el comportamiento está principalmente controlado por el concreto a compresión. Por otro lado, si el refuerzo longitudinal sobrepasa el límite de fluencia a tensión, la estabilidad del elemento está fuertemente afectada por la amplitud de la deformación por tensión. (Priestley, 1992)(Moehle, 2015).

Se puede calcular aproximadamente la deformación residual así:

$$\varepsilon_{res} \approx \varepsilon_{sm} - 0.005$$

Ecuación 1-32

Donde:

ε_{res} = Deformación unitaria residual; y

ε_{sm} = Deformación unitaria máxima por tensión en el acero longitudinal.

En un elemento con refuerzo en las dos caras, una cara puede estar en fluencia, mientras que la otra está a compresión produciendo curvatura y rotación del elemento. Una vez que las secciones de concreto fisurado entran en contacto, la fuerza de compresión en el concreto puede ser suficiente para contrarrestar el momento externo, en cuyo caso el elemento permanece estable. Si el desplazamiento es suficientemente grande, la fuerza de compresión del concreto puede ser insuficiente para estabilizar el elemento y el aplastamiento en la zona de compresión ocasionará la falla.

El estudio del comportamiento del acero, tanto longitudinal como transversal, durante los ciclos histeréticos se hace mediante los medidores de deformación unitaria (*straingages*), colocados en los especímenes.

De las relaciones momento-rotación y momento-curvatura del elemento ensayado, se halla la longitud plástica l_p , la cual según estudios de (Priestley, 1992), tiene un valor de:

$$l_p = 0.08 * l + 0.022 * db * f_y \geq 0.044 * db * f_y$$

Ecuación 1-33

Donde:

l es la longitud del elemento;

db es el diametro mayor de las varillas de refuerzo longitudinal; y

f_y es la resistencia del acero longitudinal a tracción en MPa.

Esta ecuación indica que la longitud de plastificación de la rótula plástica en la viga, o columna conectada al nudo, se desarrolla incluso dentro del nudo y con una longitud de por lo menos dos veces el desplazamiento por adherencia del refuerzo a tracción.

1.14.7 Fuerza-deformación del concreto en el nudo

La acción de las cargas sísmicas puede producir altos niveles de esfuerzo cortante y por adherencia en los nudos. Estos esfuerzos conducen a deformaciones locales de los nudos incrementando la flexibilidad general de un pórtico. El estudio de estas deformaciones es importante especialmente en edificios antiguos con conexiones débiles, ya que en ellas se concentra la respuesta no lineal (Bayhan, y otros, 2015); incluso, en edificios con juntas fuertes, las deformaciones en las articulaciones pueden afectar la respuesta del edificio y deben ser considerados en los modelos estructurales.

Las deformaciones en las articulaciones, ocasionadas por las cargas sísmicas, provienen de dos efectos: deslizamiento de barras de refuerzo y cortante en el nudo.

1.14.7.1 Deslizamiento de las barras de refuerzo

El anclaje de las barras longitudinales de viga y columna en el nudo produce altos esfuerzos de adherencia. En la Figura 1-22 (a) se representa el efecto del deslizamiento del refuerzo longitudinal con respecto al concreto de la unión que resulta en una rotación de cuerpo rígido de las vigas y columnas con respecto a los límites del nudo en las secciones críticas o de mayor esfuerzo a flexión.

1.14.7.2 Cortante en el nudo

Los nudos se someten a grandes esfuerzos cortantes debido a las cargas cíclicas, lo que da lugar a las distorsiones y rotaciones de cuerpo rígido del tipo mostrado en la Figura 1-22 (b).

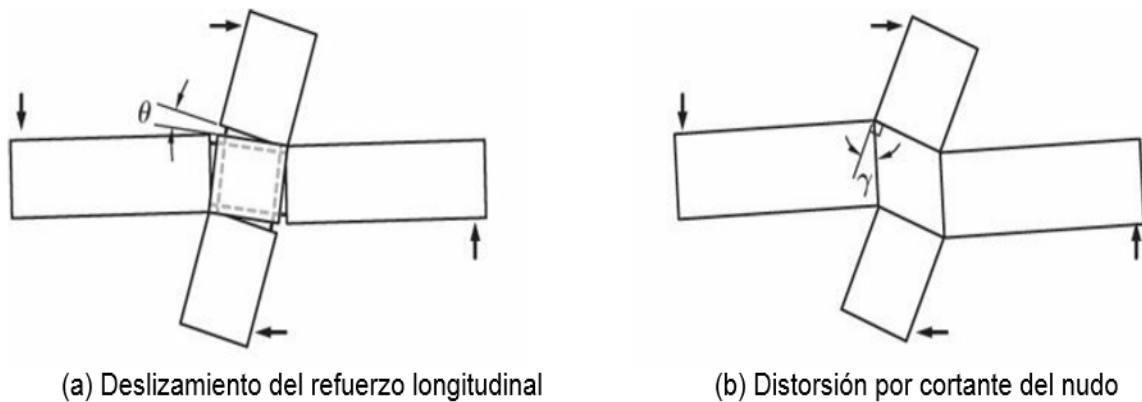


Figura 1-22. Fuentes de deformación en el nudo que contribuyen a la flexibilidad general de la estructura aporticada.
Fuente: Moehle (2015)

Mediante el análisis lineal se puede modelar la rigidez efectiva de la unión. En la ASCE 41 la American Society of Civil Engineers(2013) recomienda el uso del modelo de unión parcialmente rígida.

1.14.8 Momento-rotación de la conexión viga-columna

De acuerdo con estudios realizados por Paulay (1992), cuando la zona a compresión de un elemento se confina mediante refuerzo transversal espaciado estrechamente en forma de estribos, se aumenta la ductilidad del mismo.

En la Figura 1-23. Curvas momento-rotación para vigas de concreto reforzado. se observan varias curvas momento-rotación para vigas de concreto reforzado con diferentes cuantías de refuerzo transversal, a menor separación, las hélices y los estribos incrementan la ductilidad en forma apreciable (vigas 9,16 y 17); también se presenta un aumento en la resistencia con respecto a las vigas 10 y 11 con menor separación en los estribos.

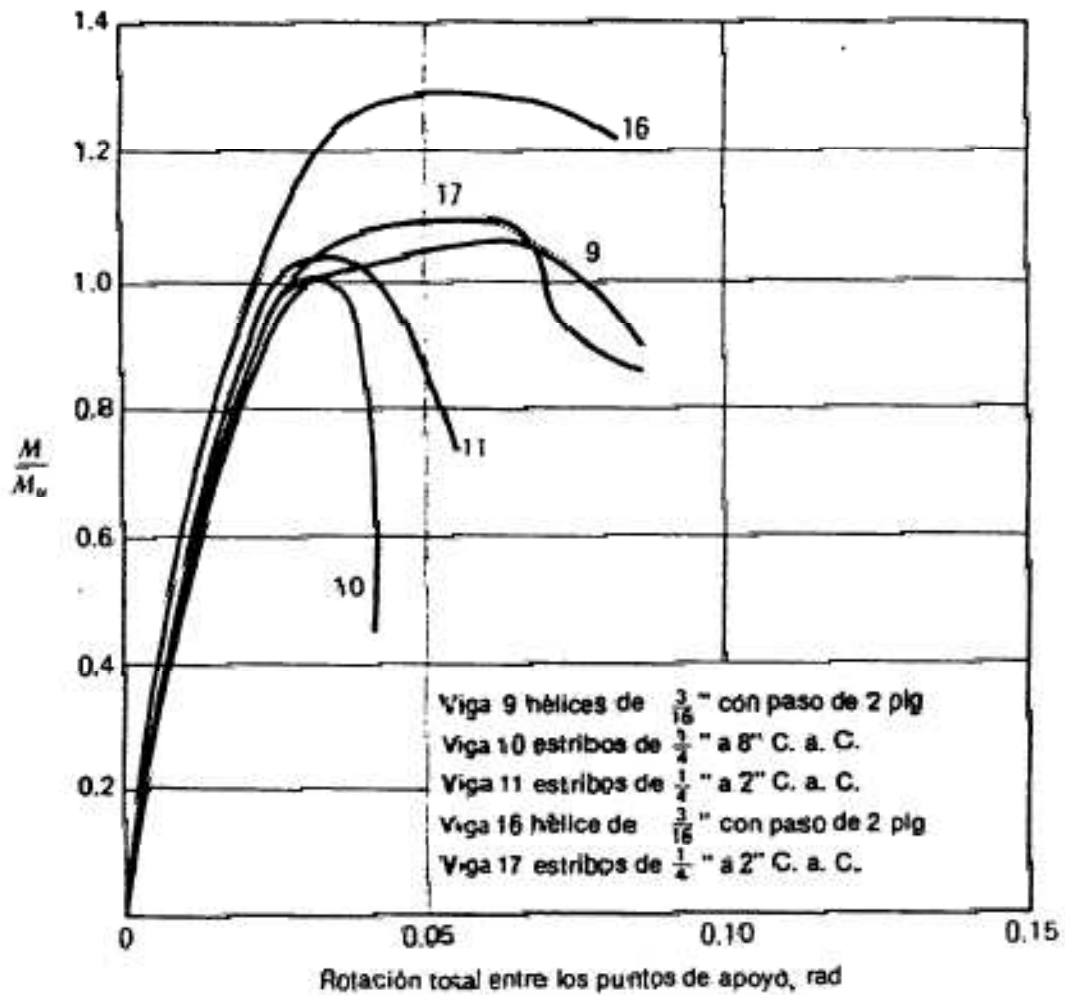


Figura 1-23. Curvas momento-rotación para vigas de concreto reforzado.
Fuente: Park & Paulay (1992)

La capacidad de rotación aumenta a medida que se proporciona mayor confinamiento en la zona a flexión del elemento.

2 Estado del arte

En este capítulo se exponen los estudios más relevantes tanto a nivel nacional como internacional respecto al comportamiento de los nudos y conexiones en concreto reforzado, también se presentan las últimas investigaciones en el reforzamiento de conexiones con CFRP.

2.1 Estudios realizados acerca de reforzamiento de nudos con fibra de carbono

2.1.1 A nivel nacional

A nivel nacional solo se encontró una referencia de una investigación realizada en la universidad Javeriana con pórticos a escala reducida, la cual se describe a continuación.

2.1.1.1 Ensayos de resistencia de pórticos de concreto reforzados con CFRP en los nudos (Duque, 2011)

En esta investigación se reconstruyeron nudos típicos de pórticos a escala (1:2), sometidos a carga monotónica. Dichos nudos se rehabilitaron con diferentes esquemas de aplicación de CFRP y fueron instrumentados con deformímetros análogos, lo que permitió llegar a las siguientes conclusiones:

- La alternativa de refuerzo con CFRP es viable y fácil de implementar en estructuras de concreto debido a la limpieza del proceso, al bajo peso de las fibras y a la rapidez de la instalación del mismo.

- Tras la aplicación de CFRP, los nudos presentaron reducción del agrietamiento, aumento en los desplazamientos máximos, la rigidez y la resistencia al ser comparados con el nudo control. (Duque, 2011)

2.1.2 A nivel internacional

A nivel internacional se han adelantado varias investigaciones sobre reforzamiento mediante CFRP de conexiones viga-columna en concreto reforzado. Las investigaciones más relevantes se resumen a continuación:

2.1.2.1 Seismic rehabilitation of RC frame interior beam-column joints with FRP composites (Pantelides, 2008)

Consistió en una investigación experimental de conexiones viga-columna interiores de concreto armado, que fueron diseñadas para cargas de gravedad y reforzadas externamente con tejido CFRP como rehabilitación sísmica.

Las conexiones fueron diseñadas con deficiencias en el detallado, anclaje del refuerzo inferior de la viga y menor cuantía de refuerzos a cortante con respecto al código sísmico ACI 318-08.

Se usaron varios esquemas de refuerzo con CFRP: uno en forma de U cubriendo solo la parte inferior de la viga y el nudo longitudinalmente; otro esquema de refuerzo con bandas diagonales de CFRP en el nudo, buscando mejorar la resistencia al corte.

Los resultados de las pruebas indicaron que las chaquetas de CFRP son una medida de rehabilitación eficaz para mejorar el desempeño sísmico de conexiones viga-columna existentes cuando se tiene un detallado inadecuado de refuerzo interno en acero, en términos de aumento de la resistencia y de la capacidad de rotación inelástica.

Adicionalmente, los investigadores expusieron que los tejidos CFRP son una medida de rehabilitación eficaz para mejorar el comportamiento de la conexión

alos problemas asociados con las deficiencias en la longitud de anclaje del refuerzo inferior de la viga.

La rehabilitación sísmica de estructuras en concreto reforzado ofrece las siguientes ventajas:

- Instalación rápida y sencilla
- Alta resistencia a la tensión y bajo peso.
- Resistencia a la corrosión.

2.1.2.2 Recent Developments in Seismic Strengthening of RC Beam-Column Joints with FRP Materials (Pampanin U., 2012)

En esta investigación se presentaron los resultados de los estudios realizados sobre los efectos de la carga multiaxial en el comportamiento sísmico de conexiones viga-columna reforzadas en tres dimensiones con GFRP (fibra de vidrio reforzada). Para este propósito se usaron cuatro especímenes a escala 2/3, con deficiencias en el detallado y la cuantía de refuerzo.

Se hizo especial hincapié en la viabilidad y la eficacia del reforzamiento con GFRP, enfocado en el diseño por estados límites. Además, se realizaron modelos numéricos con elementos finitos y se calibraron con los resultados del laboratorio. Se usó micro-concreto para simular la respuesta real de la conexión bajo carga bidireccional con carga axial variable concurrente.

Las conclusiones de este estudio fueron:

- Se determinó la eficiencia en la técnica usada en conexiones viga-columna sub-diseñadas, reforzadas externamente con GFRP.
- Se demostró que las cargas simultáneas en dos direcciones perpendiculares pueden variar significativamente la naturaleza de la

respuesta sísmica de las estructuras, a diferencia del modelo unidireccional.

- Se mejoró el conocimiento en el diseño del reforzamiento con FRP para cargas sísmicas bidireccionales.
- Se determinó que los modelos con elementos finitos tenían una buena aproximación a los datos experimentales.

2.1.2.3 Cyclic behavior of RC beam-column joints strengthened with FRP systems (Realfonzo, 2014)

Este trabajo presentó los resultados de una campaña experimental realizada en el Laboratorio de Materiales y Pruebas Estructurales de la Universidad de Salerno (Italia), con el objetivo de investigar el comportamiento sísmico de conexiones viga-columna en concreto reforzado fortalecidos con los sistemas de FRP.

La matriz de prueba completa incluyó ocho especímenes a escala 1:1 diseñados para representar conexiones viga-columna exteriores existentes con insuficiencia en el detallado de refuerzos sísmicos. De ellos, seis fueron fortalecidos por el uso de diferentes sistemas de FRP, mientras que los restantes fueron utilizados como puntos de referencia. Una vez fisurados, algunos especímenes, fueron reparados con los sistemas de FRP y nuevamente ensayados.

Las pruebas se realizaron con control de desplazamientos y sometiendo las muestras a la excitación cíclica, mientras que la carga axial en la columna se mantuvo constante e igual a aproximadamente 300 kN.

Los resultados del ensayo proporcionaron información útil sobre los sistemas de refuerzo adoptados, en términos de resistencia, ductilidad y capacidad de disipación de energía. En particular, los resultados permitieron establecer criterios de diseño del reforzamiento con CFRP de conexiones viga-columna. Los ensayos en las conexiones reparadas confirmaron la eficacia de las

soluciones de reforzamiento o fortalecimiento con los esquemas CFRP seleccionados.

2.1.2.4 Repair and strengthening of pre-1970 reinforced concrete corner beam column joints using CFRP composites (Engindeniz, 2008)

En este trabajo se investigó la repotenciación con CFRP de conexiones viga columna en concreto reforzado de edificios construidos antes de 1970. Cuatro especímenes de conexiones viga-columna-losa de esquina a escala real fueron sometidas a desplazamientos bidireccionales cíclicos inversos en las dos direcciones ortogonales. Luego, dos especímenes sometidos a cargas cíclicas fueron reparados y reforzados con acero y CFRP, mientras que los otros dos especímenes sin daño también se reforzaron con CFRP.

En la Figura 2-1 se observan las características de los cuatro especímenes diseñados de acuerdo con la ACI 318-63, de tal manera que representarán los materiales, deficiencias y detallado pobre del refuerzo; típico de las prácticas de construcción de antes de 1970. El concepto de columna fuerte/ viga débil fue intencionalmente incumplido usando una relación de momentos resistentes columna a viga en las dos direcciones principales, de acuerdo con la siguiente Ecuación.

$$\frac{\sum M_c}{\sum M_b} = 0.9$$

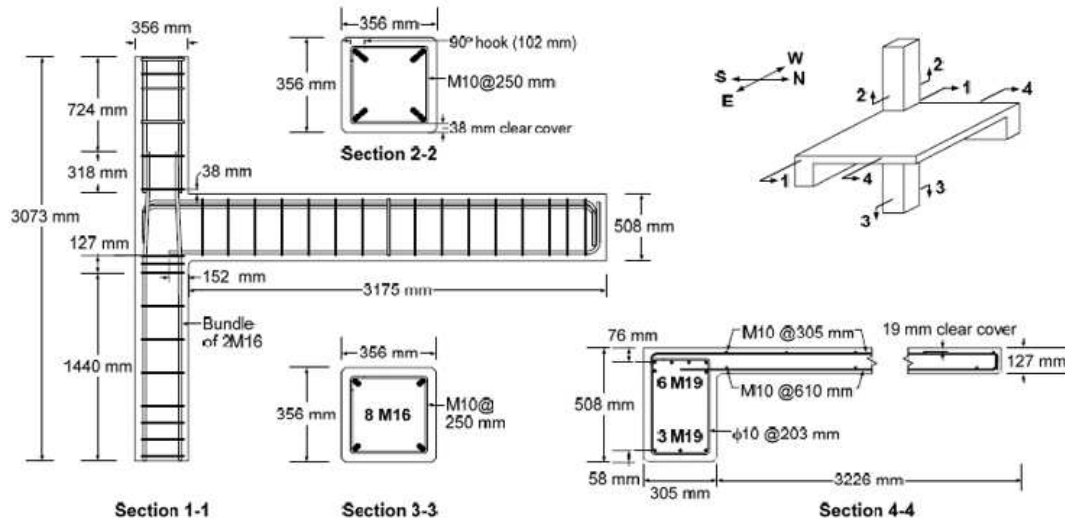
Ecuación 2-1

Para el espécimen número 1 se aplicaron tres niveles de desplazamiento de 1, 1.5 y 2 veces el valor de la primera cedencia (Δ_y). Para el espécimen número 2 la deriva máxima fue de más o menos 1.4%, la cual representa un daño menor que para el primer espécimen.

Otras deficiencias incorporadas en los especímenes fueron:

- Ausencia de refuerzo a cortante dentro del nudo;

- Anclaje de barras inferiores de la viga de solo 150 mm dentro del nudo; y
- Menor longitud de adherencia en las barras del refuerzo longitudinal de la columna superior (menor de $20d_b$).



(a) Detalles del refuerzo

	Concreto				Barras de refuerzo		
	Especimen 1		Especimen 2		M10	M16	M19
	Opcion 1	Opcion 2	Opcion 1	Opcion 2	#3	#5	#6
F'_c (Mpa)	25,8	34,1	34,6	28,6	367	352	315
E_c (Gpa)	21,7	20,2	21,5	20,1	1740×10^6	1890	1620

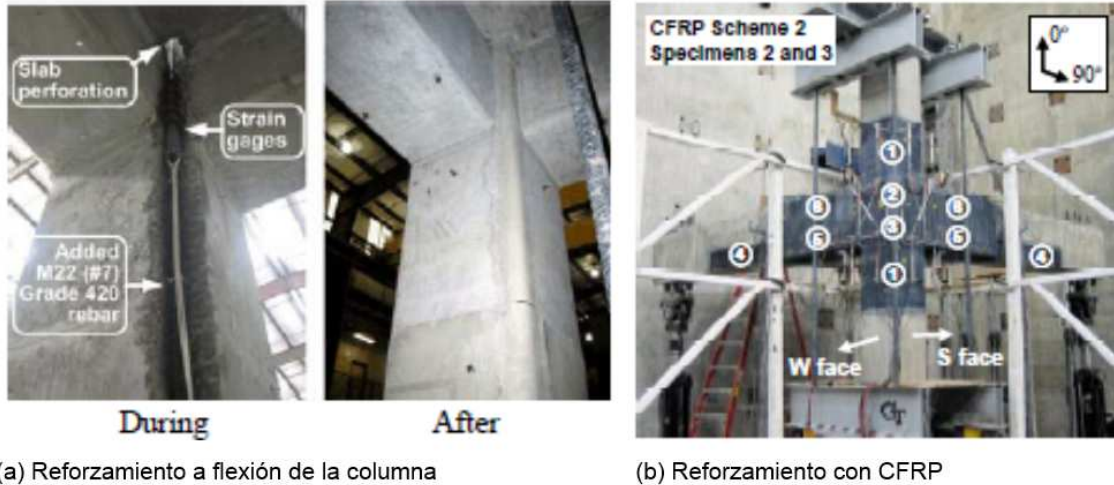
(b) Propiedades de los materiales

Figura 2-1. Características de los especímenes
Fuente: Engindeniz (2008)

En la figura 2-2 (a) se observan las muestras 1 y 2 con daño medio a severo, y el reforzamiento mediante la adición de una barra de acero M22 (#7) grado 420 MPa, en una caja de 50x50 mm en la esquina, luego reparada con mortero polimérico. Previamente, las fisuras mayores a 0.3 mm fueron inyectadas con epóxico de baja viscosidad.

En la Figura 2-2 (b) se muestra el paso siguiente que es igual para los cuatro especímenes. Consiste en la colocación de hasta 5 capas perpendiculares entre sí de tejido CFRP, adherido externamente con epóxico, con diferentes esquemas de reforzamiento desarrolladas para cada espécimen a medida que avanzaban las pruebas, con el objetivo de mejorar la resistencia al corte y el

confinamiento del nudo y sus elementos. El CFRP tenía las siguientes características de diseño: resistencia a la tracción: 370 N/mm² por capa; deformación última: 1% y espesor de 0.5 mm por capa.



(a) Reforzamiento a flexión de la columna

(b) Reforzamiento con CFRP

Figura 2-2. Procedimiento de refuerzo.

Fuente: Engindeniz M. (2008, p. 5)

En la figura 2-3 se muestra el comportamiento histerético del espécimen uno (1), en el cual se muestra la reducción de la ductilidad debido a la severa degradación de la rigidez, estrangulamientos de los ciclos y reducción de la resistencia, en especial, después del comienzo de los ciclos bidireccionales. Se observa en la Figura 2-3 (a), en línea sólida, las curvas obtenidas para el espécimen 1, dirección NS; en este punto el desplazamiento en el eje de la fuerza es debido a la simulación de la carga de servicio inicial. La rigidez pico a pico K_p disminuyó un 78% hasta el ciclo 12. A pesar del aumento de resistencia después del reforzamiento, no se desarrollaron mecanismos eficaces de disipación de energía debido a la degradación de la resistencia y la pérdida de adherencia del acero de refuerzo. Se observan también las curvas antes y después del reforzamiento con CFRP, con las líneas continuas y discontinuas respectivamente.

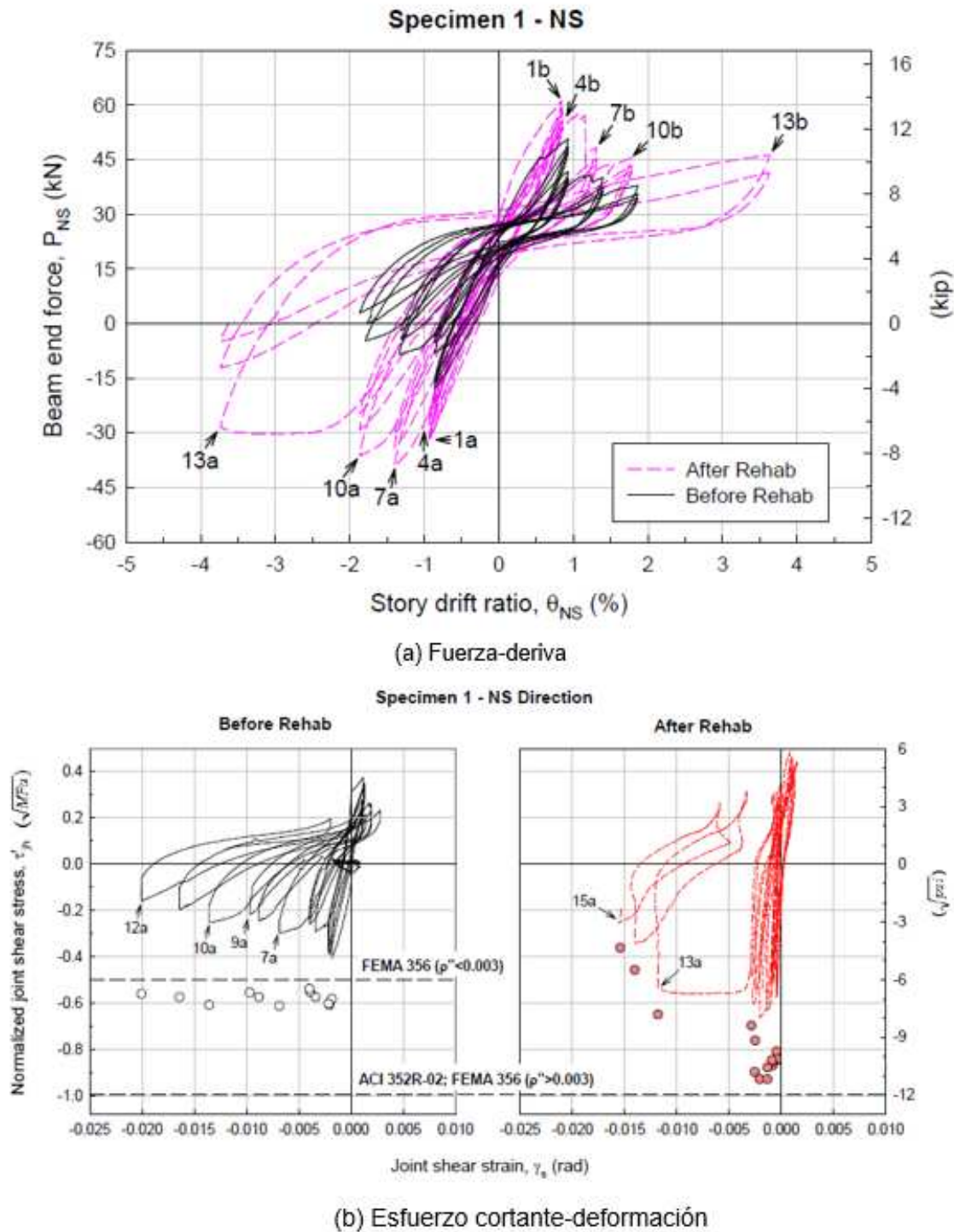


Figura 2-3. Comportamiento histerético del espécimen 1.
Fuente: Engindeniz (2008, p. 127)

En la figura 2-3 (b) se analiza el esfuerzo de corte en el nudo de acuerdo con la norma ACI 352-02, antes y después del reforzamiento con CFRP. Se muestra el esfuerzo cortante normalizado máximo τ' de $0.67\sqrt{MPa}$ en la dirección NS vs la deformación de cortante en el nudo γ_s , considerando todas las fuerzas transferidas al nudo por las barras superiores registradas a partir de sus deformaciones unitarias. El método que considera solo los momentos en el eje fuerte no estima con precisión los esfuerzos de corte en el nudo, pero provee un medio eficaz de trazado de la curva esfuerzo-deformación como la mostrada en la figura 2-3 (b) en línea negra continua .

Se concluyó que la conexión está lejos de ser rígida como lo muestran las deformaciones unitarias mayores de -0.02 rad para los ciclos de carga 13 en adelante, al igual que se observó la incapacidad de aumentar la resistencia en las recargas en las que intervienen las barras inferiores. Estos hallazgos, junto con los modos de falla mencionados y las consiguientes deficiencias en la rigidez y disipación de energía, indican la necesidad de reforzar significativamente a cortante la unión para lograr un comportamiento rígido ideal.

2.2 Evidencias de fallas en las conexiones

Los estudios de fallas en los nudos de las estructuras en concreto reforzado son recientes, motivados por los múltiples daños que se presentan en ellos durante los eventos sísmicos, es así como en el año 2002 se publicó la primera guía para el diseño de nudos (ACI-352 R-02) la cual se encuentra vigente.

A continuación, se presentarán una serie de imágenes en las que se evidencian fallas de nudos que han ocurrido en las edificaciones causadas por sismos a través de los años en diferentes partes del mundo.

En la figura 2-4 se observa el fallo de un nudo en la estructura de un edificio construido en Turquía después de un sismo en el año 1999. Se aprecia descascaramiento del concreto y pandeo de las barras longitudinales debido a

la falta de estribos de confinamiento en el nudo y a deficiencias en el detallado del refuerzo.



Figura 2-4. Fallo de nudo de edificio en Turquía, sismo año 1999.
Recuperado de: <http://ia.espe.edu.ec/wp-content/uploads/2013/02/Conexiones-viga-columna.pdf>. Consultado: 4/3/2016.

En la figura 2-5 se observa un fallo común por cortante en el nudo por consecuencia de un sismo. Este tipo de falla presenta grietas diagonales causadas por sobreesfuerzos de tracción inducidas por las fuerzas cortantes horizontales y verticales que se presentan en los eventos sísmicos.



Figura 2-5. Fallo común por contante en nudo, edificio en Turquía, sismo 1999.

Recuperado de:

http://www.mda.cinvestav.mx/alconpat/internacional/contenido/re_ebook_ai/DEMO_R/HTML/Capitulo1/Capitulo.htm. Consultado: 4/03/2016

En la figura 2-6 se evidencia el fallo en un nudo del centro comercial “Panta Park”, el cual fue construido al sur-este de Asia y falló ante un terremoto y tsunami en el año 2004. Esta falla fue causada por falta de refuerzo transversal en el nudo.



Figura 2-6. Fallo en nudo, centro comercial Panta Park, Asia, terremoto y tsunami 2004.

Recuperado de: <http://ia.espe.edu.ec/wp-content/uploads/2013/02/Conexiones-viga-columna.pdf>. Consultado: 4/3/2016

En la figura 2-7 se puede ver la falla de un nudo por falta de refuerzo transversal, poco recubrimiento, traslapeo de barras en los nudos, descascaramiento del concreto, además de evidenciarse que las columnas son

circulares, por lo cual se podría deducir que su diseño no fue acertado. Esto es en un edificio de oficinas en la ciudad de Banda Aceh tras los mismos fenómenos que acabaron con la estructura de la figura 2-6.



Figura 2-7. Falla en nudo por falta de refuerzo transversal.
Recuperado de: <http://ia.espe.edu.ec/wp-content/uploads/2013/02/Conexiones-viga-columna.pdf>. Consultado: 4/3/2016

En la Figura 2-8 se aprecia la falla de un nudo por cortante, de una edificación ubicada en la ciudad de Santiago de Chile. Se puede observar el pandeo de las barras de refuerzo y el poco recubrimiento de concreto que tenía el elemento y la total ausencia de estribos de confinamiento.



Figura 2-8. Falla de nodo por cortante, Santiago de Chile.
Recuperado de: <http://civilgeeks.com/2014/01/19/comportamiento-y-diseno-de-nudos-de-concreto-armado/>. Consultado: 8/03/2016

A continuación, en la figura 2-9 se observa la falla de un nudo debido a baja calidad del concreto, la falta de confinamiento y poco recubrimiento en un elemento estructural de una edificación en Italia, a consecuencia del terremoto de L'Aquila ocurrido el 6 de abril del 2009, con una intensidad de 6.3 en la escala Richter.



Figura 2-9. Falla en nudo por concreto de mala calidad, Italia.
Recuperado de: <http://civilgeeks.com/2014/01/19/comportamiento-y-diseno-de-nudos-de-concreto-armado/>. Consultado: 8/03/2016

En la figura 2-10 se ve la falla de un nudo por falta de refuerzo de confinamiento y mala calidad del concreto en Armenia, Colombia hacia el año 1999.



Figura 2-10. Falla en nudo por falta de refuerzo de confinamiento y mala calidad del concreto, Armenia, Colombia.
Fuente: (Rochel, 2012)

En la figura 2-11 se muestra la falla de nudos en una estructura en la ciudad de Armenia, Colombia por falta de refuerzo transversal.



Figura 2-11. Falla de nudos por falta de refuerzo trasversal, Armenia, Colombia.
Recuperado de: <http://smis.mx/index.php/RIS/article/viewFile/225/163>. Consultado: 08/03/2016.

Después de revisado el Estado del Arte y evaluados los conceptos descritos en el Marco Teórico, se evidencia que existen falencias estructurales en las conexiones viga-columna construidas antes de 1984 tanto en Colombia como en otras regiones del mundo. Los aspectos para mejorar el desempeño sísmico como la resistencia, la ductilidad y la capacidad de disipación de energía que se ha observado en investigaciones realizadas son que pueden ser intervenidas mediante el uso de nuevas tecnologías y materiales emergentes y nuevas tecnologías como lo es el uso del CFRP. Las ventajas de este sistema de reforzamiento son la rapidez en su instalación, el menor peso, su resistencia a la corrosión, entre otras; por lo tanto dada la pertinencia del tema se planteó un programa experimental en la Escuela Colombiana de Ingeniería, con el fin de evaluar y valorar el comportamiento de conexiones viga columna construidas en Colombia, típicas de los años 70, donde los diseños prevalecían solo para cargas gravitacionales y no se tenían consideraciones especiales para el confinamiento de los nudos.

3 Objetivos

3.1 Objetivo general

Evaluar el comportamiento ante cargas pseudo-dinámicas de una conexión típica viga-columna construida antes de la entrada en vigencia del Código Colombiano de Construcciones Sismo-Resistentes CCCSR-84 y plantear una alternativa de reforzamiento con CFRP, para obtener el mismo comportamiento de una unión que cumpla con los requisitos del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10.

3.2 Objetivos específicos

- Efectuar ensayos estáticos y pseudo-dinámicos sobre tres especímenes de prueba similares a los diseñados y construidos antes de 1984 y uno con la norma actual NSR-10, debidamente instrumentados, para evaluar parámetros, como deformaciones, patrones de fisuración, fuerza resistente, ductilidad, degradación de la rigidez y disipación de energía.
- Comparar los resultados experimentales de los diferentes especímenes con los teóricos.
- Comparar las ventajas, desventajas y costos de las dos opciones analizadas.
- Llevar un nudo con deficiencias a un nudo diseñado con los parámetros requeridos en el reglamento de construcciones sismo-resistentes NSR-10.

4 Programa experimental

4.1 Metodología

En el desarrollo de esta investigación se construyeron cuatro conexiones viga-columna en concreto reforzado, tres con refuerzo transversal en acero liso y refuerzo longitudinal en acero corrugado, basados en los parámetros de diseño estipulados en los años 70s en Colombia, que principalmente consistían en las guías de diseño del ACI 318-71. El diseño se realizó para cargas gravitacionales y después de una revisión de planos típicos de edificaciones de la época, se determinó para conexiones viga-columna de cuarto piso con una carga axial de 66.1 kN, que las secciones típicas transversales de vigas eran de 30x30 cm y columnas de 30x30 cm con cuantías de refuerzo cercanas al 1.2%.

De otro lado con objeto comparativo y posteriormente realizar el diseño con reforzamiento en CFRP, de los especímenes típicos de los años 70s, se diseñó una conexión que cumplía los requisitos estipulados en la NSR-10, en la respectiva modelación además de las cargas gravitacionales, se tuvieron en cuenta las fuerzas laterales sísmicas obteniendo como resultado un aumento del cortante en las vigas y columnas. Con estos resultados, se realizó el respectivo diseño, donde se obtuvo refuerzo por corte en diámetro de 3/8 de pulgada corrugado, de $F_y=60.000$ psi. Los especímenes se sometieron a cargas estáticas y pseudo-dinámicas en el plano de los ejes longitudinales.

Los desplazamientos se midieron en el plano de ensayo mediante transductores de desplazamiento LVDT's y las cargas pseudo-dinámicas fueron aplicadas mediante un actuador mecánico de 250 kN de capacidad. Posteriormente se procesaron y analizaron las gráficas de histéresis y se evaluó la degradación de la rigidez, ductilidad. Igualmente se elaboraron las gráficas momento rotación.

Para el esquema de reforzamiento de los especímenes PRE 1984 se tomó como guía el ACI 318-71, para el espécimen NSR 10 se siguieron los parámetros estipulados en la NSR-10 y para el reforzamiento con CFRP se siguieron los parámetros dados en el ACI 440.2R-08, así como las indicaciones del Ingeniero asesor Gustavo Tumialán y el fabricante y proveedor del tejido de polímeros reforzados con fibra de carbono (SIKA).

Se tomaron 4 cilindros de muestra del concreto por cada espécimen con el fin de fallarlos y hallar su resistencia a la compresión y módulo de elasticidad, al igual que su resistencia a la tensión. Para la fibra de carbono se tomaron los datos dados por el fabricante como la resistencia a la tensión, módulo de elasticidad, entre otros.

4.2 Variables del estudio experimental

A continuación, en la Tabla 4-1 se presenta la definición de las variables que competen a las características de cada espécimen tanto en dimensiones como en refuerzo y el correspondiente ensayo realizado.

Tabla 4-1. Definición de variables.

Especimen	Dimensiones						Refuerzo Interno				Refuerzo Externo		Tipo de Ensayo
							Longitudinal		Transversal				
	Hc (mm)	Lv (mm)	Hc (mm)	Bc (mm)	Hv (mm)	Bv (mm)	Viga	Columna	Viga	Columna	Tejido	Cordón	
E1-01-00	2550	2300	300	300	300	300	7Ø1/2	4Ø1/2 y 4Ø5/8	EØ3/8C/15	EØ3/8C/15	No	No	Estático
E2-02-00	2550	2300	300	300	300	300	7Ø1/2	4Ø1/2 y 4Ø5/8	EØ3/8C/6,5	EØ3/8C/6,5	No	No	Pseudo-dinámico
E3-01-00	2550	2300	300	300	300	300	7Ø1/2	4Ø1/2 y 4Ø5/8	EØ3/8C/15	EØ3/8C/15	No	No	Pseudo-dinámico
E4-01-01	2550	2300	300	300	300	300	7Ø1/2	4Ø1/2 y 4Ø5/8	EØ3/8C/15	EØ3/8C/15	Si	Si	Pseudo-dinámico

Para los especímenes E1-01-00, E3-01-00 y E4-01-00 se usó acero liso tipo A37 para los estribos y acero corrugado tipo PDR 60 para el refuerzo longitudinal, similar al utilizado en Colombia en los años 70's. Para el espécimen E2-02-00 se usó acero corrugado de $F_y = 60000$ psi tanto para los estribos como para el refuerzo longitudinal, tal como se estipula en la NSR-10

A continuación, en la tabla 4-2, se presenta la nomenclatura de cada espécimen:

Tabla 4-2. Nomenclatura

E1	01	00
# del espécimen	Tipo de refuerzo interno (01 PRE 1984 y 02 NSR-10)	Tipo de refuerzo externo con CFRP (00 sin refuerzo y 01 con refuerzo)

4.3 Caracterización de Materiales

4.3.1 Concreto

Para la construcción de los especímenes se utilizó un diseño de mezcla para concreto de $f'_c = 21$ MPa, y módulo de elasticidad calculado de acuerdo con los ensayos de laboratorio, según la NSR-10. Se tomaron 4 cilindros de 10 cm de diámetro y 20 cm de largo por cada espécimen.

A los concretos se les realizó ensayos de asentamiento, ensayos de resistencia a la compresión, determinación del módulo de elasticidad y resistencia a la tracción a 4 cilindros por espécimen en edades superiores a los 28 días, según las normas NTC 396(ICONTEC, 1992), NTC 1377(ICONTEC, 1994), NTC 504(ICONTEC, 1995), NTC 673(ICONTEC, 2010), NTC 4025(ICONTEC, 2006) y NTC 722(ICONTEC, 2000). Los resultados para cada uno de los especímenes ensayados se observan en las tablas presentadas en el Anexo C, donde se obtuvo una resistencia a compresión promedio de 25.8MPa, un módulo de elasticidad promedio de 21622MPay así mismo una resistencia a la tensión indirecta promedio de 2.54MPa

En la tabla 4-3 se presenta el resumen de los resultados de resistencia a la compresión, módulo de elasticidad y tracción indirecta de los concretos usados en la construcción de los especímenes.

Tabla 4-3. Resultados de los ensayos de resistencia a la compresión y módulo de elasticidad de los concretos.

ID Cilindro	Especímen	Edad (Días)	Carga Máxima Aplicada en N	Área transversal del cilindro (mm ²)	Resistencia a compresión (MPa)	f'c promedio (MPa)	Módulo de elasticidad (MPa)	Ec promedio (MPa)
9-02-16-1	E1-01-00	94	21300	8012	26	25	20918	19331
9-02-16-2	E1-01-00	94	22070	7854	25		17745	
03-03-16-1	E2-02-00	98	19150	8012	24	25	21445	20389
03-03-16-2	E2-02-00	98	20300	7854	25		19334	
17-03-16-1	E3-01-00	157	20080	8012	25	25	26439	25770
17-03-16-2	E3-01-00	157	19800	7854	25		25100	
01-04-16-1	E4-01-01	300	22950	7854	29	29	23415	21000
01-04-16-2	E4-01-01	300	22100	8012	28		18584	

Tracción indirecta

ID Cilindro	Especímen	Edad (Días)	Carga Máxima Aplicada en (N)	Área longitudinal (mm ²)	Resistencia a tracción (MPa)
05-11-15-01	E1-01-00	94	8400	20604	2,5
05-11-15-02	E1-01-00	94	9150	20508	2,4
03-03-16-1	E2-02-00	98	7700	20402	2,4
03-03-16-2	E2-02-00	98	7940	20400	2,5
17-03-16-1	E3-01-00	157	7860	20706	2,4
17-03-16-2	E3-01-00	157	7950	20808	2,4
01-04-16-1	E4-01-01	300	8200	20604	2,5
01-04-16-2	E4-01-01	300	10150	20402	3,2

4.3.2 Acero de refuerzo

4.3.2.1 Acero de Refuerzo transversal

Para las conexiones viga-columna representativas a las construidas antes de 1984, se utilizó acero liso con resistencia a la fluencia mínima de 37000 psi y diámetro $\frac{3}{8}$ ", que era el más usado en los años 70 y 80 en Colombia, de acuerdo a las investigaciones realizadas a varios proyectos de diseño y construcción de dicha época en la ciudad de Bogotá.

Para la unión diseñada y construida de acuerdo con la NSR-10, se utilizó acero corrugado con resistencia a la fluencia mínima de 60000 psi y diámetro $\frac{3}{8}$ ".

4.3.2.2 Acero de Refuerzo longitudinal

Tanto para las uniones viga-columna representativas de las construidas antes de 1984 como para la actual, se usó acero corrugado con resistencia mínima a la fluencia de 60000 psi. De acuerdo con los estudios de planos de la época de los años 70, el acero más utilizado era el PDR-60, fabricado en el país por Acerías Paz del Rio. Para las vigas se usaron varillas de diámetro $\frac{1}{2}$ " y para las columnas diámetros de $\frac{5}{8}$ " y $\frac{1}{2}$ ".

4.3.3 Tejido de fibra de carbono

Para el reforzamiento estructural externamente adherido se usó tejido unidireccional de fibra de carbono, suministrado por Sika Colombia S.A., referencia SikaWrap 300C, (ver anexo B), cuyos datos técnicos se presentan en la tabla 4-4:

Tabla 4-4. Propiedades del tejido CFP.

Propiedad	Símbolo y unidades	Fibra de carbono seca	Lámina Curada (fibra + epóxico)
Esfuerzo último de rotura	f_{fu} (N/mm ²)	3447	650
Deformación última de rotura	ϵ_{fu} (mm/mm)	0.015	0.0091
Módulo de elasticidad	E_f (N/mm ²)	234421	63000
Espesor	t_f (mm)	0.17	1.016

Propiedad	Símbolo y unidades	Fibra de carbono seca	Lámina Curada (fibra + epóxico)
Elongación	%	1.5	1.03
Dirección de la fibra	°	0	Unidireccional
Densidad de la fibra	g/cm^3	1.8	-
Peso por m ²	g/cm^3	300	-

4.3.4 Cordón de fibra de carbono

El reforzamiento del nudo se complementó con el uso del cordón de fibra de carbono, suministrado por Sika Colombia S.A., referencia SikaWrap FX-50C, (ver anexo B), cuyos datos técnicos son presentados en la tabla 4-5:

Tabla 4-5. Propiedades del cordón de CFRP.

Propiedad	Símbolo y unidades	Fibra de carbono seca
Esfuerzo último de rotura	$ffu (N/mm^2)$	3.792
Deformación última de rotura	$\varepsilon fu (mm/mm)$	0.016
Módulo de elasticidad	$Ef (N/mm^2)$	234421
Elongación	%	1.6
Sección transversal	$Af (mm^2)$	28
Dirección de la fibra	°	0
Densidad de la fibra	g/cm^3	1.8
Peso por m	g	50

4.3.5 Adhesivo epóxico

La adherencia entre el tejido y/o el cordón de CFRP con el concreto se hace con adhesivo epóxico, Sikadur 301, con las siguientes propiedades presentadas en la tabla 4-6:

Tabla 4-6. Propiedades del pegante epóxico

Propiedades adhesivo epóxico a 23°C y 50% H.R.)	
Color:	Gris claro.
Relación de mezcla:	Componente 'A': Componente 'B' = 3:1 en volumen.
Viscosidad (mezclado):	Aprox. 2,700 cps.
Vida en el recipiente:	Aprox. 40 minutos (1 galón).
Tiempo de contacto:	Aprox. 90 minutos.

Propiedades adhesivo epóxico a 23°C y 50% H.R.)

Temperatura de deflexión (HDT) (ASTM D-648) 7 días:	47°C.
Temperatura de transición vítrea (Tg) 7 días:	49°C.
Propiedades mecánicas:	
Propiedades de tensión (ASTM D-638):	
Resistencia a tensión a 7 días:	8,000 psi (52.0 MPa).
Módulo de elasticidad:	290 ksi (2,000 MPa).
Elongación de rotura:	3.5%.
Propiedades de flexión (ASTM D-790):	
Resistencia a flexión a 7 días:	13,000 psi (90.0 MPa).
Módulo tangente:	500 ksi (3,448 MPa).
Deformación unitaria de fluencia:	3.0%.
Propiedades de compresión (ASTM D-695):	
Resistencia a la compresión: 1 día:	4,000 psi (27.6 MPa).
3 días:	11,900 psi (82.1 MPa).
7 días:	13,900 psi (96.0 MPa).
Módulo de compresión:	250 ksi (1,725 MPa).

A continuación se muestran los materiales de fibra de carbono a utilizar en el reforzamiento de los especímenes

4.4 Configuración de los especímenes

4.4.1 Diseño de las conexiones viga columna

Antes de 1984, el método recomendado para el diseño estructural de la mayoría de las construcciones en Colombia fue el patentado por Hardy Cross, el cual mostraba un aumento en los valores de los momentos, pues este método solo consideraba la distribución de los mismos en el plano. Después del año 84 empezó a tomar fuerza el diseño mediante métodos matriciales tridimensionales, los cuales, al considerar la distribución de los momentos en el espacio, mostraban una disminución en los valores de los mismos (Caro, 2002).

4.4.2 Conexión PRE-1984

Debido a que para las conexiones antiguas no se realizaba un diseño específico, se investigaron varios diseños y planos de los años 70 en el Archivo Distrital de Bogotá para edificios de cinco pisos de uso residencial. Los diseños solo tenían en cuenta las solicitaciones por cargas gravitacionales.

En la tabla 4-7 se muestran los refuerzos longitudinales y transversales de los edificios descritos.

112 Evaluación del comportamiento de conexiones viga-columna en concreto reforzado ante cargas laterales cíclicas y reforzadas con tejido CFRP

Tabla 4-7. Refuerzos longitudinal y transversal usados en edificios residenciales construidos en los años 70 en Bogotá

PISO	COLUMNAS					VIGAS				DENTRO DEL NUDO		
	SECCION TRANSVERSAL		LONGITUDINAL	SECCION TRANSVERSAL		SECCION TRANSVERSAL		LONGITUDINAL			TRANSVERSAL	
	ANCHO	ALTO		APOYOS	CENTRO DE LA LUZ	ANCHO	ALTO	SUP	INFERIOR		APOYOS	CENTRO DE LA LUZ
PISO 1 A 5						0,25	0,35	405/8+201/2"	401/2	01/4 Cd. 0,16	01/4 Cd. 0,25	NO HAY
PISO 1						0,40	0,35	405/8	401/2	01/4 Cd. 0,16	01/4 Cd. 0,30	NO HAY
PISO 1-5						0,40	0,35	405/8+101/2	401/2	01/4 Cd. 0,16	01/4 Cd. 0,26	NO HAY
PISO 1						0,25	0,35	401/2	201/2	01/4 Cd. 0,16	01/4 Cd. 0,24	NO HAY
PISO 2 A 5						0,40	0,35	405/8	401/2	01/4 Cd. 0,16	01/4 Cd. 0,27	NO HAY
PISO 2 A 5						0,25	0,35	401/2	201/2	01/4 Cd. 0,16	01/4 Cd. 0,27	NO HAY
Sotano-Piso 5	0,25	0,40	405/8-201/2	01/4 Cd. 0,25	01/4 Cd. 0,25							
Piso 1 a Piso 5	0,20	0,40	405/8-203/8	01/4 Cd. 0,20	01/4 Cd. 0,20							
Sotano	0,25	0,40	405/8-201/2	01/4 Cd. 0,20	01/4 Cd. 0,20							
sotano a piso	0,20	0,30	405/8	01/4 Cd. 0,20	01/4 Cd. 0,20							

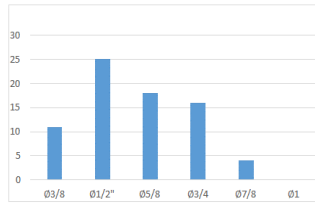
PISO	COLUMNAS					VIGAS				DENTRO DEL NUDO		
	SECCION TRANSVERSAL		LONGITUDINAL	SECCION TRANSVERSAL		SECCION TRANSVERSAL		LONGITUDINAL			TRANSVERSAL	
	ANCHO	ALTO		APOYOS	CENTRO DE LA LUZ	ANCHO	ALTO	SUP	INFERIOR		APOYOS	CENTRO DE LA LUZ
PISO 1 A 5						0,25	0,30	203/4	203/8	01/4 Cd. 0,15	01/4 Cd. 0,20	NO HAY
PISO 1 A 5									203/8	101/2+105/8	01/4 Cd. 0,15	01/4 Cd. 0,20
PISO 1 A 5						0,25	0,30	203/4	201/2	01/4 Cd. 0,15	01/4 Cd. 0,20	NO HAY
PISO 1 A 5									203/8		01/4 Cd. 0,15	01/4 Cd. 0,20
PISO 1 A 5						0,25	0,30	101/2+105/8		01/4 Cd. 0,15	01/4 Cd. 0,20	NO HAY
PISO 1 A 5									205/8+303/4	201/2	03/8 Cd. 0,15	03/8 Cd. 0,30
PISO 1 A 5						0,25	0,30	201/2	101/2+205/8	03/8 Cd. 0,15	03/8 Cd. 0,30	NO HAY
PISO 1 A 5									103/4+207/8	301/2	03/8 Cd. 0,15	03/8 Cd. 0,30
PISO 1 A 5						0,25	0,30	201/2		03/8 Cd. 0,15	03/8 Cd. 0,30	NO HAY
PISO 1 A 5									203/4		03/8 Cd. 0,15	03/8 Cd. 0,30
PISO 1 A 5						0,20	0,30	205/8+403/4	203/4+107/8	03/8 Cd. 0,15	03/8 Cd. 0,30	NO HAY
PISO 1 A 5									201/2	201/2+105/8	03/8 Cd. 0,15	03/8 Cd. 0,30
PISO 1 A 5						0,25	0,30	401/2		03/8 Cd. 0,15	03/8 Cd. 0,30	NO HAY
PISO 1 A 5									203/4+107/8	201/2+105/8	03/8 Cd. 0,15	03/8 Cd. 0,30
PISO 1 A 5						0,25	0,30	201/2		03/8 Cd. 0,15	03/8 Cd. 0,30	NO HAY
PISO 1 A 5									203/4+107/8		03/8 Cd. 0,15	03/8 Cd. 0,30
PISO 1 A 5						0,25	0,30	105/8+103/4	201/2	03/8 Cd. 0,15	03/8 Cd. 0,30	NO HAY
PISO 1 A 5									203/8	201/2	03/8 Cd. 0,15	03/8 Cd. 0,30
PISO 1 A 5						0,25	0,30	101/2+205/8		03/8 Cd. 0,15	03/8 Cd. 0,30	NO HAY
PISO 1 A 5									101/2+205/8	101/2+205/8	01/4 Cd. 0,15	01/4 Cd. 0,40
PISO 1 A 5						0,25	0,30	203/8	201/2	01/4 Cd. 0,15	01/4 Cd. 0,40	NO HAY
PISO 1 A 5									203/4	201/2	01/4 Cd. 0,15	01/4 Cd. 0,40
PISO 1 A 5						0,25	0,30	203/8		01/4 Cd. 0,15	01/4 Cd. 0,40	NO HAY
PISO 1 A 5									205/8		01/4 Cd. 0,15	01/4 Cd. 0,40
PISO 1 A 5						0,25	0,30	203/8		01/4 Cd. 0,15	01/4 Cd. 0,40	NO HAY
PISO 1 A 5									301/2		01/4 Cd. 0,15	01/4 Cd. 0,40
PISO 1 A 5						0,25	0,30	301/2	201/2	01/4 Cd. 0,15	01/4 Cd. 0,40	NO HAY
PISO 1 A 5									203/8	201/2	01/4 Cd. 0,15	01/4 Cd. 0,40
PISO 1 A 5						0,25	0,30	205/8		01/4 Cd. 0,15	01/4 Cd. 0,40	NO HAY
PISO 1 A 5									203/8		01/4 Cd. 0,15	01/4 Cd. 0,40
PISO 1 A 5						0,25	0,30	301/2		01/4 Cd. 0,15	01/4 Cd. 0,40	NO HAY
PISO 1 A 5									205/8	201/2	01/4 Cd. 0,15	01/4 Cd. 0,30
PISO 1 A 5						0,15	0,30	201/2	201/2	01/4 Cd. 0,15	01/4 Cd. 0,15	NO HAY
PISO 1 A 5						0,25	0,30	101/2+105/8	101/2+105/8	01/4 Cd. 0,15	01/4 Cd. 0,50	NO HAY
PISO 1 A 5									101/2+105/8	101/2+105/8	01/4 Cd. 0,15	01/4 Cd. 0,50
PISO 1 A 5	0,20	0,60	605/8	01/4 Cd. 0,15	01/4 Cd. 0,20							
PISO 1	0,20	0,65	405/8+203/4	01/4 Cd. 0,15	01/4 Cd. 0,20							
PISO 1 A 5	0,15	0,80	605/8	01/4 Cd. 0,15	01/4 Cd. 0,20							
PISO 1	0,20	0,70	405/8+203/4	01/4 Cd. 0,15	01/4 Cd. 0,20							
PISO 2	0,20	0,65	405/8+203/4	01/4 Cd. 0,15	01/4 Cd. 0,20							
PISO 3	0,20	0,60	605/8	01/4 Cd. 0,15	01/4 Cd. 0,20							

PISO	COLUMNAS					VIGAS				ENTRO DEL NUDO		
	SECCION TRANSVERSAL		SECCION TRANSVERSAL			TRANSVERSAL		LONGITUDINAL			TRANSVERSAL	
	ANCHO	ALTO	LONGITUDINAL	APOYOS	INTRO DE LA LU	ANCHO	ALTO	SUP	INFERIOR		APOYOS	CENTRO DE LA LUZ
PISO 1						0,25	0,30	403/4	403/4	Ø3/8 Cd. 0,10	Ø3/8 Cd. 0,40	NO HAY
								205/8				NO HAY
						0,45	0,30	403/4	601	Ø3/8 Cd. 0,10	Ø3/8 Cd. 0,40	NO HAY
						0,40	0,30	403/4	601	Ø3/8 Cd. 0,10	Ø3/8 Cd. 0,30	NO HAY
						0,30	0,30	401/2	401/2	Ø3/8 Cd. 0,10	Ø3/8 Cd. 0,40	NO HAY
					203/8			403/4	Ø3/8 Cd. 0,10	Ø3/8 Cd. 0,40	NO HAY	
					403/4			401/2	Ø3/8 Cd. 0,10	Ø3/8 Cd. 0,40	NO HAY	
					201/2				Ø3/8 Cd. 0,10	Ø3/8 Cd. 0,40	NO HAY	
					403/4				Ø3/8 Cd. 0,10	Ø3/8 Cd. 0,40	NO HAY	
					203/8				Ø3/8 Cd. 0,10	Ø3/8 Cd. 0,40	NO HAY	
					0,30	0,30	401/2	305/8	Ø3/8 Cd. 0,10	Ø3/8 Cd. 0,40	NO HAY	
							203/8	301/2	Ø3/8 Cd. 0,10	Ø3/8 Cd. 0,40	NO HAY	
							405/8	405/8	Ø3/8 Cd. 0,10	Ø3/8 Cd. 0,40	NO HAY	
							207/8+203/4		Ø3/8 Cd. 0,10	Ø3/8 Cd. 0,40	NO HAY	
SOTANO	0,35	0,25	805/8	Ø3/8 Cd. 0,25	Ø3/8 Cd. 0,25							
PISO1	0,35	0,25	805/8	Ø3/8 Cd. 0,25	Ø3/8 Cd. 0,25							
PISO2	0,35	0,25	605/8	Ø3/8 Cd. 0,25	Ø3/8 Cd. 0,25							
PISO3	0,35	0,25	605/8	Ø3/8 Cd. 0,25	Ø3/8 Cd. 0,25							
PISO4	0,25	0,25	405/8	Ø3/8 Cd. 0,25	Ø3/8 Cd. 0,25							

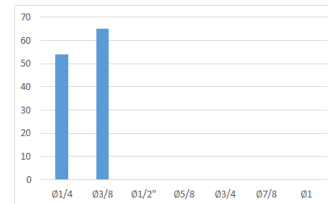
PISO	COLUMNAS					VIGAS				ENTRO DEL NUDO		
	SECCION TRANSVERSAL		SECCION TRANSVERSAL			TRANSVERSAL		LONGITUDINAL			TRANSVERSAL	
	ANCHO	ALTO	LONGITUDINAL	APOYOS	INTRO DE LA LU	ANCHO	ALTO	SUP	INFERIOR		APOYOS	CENTRO DE LA LUZ
PISO 1 A 5						0,30	0,30	405/8+201/2"	301/2	Ø3/8 Cd. 0,15	Ø3/8 Cd. 0,25	NO HAY
PISO 1						0,30	0,30	405/8	301/2	Ø3/8 Cd. 0,15	Ø3/8 Cd. 0,30	NO HAY
PISO 1-5						0,30	0,30	405/8+101/2	405/8	Ø3/8 Cd. 0,15	Ø3/8 Cd. 0,26	NO HAY
PISO 1						0,30	0,30	401/2	301/2	Ø3/8 Cd. 0,15	Ø3/8 Cd. 0,24	NO HAY
PISO 2 A 5						0,30	0,30	405/8	301/2	Ø3/8 Cd. 0,15	Ø3/8 Cd. 0,27	NO HAY
PISO 2 A 5						0,30	0,30	401/2	201/2	Ø3/8 Cd. 0,15	Ø3/8 Cd. 0,27	NO HAY
Sotano-Piso 1	0,30	0,40	405/8-201/2	Ø3/8 Cd. 0,15	Ø3/8 Cd. 0,25							
Piso 1 a Piso 5	0,30	0,40	405/8-201/2	Ø3/8 Cd. 0,15	Ø3/8 Cd. 0,25							
Sotano	0,30	0,40	405/8-201/2	Ø3/8 Cd. 0,15	Ø3/8 Cd. 0,25							
sotano a piso	0,30	0,40	405/8	Ø3/8 Cd. 0,15	Ø3/8 Cd. 0,25							
sotano a piso	0,30	0,40	405/8	Ø3/8 Cd. 0,15	Ø3/8 Cd. 0,25							
sotano a piso	0,30	0,40	405/8	Ø3/8 Cd. 0,15	Ø3/8 Cd. 0,25							

En la figura 4-1 se muestra la frecuencia de uso de las barras de acero de refuerzo. Las barras corrugadas de 1/2" con $F_y=60\text{Ksi}$ eran las más usadas para el refuerzo longitudinal tanto de vigas como de columnas, y las barras lisas de 3/8" con $F_y=37\text{ Ksi}$, eran las de mayor frecuencia de uso para el refuerzo transversal.

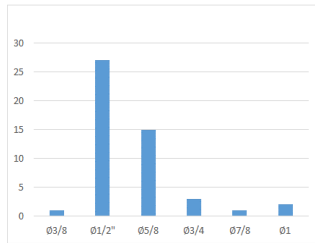
REFUERZO LONGITUDINAL SUPERIOR DE VIGAS						
$\emptyset 1/4$	$\emptyset 3/8$	$\emptyset 1/2''$	$\emptyset 5/8$	$\emptyset 3/4$	$\emptyset 7/8$	$\emptyset 1$
	11	25	18	16	4	



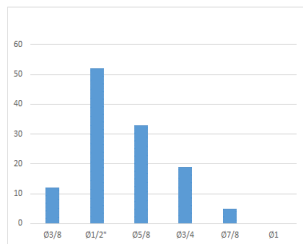
REFUERZO TRANSVERSAL DE VIGAS						
$\emptyset 1/4$	$\emptyset 3/8$	$\emptyset 1/2''$	$\emptyset 5/8$	$\emptyset 3/4$	$\emptyset 7/8$	$\emptyset 1$
54	65					



REFUERZO LONGITUDINAL INFERIOR DE VIGAS						
$\emptyset 1/4$	$\emptyset 3/8$	$\emptyset 1/2''$	$\emptyset 5/8$	$\emptyset 3/4$	$\emptyset 7/8$	$\emptyset 1$
	1	27	15	3	1	2



REFUERZO LONGITUDINAL DE COLUMNAS					
$\emptyset 1/4$	$\emptyset 3/8$	$\emptyset 1/2''$	$\emptyset 5/8$	$\emptyset 3/4$	$\emptyset 7/8$
12	52	33	19	5	



REFUERZO TRANSVERSAL DE COLUMNAS						
$\emptyset 1/4$	$\emptyset 3/8$	$\emptyset 1/2''$	$\emptyset 5/8$	$\emptyset 3/4$	$\emptyset 7/8$	$\emptyset 1$
20	22					

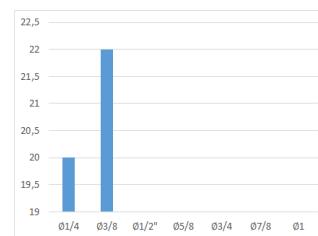


Figura 4-1. Frecuencia de uso de los refuerzos empleados en vigas y columnas de edificios de cinco pisos construidos en los años 70 en Bogotá.

Para el diseño y reforzamiento de la conexión PRE-1984 se tuvieron en cuenta los siguientes aspectos:

- Se realizó solamente para cargas gravitacionales como era la práctica de la época.
- Se hizo el análisis y diseño por pórticos basado en el método Cross, cuyos resultados son similares a los del método matricial para cargas gravitacionales.
- Se comparó el diseño con el promedio del área de reforzamiento de vigas y columnas usado en cinco proyectos de edificios de cinco pisos, de uso residencial y construidos en Bogotá en los años 70 con resultados similares.
- Se seleccionó para el estudio una conexión de cuarto piso con dimensiones de 30x30 cm, tanto para vigas como para columnas.
- Las columnas del primero al tercer piso tenían dimensiones de 40x30 cm.
- En la figura 4-2 se muestra la configuración estructural del edificio de cinco pisos analizado mediante el programa SAP2000 V14.2.4 plus

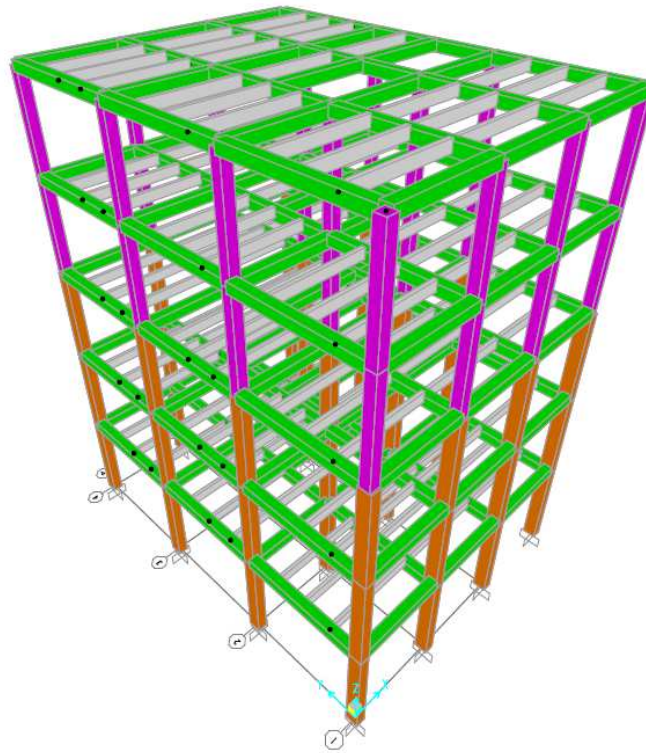


Figura 4-2. Esquema del edificio de cinco pisos en concreto reforzado

A continuación, en la tabla 4-8 se muestran los resultados del diseño del edificio de cinco pisos PRE-1984 que contiene la conexión del cuarto piso seleccionada para su estudio.

Tabla 4-8. Resultados diseño de edificio PRE-1984

Diseño de edificio Pre-1984

Proyecto: Edificio de apartamentos de cinco pisos

Fecha: 1-Jul-2015

Cálculo de cargas

Sistema estructural: Pórticos en concreto resistentes a momento
 Sistema de entrepiso: Vigueta plaqueta
 Área piso tipo: 108 m²
 Uso: Vivienda

Cargas	Viguetas (sep = 1m)		Vigas secundarias	
		kN/m ²	kN/m	kN/m ²
Carga viva		1.8	1.8	3.6
Carga muerta				
• Muros divisorios		3		
• Placa e = 10 cm		2.4		

Diseño de edificio Pre-1984

Proyecto: Edificio de apartamentos de cinco pisos

Fecha: 1-
Jul-2015

• Acabado de piso		1.1		
Sub total		6.5	6.5	13
Viguetas de 10X30 c/1m, por piso	75	0.5	0.72	
Vigas de 30X30 cm por piso (m)	84	1.68		2.16
Subtotal		2.18	0.72	2.16
Columnas de 30X30 cm (m)	48	0.96		
Carga viva de cubierta		1.8	1.8	3.6
Carga de granizo		1	1	2
Carga de empozamiento		1	1	2

4.4.3 Conexión NSR-10

El diseño de la conexión NSR-10 se realizó con base en las mismas cargas gravitacionales usadas en el diseño PRE-1984 y agregando las cargas sísmicas por el método de la fuerza horizontal equivalente, mediante el programa SAP2000 v14.2.4 plus. A continuación, en la tabla 4-9 se muestran los resultados de las fuerzas de diseño y las áreas de refuerzos de vigas y columnas para las dos opciones.

Tabla 4-9. Diseño de vigas y columnas.

Diseño de vigas y columnas				
Edificio de 5 pisos				
Programa: SAP2000 V14.2.4				
Fuerzas de diseño mayoradas				
$f'_c = 24.6 \text{ MPa}$				
b =				
d = 0.26 m				
fy = 250 MPa				
fy = 420 MPa				
Ref. Transversal liso Pre 1984				
Ref.				
Corrugado				
Fuerza	NSR - 10		PRE - 1984	
	Nudo-Columna	Nudo-Viga	Nudo-Columna	Nudo-Viga
Carga axial (kN)	91	7	66.1	4.5
Momento (kN*m)	-48.6	-63.6	-11.3	-29.8

Cortante (kN)	47.9	31.2	-12.6	14.2
	-36.3	48.4	-15.7	29.05
	NSR - 10		PRE - 1984	
Refuerzo	Nudo-Columna	Nudo-Viga	Nudo-Columna	Nudo-Viga
Longitudinal (cm ²)	18	7.6	10.8	4.1
		3.7		2.6
Transversal (D = 3/8") separación	Cada 6.5 cm	Cada 6.5 cm	Cada 15 cm *	Cada 15 cm *

Figura 4-3 se muestran las secciones transversales con los refuerzos resultantes del diseño y usados en la construcción de los especímenes.

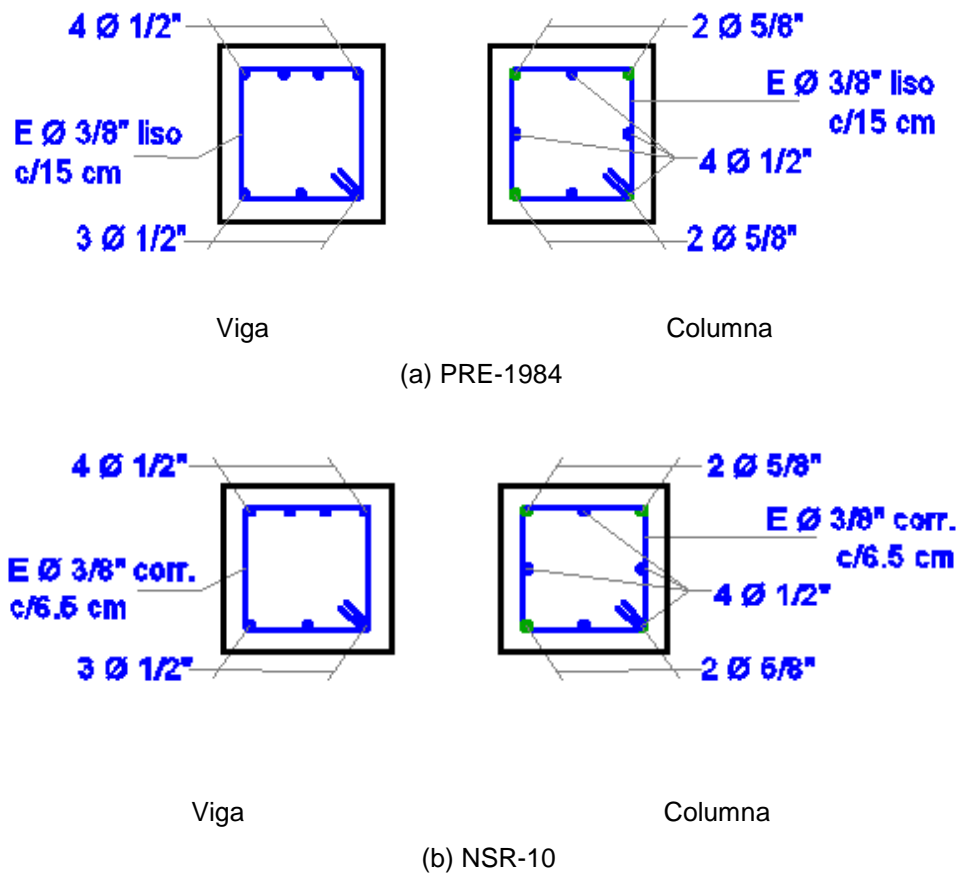


Figura 4-3. Secciones transversales de vigas y columnas para los especímenes PRE-1984 y NSR-10

Para estudiar y comparar de una forma más precisa el efecto del refuerzo transversal en la ductilidad entre los especímenes PRE-1984 y el NSR-10, se construyeron todos con el mismo refuerzo longitudinal.

La carga axial para la conexión PRE-1984 fue de 66.1 kN, la cual se usó para todos los ensayos incluida la conexión NSR-10.

Para diseñarla conexión viga columna se siguieron los requisitos establecidos en la NSR-10 y el ACI-ASCE 352-02. Esta fue diseñada para hacer parte del sistema principal de resistencia sísmica de una edificación y se utilizó una conexión tipo 2 con grado de Disipación de Energía Moderado (DMO).

A continuación, se presenta la hoja de cálculo de la conexión NSR-10, de acuerdo con las consideraciones descritas.

1- Datos

$f_y = 420$ Mpa
 $f_c = 24.6$ Mpa

Columna sentido de carga
 $b_{col} = 30$ cm
 $h_{col} = 30$ cm
 $H_c = 2.55$ m

VIGA
 $b_v = 30$ cm
 $h_v = 30$ cm
 $d_{sup} = 24$ cm
 $d_{inf} = 24$ cm

Refuerzo
 4 No.5 + 4 No. 4 $A_s = 13.12$ cm² Sup 4 No.4 $A_{s\ sup} = 5.16$ cm²
 $A_{s\ tension} = A_{s\ compresion} = 5.29$ cm² Inf. 3 No. 4 $A_{s\ inf} = 3.87$ cm²

$d_b = 1.27$ cm
 Refuerzo continuo antes y después del nudo

2- Clasificación del nudo

$b_y = 30$
 $h_y = 30$

$b_y \geq \frac{3}{4} * h_y$

$30 > 22.5$ OK

Nudo exterior

Revisión de adherencia

$h_n \geq 20 d_b$

$30 > 25.4$ OK

Para nudos tipo 2

$\alpha = 1.25$ $\phi = 1$

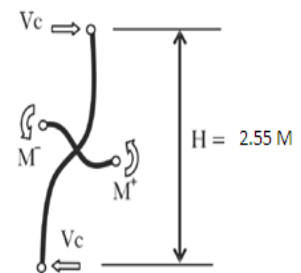


Diagrama de cuerpo libre para hallar el cortante en la columna

3-Resistencia a flexion de la viga para diseño del nudo

3-1 Con el refuerzo superior a tension, M-

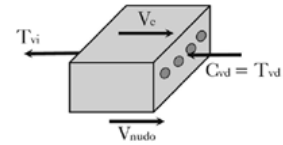
$$\alpha \cdot \phi \cdot Mn = \alpha \cdot \phi \cdot As \cdot fy \cdot (d-a/2)$$

$$\rho = As \text{ sup}/(b \cdot d) \quad a = (\rho \cdot fy \cdot d)/(0.85 \cdot fc)$$

$\rho =$ 0.00717 $a =$ 3.45 cm

$Mn + =$ 603365 kgf*cm Momento resistente positivo de la viga

$Mn + =$ 60.34 kN*m



3-2 Con el refuerzo inferior a tension, M+

$\rho =$ 0.00538 $a =$ 2.59 cm

$Mn - =$ 461298 kgf*cm Momento resistente negativo de la viga

$Mn - =$ 46.13 kN*m

3-3 Cortante en la columna en la direccion A

$$V_c = (M^- + M^+) / H$$

Cortante en la columna del diagrama de cuerpo libre

$V_c =$ 4175 kgf

$$T_{vi} = \alpha A_s f_y$$

$$C_{vd} = \alpha A_s^+ f_y$$

$T_{vi} =$ 27090 kgf

$C_{vd} =$ 20317.5 kgf

3-4 Cortante horizontal en el nudo (maximo requerido)

$$V_{nudo} = T_{vi} + C_{vd} - V_c$$

$V_{nudo} =$ 43232 kgf

3-5 Cortante horizontal en el nudo (maximo resistente)

$$\phi V_c = 4 \phi \cdot \sqrt{f_c'} \cdot A_j$$

$\phi =$ 0.85

Ancho efectivo del nudo = 30 cm

$A_j =$ 900 cm²

$\phi V_c =$ 47994 kgf $>$ 43232 kgf OK

3-6 Refuerzo transversal requerido en el nudo
(NSR-10, C.21.6.4.4.b)

Colocando estribos de 3/8" en 2 ramas

Ash=	1.42 cm ²	fyt=	4200 kg/cm ²	s max=	5 cm
Recubrimiento=	4 cm	bc=	22 ancho del nucleo confinado		
		hc=	22 altura del nucleo confinado		
Ach=	484 cm ²	Area del nucleo confinado			
Ag=	900 cm ²	Area total de la columna			

$$A_{sh} = 0.30 \frac{s \cdot h_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \cdot \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right] \geq 0.09 \frac{s \cdot h_c \cdot f'_c}{f_{yt}} > 0.58 \text{ OK}$$

Ash= 1.44 cm² < 1.42 cm² OK

Revisión de la separación de estribos

$$s_{max} \leq 15 \text{ cm} \quad 5 \leq 15 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

$$s_{max} \leq \text{Menor dimensión}/4 \quad 5 \leq 7.5 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

$$s_{max} \leq 6 d_b \quad 5 \leq 7.62 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

3-7 Resistencia a flexión de la columna

ACI-ASCE-352-02 y NSR-10

bc= 300 mm
 hc= 300 mm
 d= 240 mm
 As t= 529 mm²

$\rho = 0.00735$
 a= 35.42 mm

Carga axial mayorada Pu= 61.11 kN $\phi = 1$
 Mu= 77 kN*m Lv= 2.3 m
 Mu +=Mu-= 770000 kg*cm Del diagrama de interaccion

3-8 Cortante vertical en la viga

$V_v = (M_{sup} + M_{inf}) / L_v$

Vv= 6696 kg

$T_{ci} = \alpha * A_{sc} * f_y$

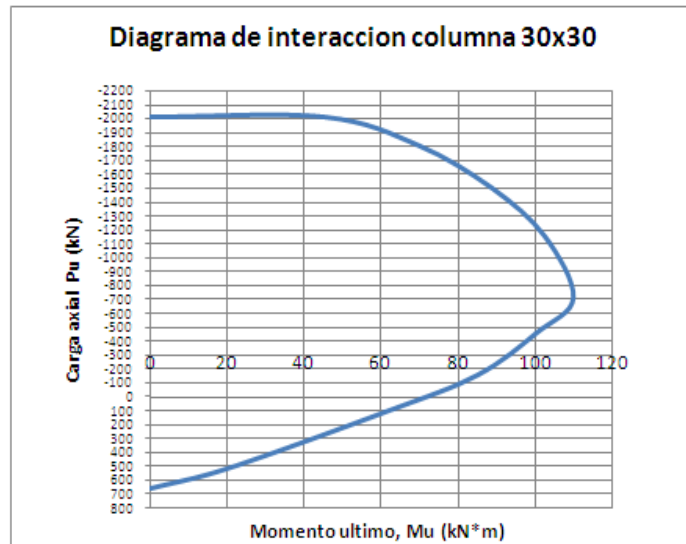
Tci= 27773 kgf

$C_{cs} = a * A_{st} * f_y$

Ccs= 27773 kgf

$V_{nudo} = T_{ci} + C_{cs} - V_v$

Vnudo= 48849 kgf



4.4.4 Detallado del refuerzo de los especímenes de ensayo

A continuación, se presentan los esquemas de los diferentes refuerzos utilizados en los especímenes de ensayo. Para los especímenes E1-01-00, E3-01-00 y E4-01-01 se utilizaron 8 varillas de refuerzo longitudinal tipo PDR-60 ($F_y = 60000$ psi) en la columna, distribuidas en 4 $\varnothing \frac{1}{2}$ en las partes medias y 4 $\varnothing \frac{5}{8}$ en las esquinas. Para el caso de la viga se utilizaron varillas de $\varnothing \frac{1}{2}$ distribuidas en 4 superiores y 3 inferiores. Es importante recordar que para el refuerzo transversal tanto en columna como en viga se utilizó varilla $\varnothing \frac{1}{2}$ lisa tipo A 37 ($F_y = 37000$ psi) cada 15 cm (ver Figura 4-4).

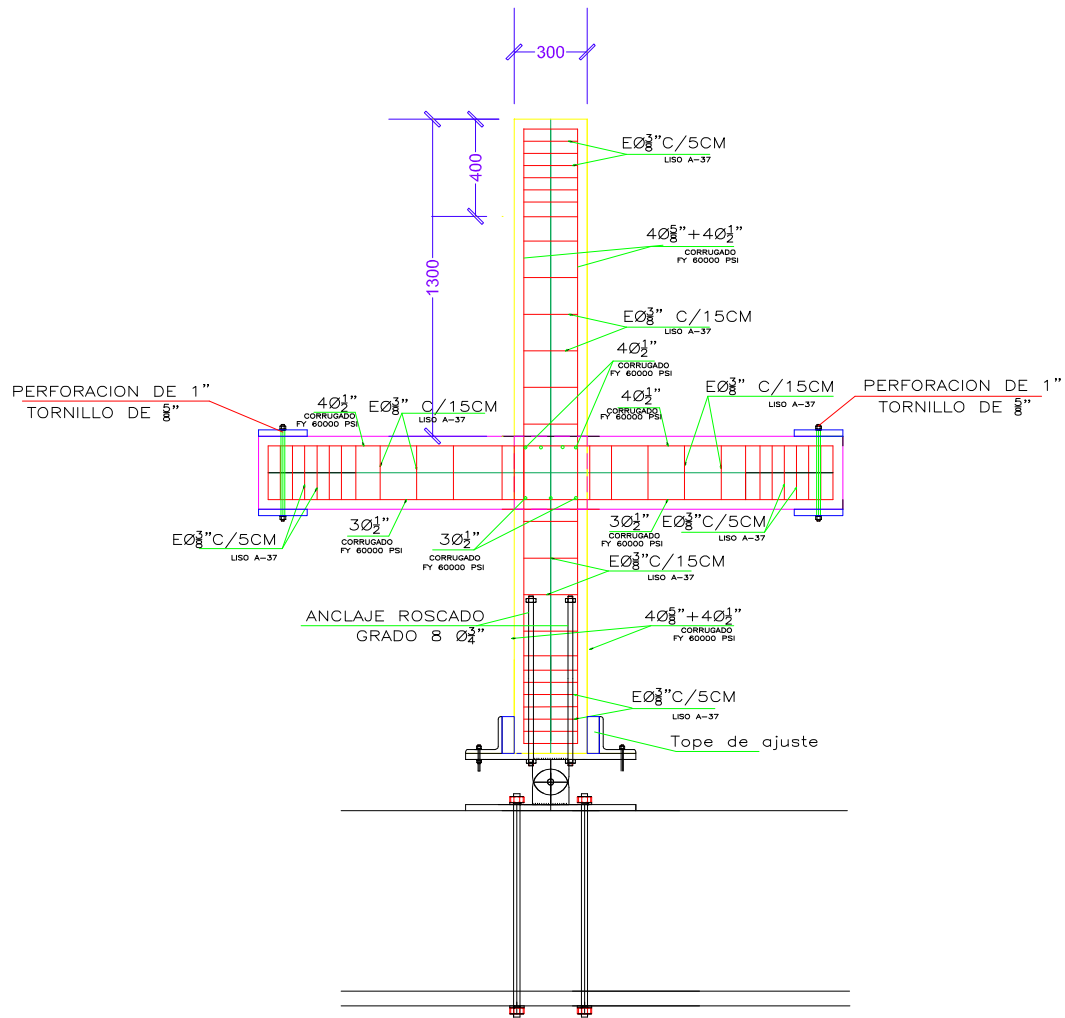


Figura 4-4.Refuerso espécimenes E1-01-00,E3-01-00 y E4-01-01.

Para el espécimen E2-02-00 (NSR-10) se utilizaron 8 varillas de refuerzo longitudinal tipo PDR-60 ($F_y = 60000$ psi) en la columna, distribuidas en 4 $\text{Ø} \frac{1}{2}$ " en las partes medias y 4 $\text{Ø} \frac{5}{8}$ " en las esquinas. Para el caso de la viga se utilizaron varillas de $\text{Ø} \frac{1}{2}$ " distribuidas así; 4 superiores y 3 inferiores. Es importante mencionar que para el refuerzo transversal tanto en columna como en viga se utilizó varilla $\text{Ø} \frac{3}{8}$ " corrugada tipo PDR-60 ($F_y = 60000$ psi) cada 6.5 cm., en una longitud de confinamiento de 50 cm. para las columnas y 60 cm. para las vigas.(ver Figura 4-5)

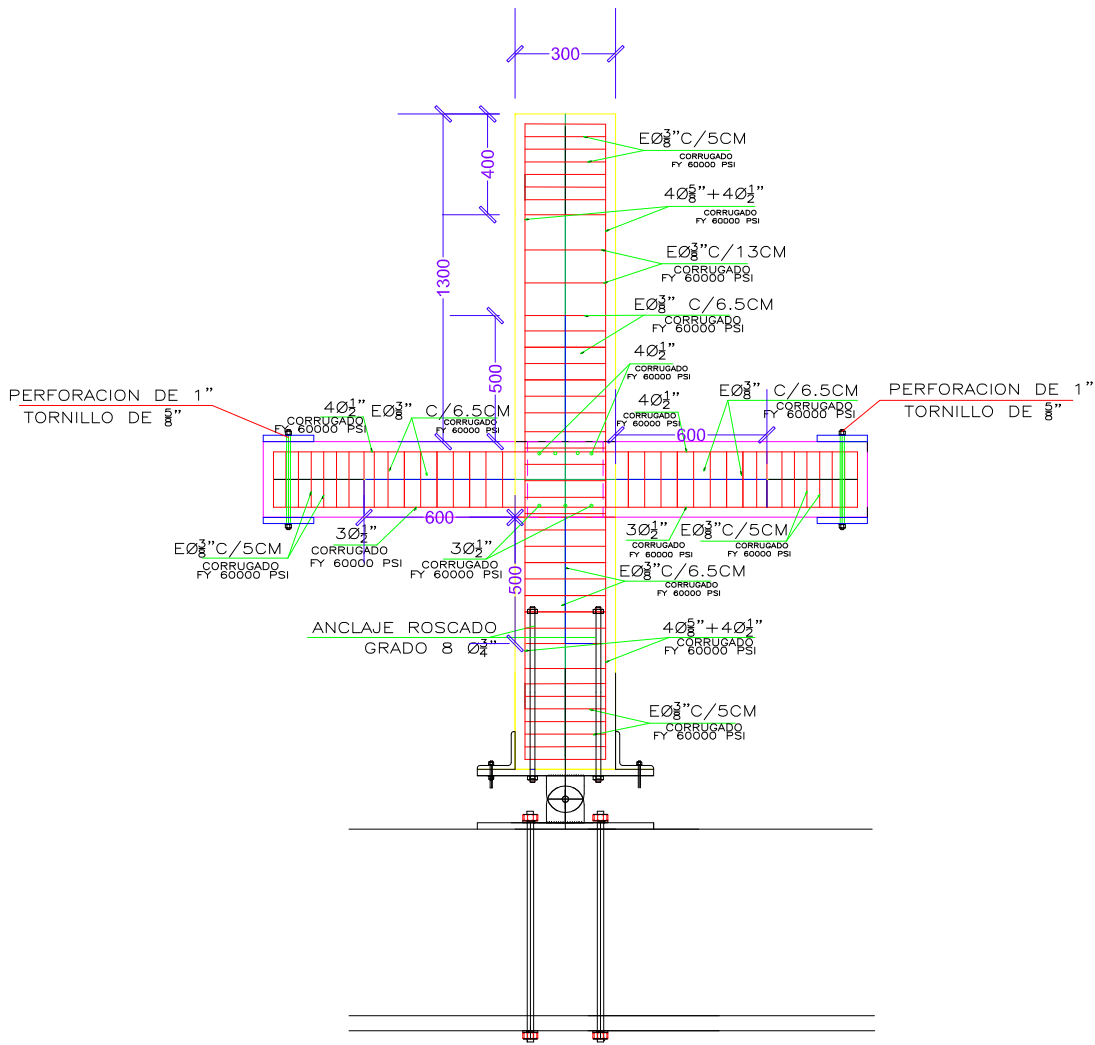


Figura 4-5. Refuerzo espécimen E2-02-00

En la figura 4-6 se muestra el espécimen E4-01-01 diseñado y construido bajo los parámetros del PRE-1984 y reforzado con tejido y cordón de fibra de carbono de acuerdo con el diseño realizado con base en el ACI 440. 2R-08 (y que se presenta posteriormente)

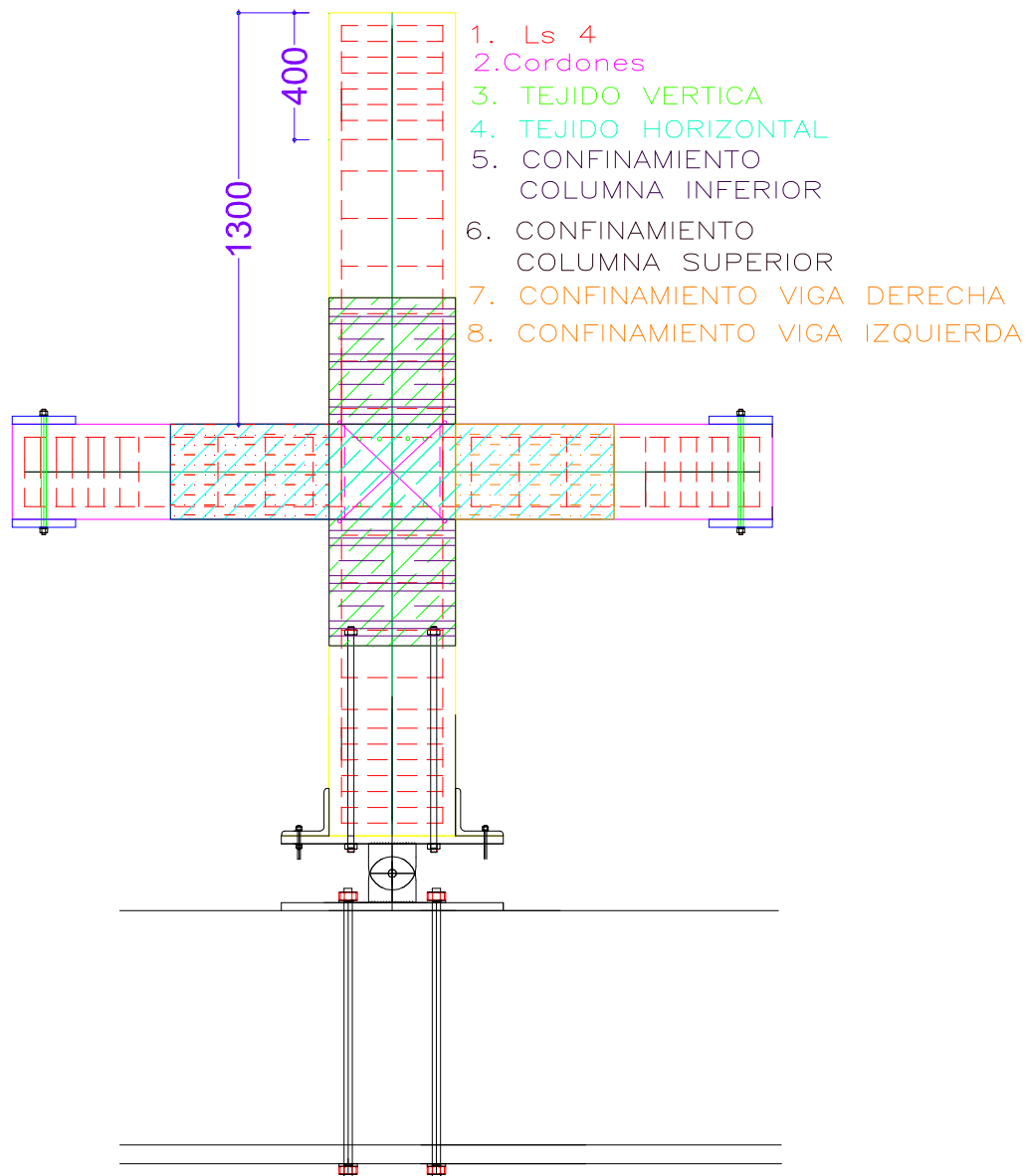


Figura 4-6. Especimen E4-01-01 reforzado con CFRP

En la tabla 4-10 se muestran las características de los especímenes ensayados y el tipo de ensayo realizado.

Tabla 4-10. Identificación de especímenes

No	Reforzamiento		Tipo de ensayo	Identificación	Observaciones
	Interno	Externo			
	Acero	CFRP			
1	1	Sin refuerzo externo	Estático	E1-01-00	Protocolo de carga (Antes de 1984, acero liso A-37 como Ref. transversal y PDR-60 Long.)
2	2	Sin refuerzo externo	Dinámico	E2-02-00	NSR-10 DMO (Actual, Con estribos en acero corrugado $F_y = 60000$ psi, de confinamiento en el nudo)
3	1	Sin refuerzo externo	Dinámico	E3-01-00	Sin refuerzo externo, para llevar a la falla (Antes de 1984, acero liso A-37 como Ref. transversal)
4	1	Con refuerzo externo CFRP	Dinámico	E4-01-01	Reforzado con CFRP para llevar a la falla (Antes de 1984, acero liso A-37 como Ref. transversal)

4.4.5 Calibración de las galgas

Este proceso se realizó con el fin de ajustar el sistema de medición de deformaciones unitarias utilizadas tanto en el acero de refuerzo como en el concreto, para registrar las deformaciones en el proceso de instrumentación y ajuste con el equipo de adquisición de datos.

El proceso consistió en la conexión de todas las galgas en cada uno de los canales disponibles en el equipo, la revisión de su correcto funcionamiento, la calibración y configuración tanto de las galgas como de los LVDT's .

En la figura 4-7 se muestra la localización de las galgas internas adheridas al refuerzo longitudinal del espécimen PRE-1984 y el cable apantallado de conexión de las galgas al equipo. En la figura 4-8 se muestra un esquema de las galgas utilizadas.



Figura 4-7. Tipo de galgas y localización en el acero de refuerzo longitudinal del espécimen PRE-1984.
Fuente: El autor.



Figura 4-8. Galga.
Fuente: Recuperado de <http://www.kyowa-ei.com>

4.5 Proceso constructivo de las conexiones

Para iniciar con el proceso constructivo de cada espécimen fue necesario elaborar las formaletas requeridas en madera (figura 4-9). Posteriormente se construyó la canasta de refuerzo (figura 4-10), de acuerdo al espécimen que se fuera a construir, bien fuera tipo NSR-10 o PRE-1984.

El paso siguiente correspondió a la ubicación y colocación de las galgas en las barras de acero de interés, lo cual se hizo puliendo la superficie de la barra. Luego se procedió a adherir las galgas con adhesivo epóxico (figura 4-11). Una vez finalizada la instalación e instrumentación de la armadura del espécimen, se prosiguió a elaborar la mezcla de concreto de $f'c = 21 \text{ MPa}$, valor seleccionado como resistencia nominal a compresión típica de las edificaciones PRE-1984 (figura 4-12).

Luego se fundió el concreto (figura 4-13) y se hizo la toma de muestras para cilindros y asentamiento; en este caso se realizó la toma de 4 cilindros (figura 4-14) y 1 prueba de asentamiento (figura 4-15). Finalmente, las uniones fueron sometidas a un tiempo de curado con agua, el cual tardó 8 días antes de pasar al desencofrado.



Figura 4-9. Formaleta base.



Figura 4-10. Canasta de refuerzo.



Figura 4-11. Galgas interiores.



Figura 4-12. Preparación de la mezcla.



Figura 4-13. Fundida de especímenes.



Figura 4-14. Toma de muestras para cilindros.



Figura 4-15. Prueba de Asentamiento.

4.6 Localización de los medidores de desplazamiento LVDT (Linear Variable Differential Transformer)

En la figura 4-16 se presenta la ubicación de los medidores de desplazamiento LVDT para el espécimen PRE-1984 y en la figura 4-17 para los especímenes NSR-10 y REF.CFRP

Los LVDT se utilizaron en el montaje para medir el desplazamiento horizontal en la parte superior de la columna, frente al elemento actuador, en la parte superior e inferior del nudo y en la parte inferior de la conexión viga columna ensayada.

Las galgas internas se utilizaron para medir la deformación unitaria del refuerzo longitudinal, tanto de vigas como de columnas, en la sección límite entre el nudo y el elemento. Las galgas externas se utilizaron para medir la deformación unitaria del concreto en el nudo.

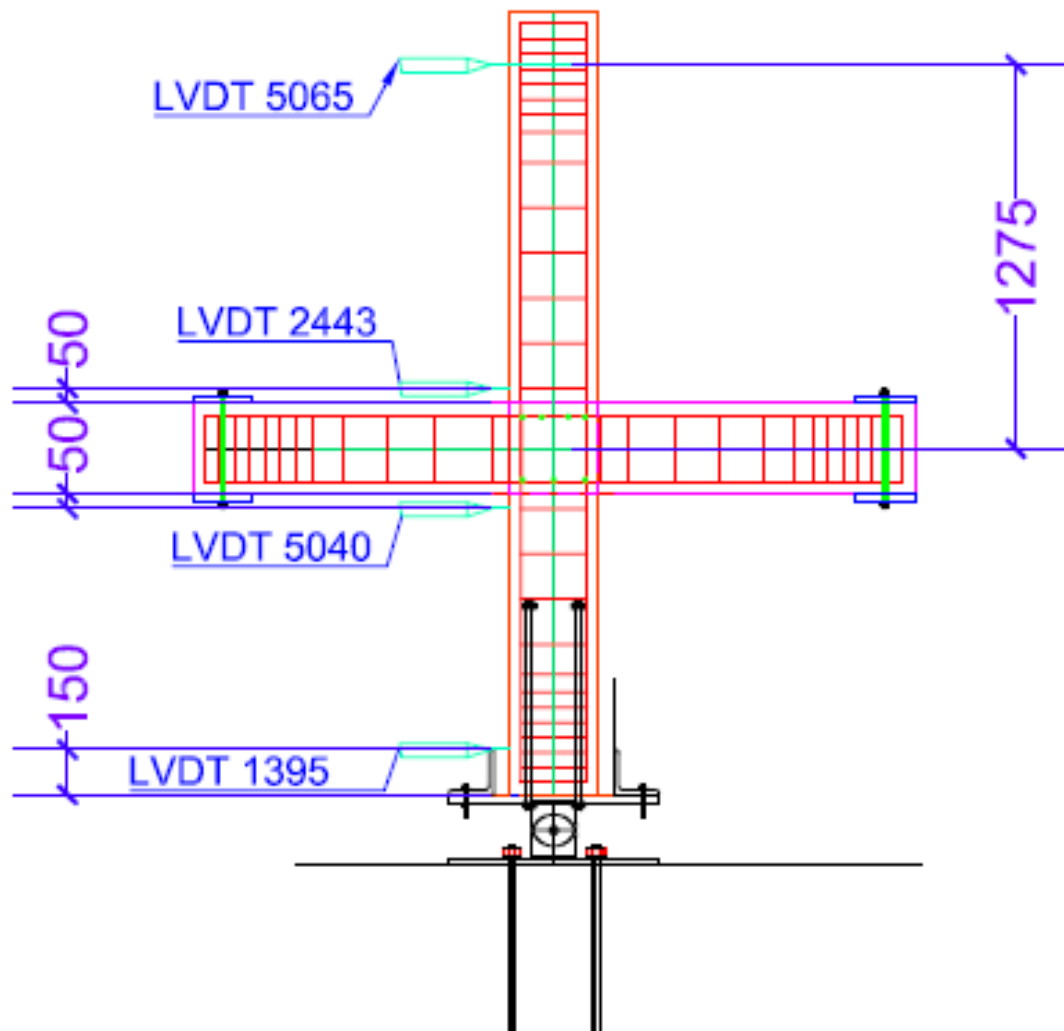


Figura 4-16. Ubicación de los LVDT para el espécimen Pre 1984.

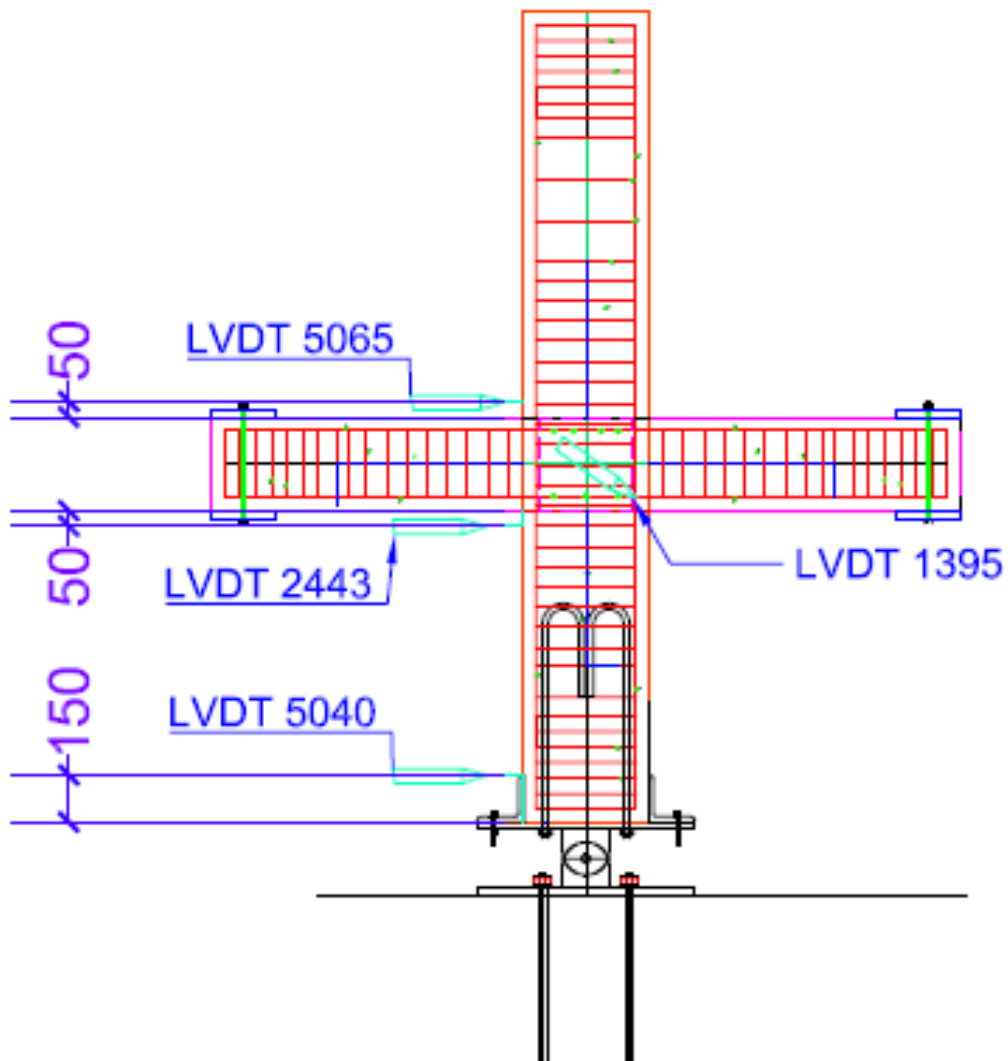


Figura 4-17. Ubicación de los LVDT para los especímenes NSR-10 y REF.CFRP

4.7 Diseño de elementos metálicos complementarios al marco de pruebas (Montaje de la conexión)

Para poder simular el comportamiento de la conexión viga-columna tal como si estuviese en un edificio real, se debían cumplir las siguientes condiciones:

- Debían existir momentos de flexión en el nudo y que en los puntos de inflexión el momento fuera igual a cero; y
- Debía existir desplazamiento horizontal y restricción en el desplazamiento vertical.

Para cumplir con estos requisitos se diseñaron articulaciones en los extremos de la viga y en la base de la columna mediante un pasador ubicado en soportes que permitieran el giro, ver figura 4-18. Estas articulaciones en las vigas se conectaron mediante tubos metálicos de 5 pulgadas de diámetro y 5 mm de espesor (de acuerdo con el diseño) a la viga inferior del marco de pruebas mediante otra articulación igual a la descrita.

El espécimen descansa sobre una platina metálica, que a su vez está montada sobre otra articulación.

Los elementos metálicos complementarios al marco de prueba se diseñaron para una carga lateral máxima de 12 Ton.

El diseño se realizó con la ayuda del software SAP 2000 v14.2.4 Plus, A continuación, se muestran los diagramas de cortante, momento y fuerza axial tenidos en cuenta en los diseños de los elementos complementarios.

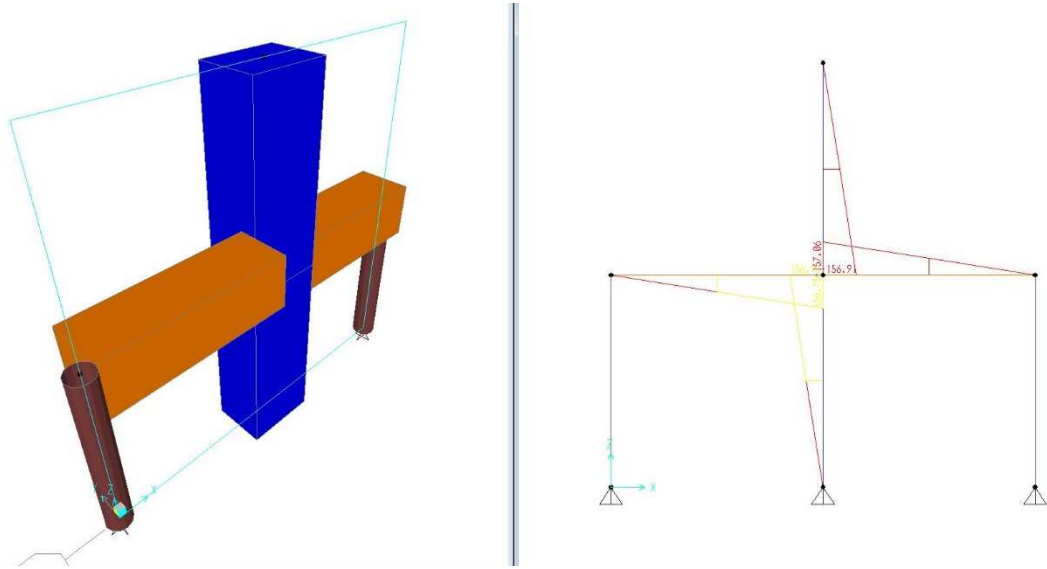


Figura 4-18. Modelamiento y diagrama de momentos de diseño en los elementos.

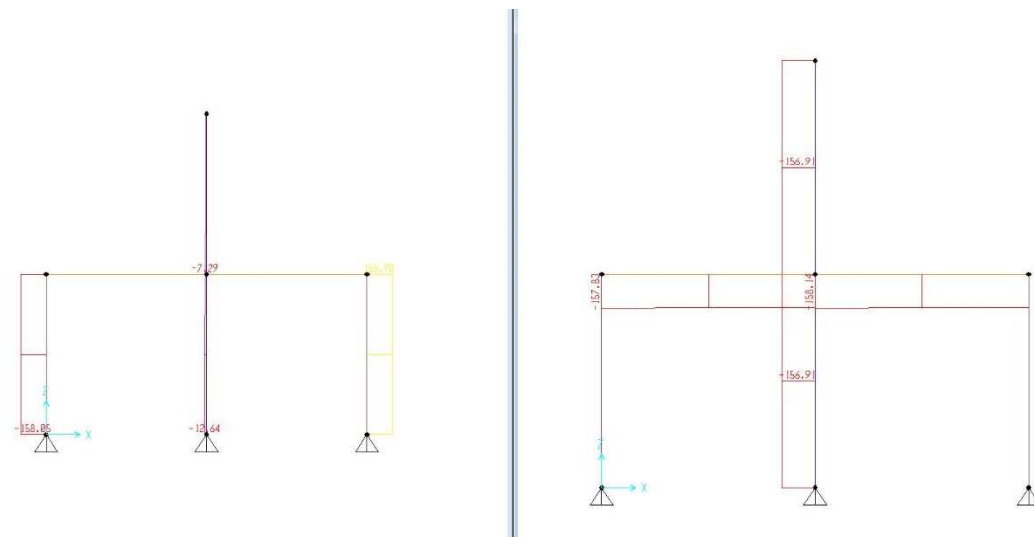


Figura 4-19. Diagramas de Carga axial y fuerza cortante.

A continuación, se presenta en la figura 4-20 el plano de taller de los elementos metálicos complementarios.

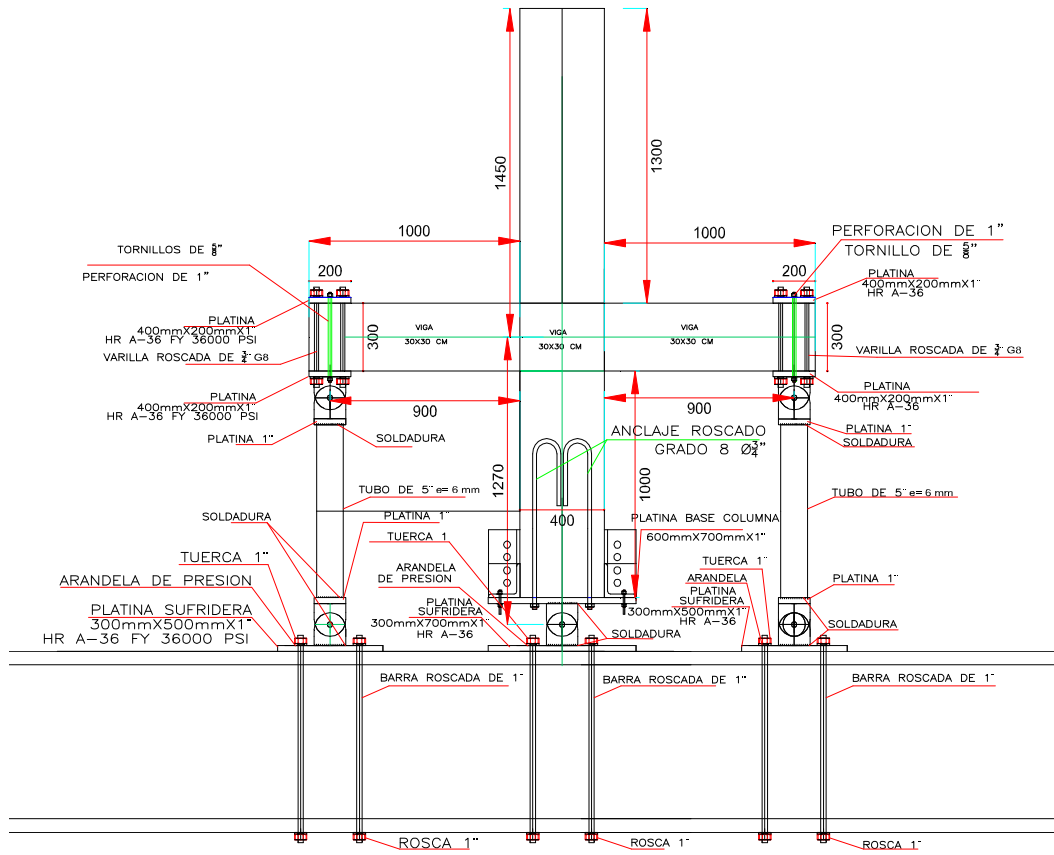


Figura 4-20. Plano de taller de los elementos metálicos complementarios.

A continuación, se presenta en la figura 4-21 el proceso de fabricación de los elementos del montaje en el taller de ingeniería industrial de la Escuela Colombiana de Ingeniería.



Figura 4-21. Proceso constructivo de los elementos metálicos

4.8 Montaje de especímenes

En la figura 4-22(a) se muestra el montaje de la unión viga-columna, correspondiente al espécimen E3-01-00 construido con las mismas características en dimensiones, materiales, configuración y separación del refuerzo de los años 70. Todos los especímenes se instalaron y ensayaron en el marco del laboratorio de materiales y estructuras de la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito. Igualmente, en la figura 4-22 (b) se muestra el espécimen E2-02-00, construido con los requisitos establecidos en la norma NSR-10 vigente en Colombia. En la figura 4-22 (c) se observa el espécimen E4-01-01 reforzado con fibra de carbono.

En todos los ensayos se colocó una carga axial de 61.1 kN, equivalente a la que tendría la conexión en el cuarto piso, de acuerdo a lo definido en el diseño, la cual se mantuvo constante durante todo el ensayo mediante un sistema de

rodillos en las partes superior e inferior del gato hueco colocado en la parte superior de la columna y contra el marco de prueba.



(a) E3-01-00

(b) E2-02-00



(c) E4-01-01

Figura 4-22. Montaje de especímenes.
Fuente: El autor.

5 Resultados

En este capítulo se exponen los resultados de los ensayos considerados en el programa experimental. En el capítulo 4.3 se presentaron los resultados de la caracterización de los materiales empleados en la construcción de los especímenes, en el laboratorio de la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito. Para el tejido y el cordón de fibra de carbono y el adhesivo epóxico se tomaron los datos suministrados por el fabricante.

A continuación, se describen los resultados de los ensayos estático y pseudo-dinámicos de cada uno de los especímenes, en donde se evaluaron las curvas de histéresis, fuerza-deformación, el cálculo de la ductilidad, rigidez en el plano de carga, energía disipada e índice de daño, variación de esfuerzos en el concreto y el acero.

5.1 Resultados del ensayo monotónico

El ensayo monotónico se realizó para el espécimen E1-01-00, representativo de una unión viga columna construida antes de 1984.

A continuación, se presentan los resultados obtenidos en el ensayo y posteriormente se revisan los parámetros recomendados por la FEMA 461 (2007) para la elaboración del protocolo de carga en los ensayos pseudo-dinámicos.

En la figura 5-1 se muestra el diagrama de fuerza lateral vs desplazamiento del ensayo monotónico para la conexión descrita, en el que se obtuvo una capacidad de carga máxima de 62.5 kN para una deriva de 3.7% (96 mm)

Se observa el comportamiento elástico hasta una deriva de 0.8% (20 mm), con una fuerza lateral de 40 kN. En el rango inelástico la carga decrece al llegar a

una deriva del 4% y una fuerza lateral de 57 kN, hasta donde se obtuvieron datos del ensayo.

Esta capacidad de carga es similar a la observada en los especímenes con columnas de 30x30 E3-01-00 (PRE-1984), E2-02-00 (NSR-10), cuyos resultados se muestran en la tabla 5-2. Estos resultados, similares en la capacidad de carga de la conexión, se deben a que esta capacidad está gobernada por la resistencia del elemento más débil de la conexión, en este caso, la viga que tiene la misma geometría y refuerzo longitudinal en todos los especímenes ensayados

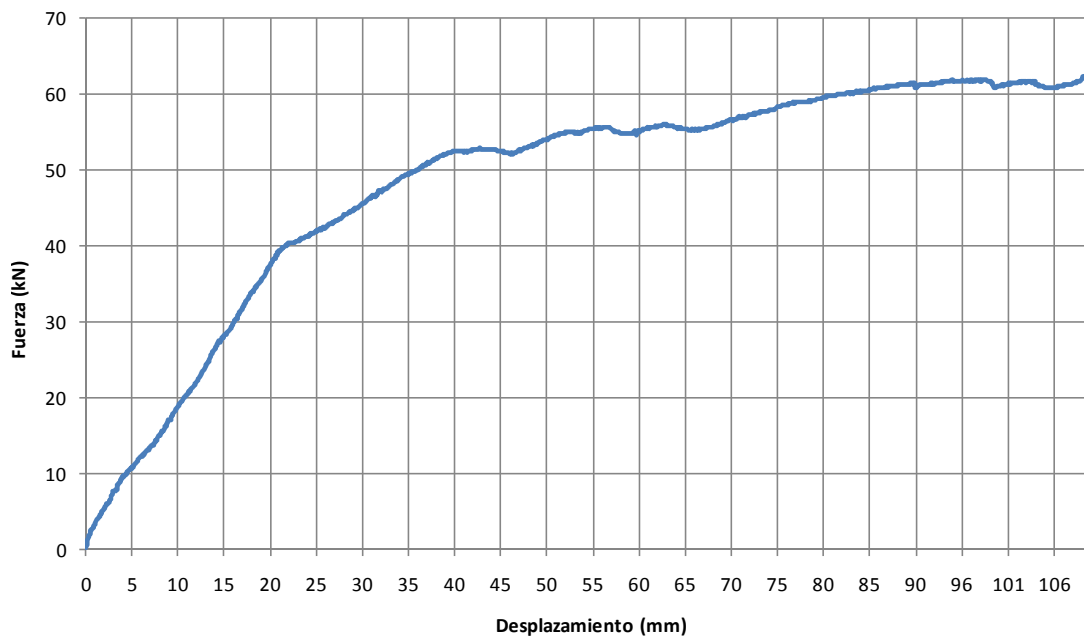


Figura 5-1. Diagrama de fuerza-desplazamiento para conexión viga columna en el ensayo monotónico.

Fuente: El autor.

Para la elaboración del protocolo de carga son necesarios los siguientes datos producto del ensayo:

$\Delta_0 = 3.45$ mm, (el valor recomendado es $\Delta_0 = 0.15 \cdot 2550 \text{ mm} = 3.82$ mm); y

$\Delta_m = 96.4$ mm (el valor recomendado en FEMA 461 es $\Delta_m = 0.03 \cdot 2550 \text{ mm} = 76.5$ mm).

Para el protocolo de carga del ensayo pseudo-dinámico se consideraron 17 pasos (34 ciclos), con el fin de llevar el espécimen hasta un desplazamiento de 130.67 mm que representa una deriva de 5.12%, con el fin de conocer la resistencia máxima de los especímenes y la deriva máxima para una resistencia igual o menor al 80% de la resistencia máxima. En la tabla 5-1 se muestran los valores utilizados en los ensayos dinámicos.

Tabla 5-1. Valores del protocolo de carga.

Paso	Ciclo	Tiempo (s)	Desplazamiento (mm)	Deriva de piso (%)
0	0	0	0	0.00
1	1	1.25	0.58	0.02
		3.75	-0.58	-0.02
	2	6.25	0.58	0.02
		8.75	-0.58	-0.02
2	3	11.25	0.81	0.03
		13.75	-0.81	-0.03
	4	16.25	0.81	0.03
		18.75	-0.81	-0.03
3	5	21.25	1.13	0.04
		23.75	-1.13	-0.04
	6	26.25	1.13	0.04
		28.75	-1.13	-0.04
4	7	31.25	1.58	0.06
		33.75	-1.58	-0.06
	8	36.25	1.58	0.06
		38.75	-1.58	-0.06
5	9	41.25	2.21	0.09
		43.75	-2.21	-0.09
	10	46.25	2.21	0.09
		48.75	-2.21	-0.09
6	11	51.25	3.10	0.12
		53.75	-3.10	-0.12
	12	56.25	3.10	0.12
		58.75	-3.10	-0.12
7	13	61.25	4.34	0.17
		63.75	-4.34	-0.17
	14	66.25	4.34	0.17
		68.75	-4.34	-0.17

144 Evaluación del comportamiento de conexiones viga-columna en concreto reforzado ante cargas laterales cíclicas y reforzadas con tejido CFRP

Paso	Ciclo	Tiempo (s)	Desplazamiento (mm)	Deriva de piso (%)
8	15	71.25	6.08	0.24
		73.75	-6.08	-0.24
	16	76.25	6.08	0.24
		78.75	-6.08	-0.24
9	17	81.25	8.51	0.33
		83.75	-8.51	-0.33
	18	86.25	8.51	0.33
		88.75	-8.51	-0.33
10	19	91.25	11.91	0.47
		93.75	-11.91	-0.47
	20	96.25	11.91	0.47
		98.75	-11.91	-0.47
11	21	101.25	16.67	0.65
		103.75	-16.67	-0.65
	22	106.25	16.67	0.65
		108.75	-16.67	-0.65
12	23	111.25	23.34	0.92
		113.75	-23.34	-0.92
	24	116.25	23.34	0.92
		118.75	-23.34	-0.92
13	25	121.25	32.68	1.28
		123.75	-32.68	-1.28
	26	126.25	32.68	1.28
		128.75	-32.68	-1.28
14	27	131.25	45.75	1.79
		133.75	-45.75	-1.79
	28	136.25	45.75	1.79
		138.75	-45.75	-1.79
15	29	141.25	59.47	2.33
		143.75	-59.47	-2.33
	30	146.25	59.47	2.33
		148.75	-59.47	-2.33
16	31	151.25	77.32	3.03
		153.75	-77.32	-3.03
	32	156.25	77.32	3.03
		158.75	-77.32	-3.03
17	33	161.25	100.51	3.94
		163.75	-100.51	-3.94

Paso	Ciclo	Tiempo (s)	Desplazamiento (mm)	Deriva de piso (%)
18	34	166.25	100.51	3.94
		168.75	-100.51	-3.94
	35	171.75	130.67	5.12
		173.75	-130.67	-5.12
	36	176.25	130.67	5.12
		178.75	-130.67	-5.12

A continuación se presenta gráficamente el protocolo de carga empleado para los ensayos cíclicos realizados a todos los especímenes.

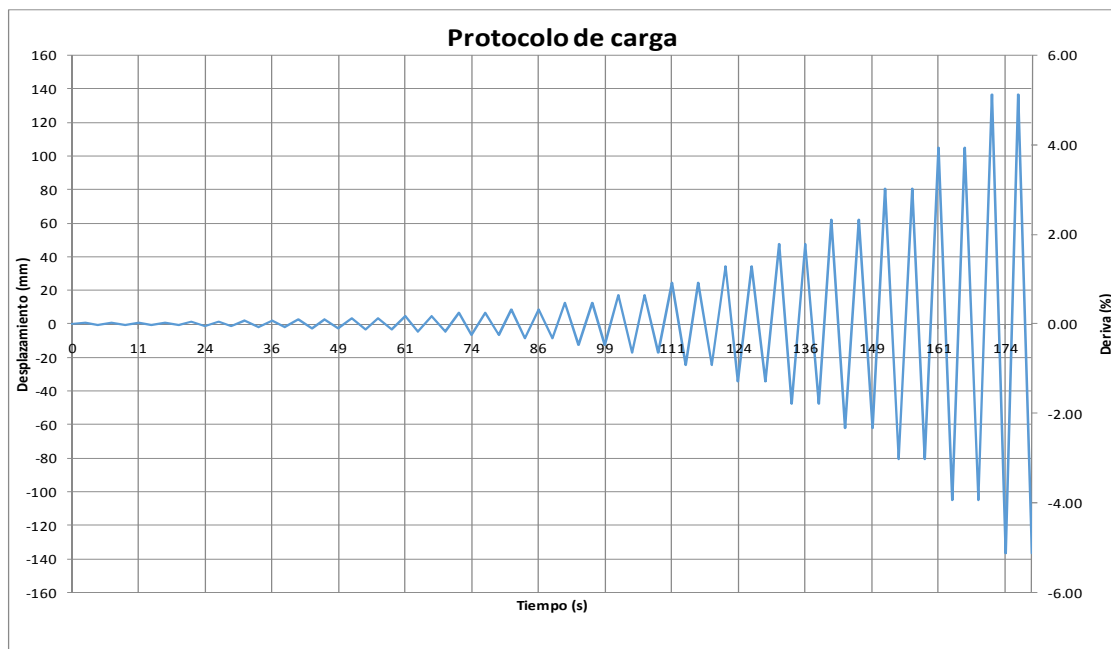


Figura 5-2. Protocolo de carga.
Fuente: El autor.

5.2 Resultados de los ensayos pseudo-dinámicos

A continuación, se presentan los resultados de los ensayos con cargas cíclicas realizados en el laboratorio con los especímenes E2-01-00, E3-02-00. Estos especímenes corresponden a los denominados PRE-1984, NSR-10 respectivamente, los cuales se sometieron a la aplicación de las cargas cíclicas de acuerdo con el protocolo de carga mostrado en la Tabla 5-1.

5.2.1 Capacidad de carga de las uniones en los ensayos cíclicos

En la tabla 5-2 se muestran los resultados de la carga máxima resistida por las conexiones PRE-1984 y NSR-10. Observamos que primero se presenta la falla por flexión en la viga y luego por cortante en el nudo.

Tabla 5-2. Cargas máximas y tipos de falla obtenidos de los ensayos dinámicos.

Espécimen	Código de identificación	Reforzamiento interno	Reforzamiento externo	Tipo de ensayo	Carga Máxima (kN)	Tipo de falla viga	Tipo de falla nudo
3	E3-01-00	PRE-1984	No	Dinámico	54.7	Flexión	Cortante
2	E2-02-00	NSR-10	No	Dinámico	60.7	Flexión	Cortante

De los resultados anteriores se puede ver que la capacidad de carga de la conexión NSR-10 es mayor en un 14% con respecto a la PRE-1984 debido a la mayor cuantía del refuerzo transversal y al confinamiento en el nudo.

5.2.2 Respuesta histerética

Se obtuvieron las curvas de histéresis de cada una de las muestras ensayadas (figura 5-3, figura 5-4), donde en las abscisas se observa la deriva en porcentaje en la parte inferior y su correspondiente desplazamiento en la parte superior en milímetros, y en las ordenadas se observa la fuerza dada en kN en la parte izquierda, mientras que en la parte derecha se observa el esfuerzo cortante dado en KPa. Se observa que la deriva máxima para el espécimen PRE-1984 fue de 3.4%, mientras que para el espécimen NSR-10 fue del 4.1%, para la misma capacidad de carga correspondiente al 80% de la carga máxima al final del rango inelástico, de acuerdo con lo establecido por Pan y Mohele (1989)

El estrangulamiento de los ciclos de histéresis se presenta en los dos especímenes, siendo mayor para el espécimen PRE-1984, debido principalmente al menor confinamiento proporcionado por los estribos lisos cada 15 cm tanto en vigas como en columnas y la ausencia de los mismos dentro del

nudo. La presencia de estribos reduce la degradación del concreto en el nudo y en las zonas de rótula plástica, al igual que mantiene durante más ciclos de carga y descarga la adherencia entre las varillas de refuerzo longitudinal y el concreto circundante en las proximidades del nudo.

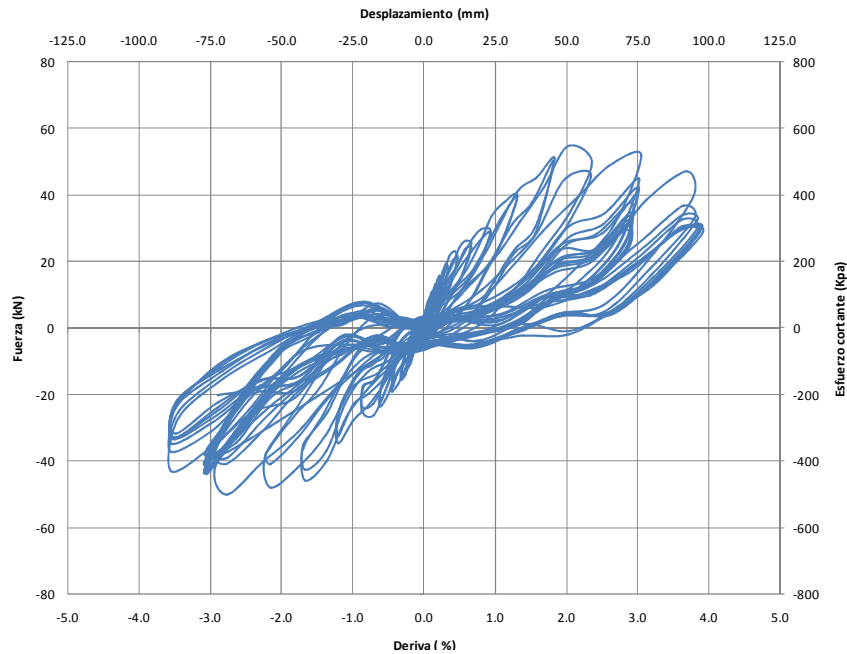


Figura 5-3. Curvas de histéresis del espécimen PRE-1984.

Fuente: El autor

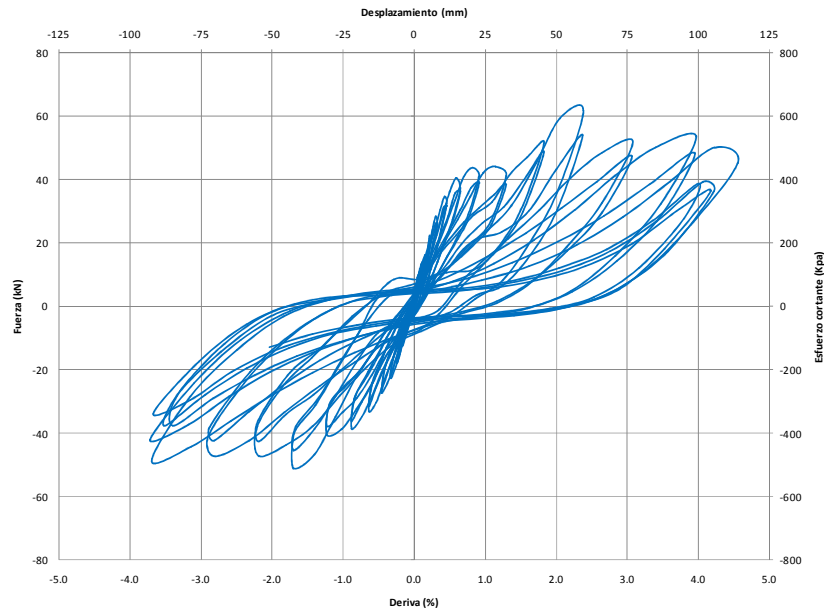


Figura 5-4. Curvas de histéresis del espécimen NSR-10.

Fuente: El autor

En la figura 5-5 se presentan las envolventes de las curvas de histéresis de los especímenes PRE-1984 y NSR-10 con la nomenclatura de los puntos principales, las cuales se realizaron tomando el mayor valor de la fuerza lateral para cada ciclo de histéresis.

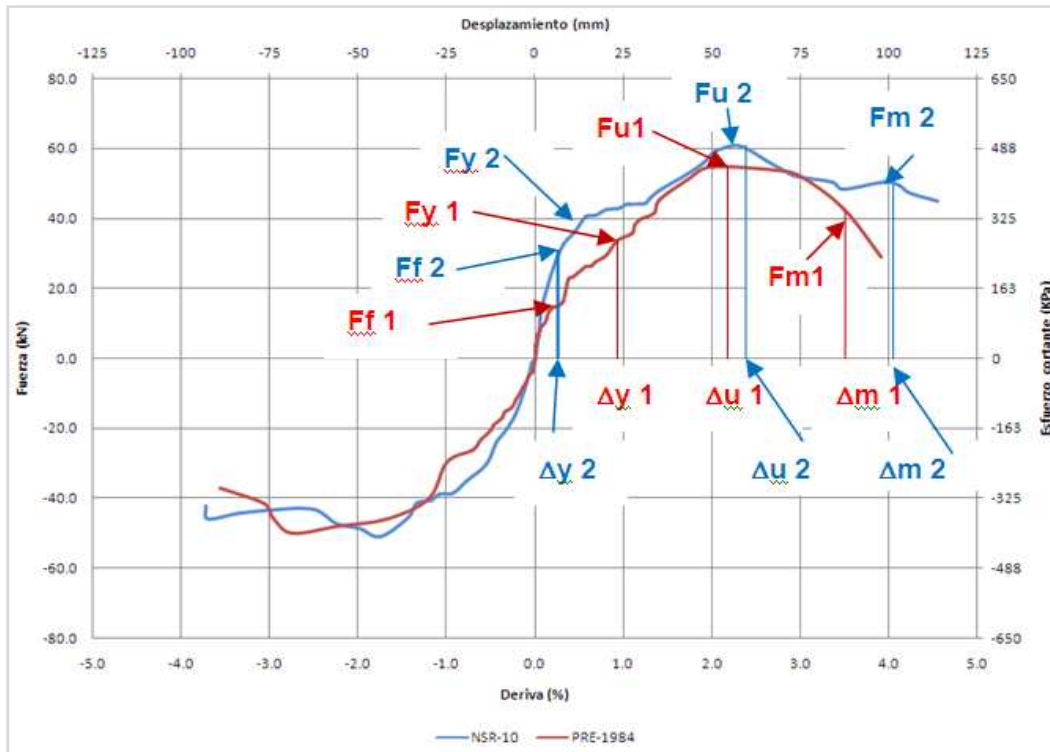


Figura 5-5. Envolventes de la curva de histéresis.

Para los especímenes PRE-1984 y NSR-10, se aprecia que la primera fisura (puntos Ff1 y Ff2) aparece a una deriva de 0.2% y 0.4%, con resistencias de 11.5 kN y 27.3 kN respectivamente. Lo anterior quiere decir que para el espécimen NSR-10 hay un retraso en la aparición de la primera fisura a una fuerza cortante 2.4 veces mayor que en el espécimen PRE-1984, atribuido al confinamiento proporcionado por los estribos en varilla de 3/8" corrugada, cada 6.5 cm colocados en la zona de articulación plástica de los elementos viga y columna y en el interior del nudo.

La primera cedencia del refuerzo longitudinal (F_y) para una deformación unitaria del acero longitudinal (ϵ_y) mayor de 2250 mm/mm, correspondiente a un $F_y=420$ MPa, se presenta para el nudo PRE 1984 en el refuerzo inferior de la

viga a la izquierda del nudo (galga interna 8), y corresponde a una deriva de 0.88% (22.4mm) y a una fuerza cortante de 17.7 kN. Para el nudo NSR-10 la primera cedencia se presenta en la viga izquierda, refuerzo superior (galga interna 7), a una deriva de 0.10% (2.5 mm) y una fuerza cortante 5.5 kN.

Para una deriva del 1% (25.5 mm), la fuerza lateral es de 33.3 kN para el espécimen PRE-1984 y de 43.3 kN para el espécimen NSR-10 correspondiente a un incremento en la resistencia a cortante del 30%.

5.3 Secuencia de fisuramiento

En la tabla 5-3 y tabla 5-4 se presenta un registro secuencial de fisuramiento durante los ensayos dinámicos a las conexiones PRE-1984 y NSR-10, basados en la sincronización del tiempo del brazo actuador, los elementos de medición (LVDT's y galgas) y el video del ensayo respectivo. En las tablas se consigna el orden de aparición de las fisuras, el momento, la deriva, abertura y longitud de las mismas.

Según el ACI-224R-01 el ancho admisible de fisuras en estructuras de concreto reforzado en ambiente seco es de 0.4 mm., bajo cargas de servicio. En esta investigación se tienen en cuenta fisuras de 0.5 mm en adelante para cargas cíclicas, las cuales pueden ser reparadas.

Tabla 5-3. Secuencia de fisuramiento en la conexión PRE-1984.

Orden	Descripción fisura	Tiempo (seg)	Desplazamiento (mm)	Deriva (%)	Abertura fisuras (mm)	Longitud fisuras (mm)	Fuerza lateral (kN)
0	Inicio ensayo pseudo dinámico	0	0	0.0	0	0	0.0
1	Aparición primera fisura	76	4.4	0.2	0.5	30	11.5
2	Aparición segunda fisura	81	6.4	0.3	0.5	25	17.0
3	Fisura 3	88	5.4	0.2	0.5	30	9.4
4	Fisura 4	93	3.6	0.1	0.5	20	6.2
5	Fisura 5	94	9.3	0.4	0.5	40	16.9
6	Fisura 6	106	11.6	0.5	0.5	50	19.1
7	Fisura 7	108	10.2	0.4	0.5	60	11.4
8	Fisura 8	120	28.3	1.1	0.5	60	38.1
9	Fisura 9	121	32.7	1.3	0.5	100	39.8

Altura de piso: $h_c = 2550$ mm

Tabla 5-4. Secuencia de fisuramiento en la conexión NSR-10.

Orden	Descripción fisura	Tiempo (seg)	Desplazamiento (mm)	Deriva (%)	Abertura fisuras (mm)	Longitud fisuras (mm)	Fuerza lateral (kN)
0	Inicio brazo actuador	0	0.0	0.0	0.0	0	0.0
1	Primera fisura viga der. interior	74	11.4	0.4	0.5	30	27.3
2	Fisura 2 viga izq. sup nudo-viga	79	11.4	0.4	0.5	25	26.4
3	Fisura 3 viga izq. Inf. nudo-viga	81	14.9	0.6	0.5	60	40.5
4	Fisura 4 viga der. Sup. nudo-viga	86	16.3	0.6	0.5	60	36.3
5	Fisura 5 nudo a 135°	91	22.9	0.9	0.5	60	41.0
6	Fisura 6 nudo a 45°	94	22.0	0.9	1.0	70	38.5
7	Fisura 7 viga izq.inf nudo-viga	96	22.9	0.9	1.0	70	38.8
8	Fisura 8 viga der. Inf.	99	22.0	0.9	1.0	70	36.2
9	Fisura 9 a 135°cuadrante 1 nudo	106	32.4	1.3	1.0	90	38.4
10	Fisura 10 a 45°tercer cuadrante nudo	114	42.4	1.7	1.0	90	51.0

Altura de piso: hc = 2550 mm

A continuación en la figura 5-6 se muestran los graficos de la secuencia de aparición de fisuras en los especímenes PRE-1984 y NSR-10. La mayor fisuración inicial se presenta en el espécimen PRE-1984 debido a la falta de confinamiento en el nudo, lo que lleva a una mayor pérdida de rigidez y de adherencia. Luego del fisuramiento inicial, aumenta el espesor y la longitud de las fisuras existentes y comienzan a aparecer nuevas fisuras en las vigas y columnas por flexión y en el nudo por cortante y tensiones diagonales, hasta el descascaramiento del nudo a la deriva máxima.

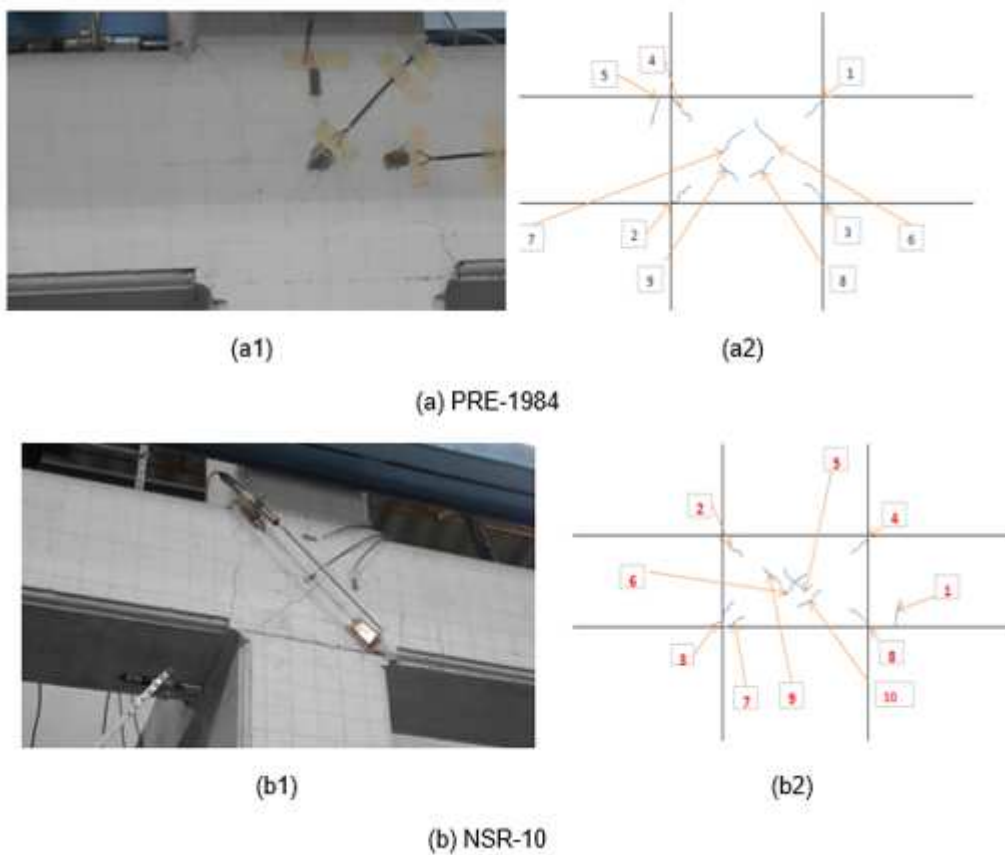


Figura 5-6. Secuencia de aparición de las primeras fisuras en los especímenes PRE-1984 NSR-10

Fuente: El autor.

6 Cálculos de Reforzamiento con CFRP

Dado el comportamiento encontrado en la unión PRE-84, de menor ductilidad y mayor fisuración en la zona de nudo al compararla con la unión NSR-10 y con el fin de igualar los comportamientos; se decide reforzar la unión típica PRE-84 con CFRP; a continuación, se presentan los cálculos requeridos para el diseño del reforzamiento.

6.1 Comportamiento objetivo

De acuerdo con los parámetros analizados de la comparación entre los especímenes PRE-1984 y NSR-10, se determinan los valores de resistencia, ductilidad, degradación de la rigidez, entre otros ya mencionados, como objetivos mínimos a cumplir en el espécimen reforzado con fibra de carbono (REF.CFRP). Para el análisis de la resistencia de diseño se tiene en cuenta la deriva máxima permitida por la norma NSR-10 del 1%, presentada en la siguiente tabla.

Tabla 6-1. Derivas permitidas por la NSR-10.

Estructuras de:	Deriva máxima
Concreto reforzado, metálicas, de madera y de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.2.	1.0% ($\Delta_{max}^i \leq 0.010 h_{pi}$)
Mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.3.	0.5% ($\Delta_{max}^i \leq 0.005 h_{pi}$)

Los valores obtenidos experimentalmente para el espécimen NSR-10, para una deriva del 1%, corresponden a las fuerzas de diseño objetivo para el espécimen REF.CFRP. De acuerdo con la figura 1-19, las fuerzas de diseño (FE/R) están al final del rango elástico y el inicio del inelástico para un desplazamiento Δy , para el cual se tendría el diseño más económico, pero cumpliendo con los requerimientos de ductilidad y resistencia dados en la NSR-10. El objetivo del

reforzamiento en CFRP planteado como alternativa es aumentar los valores de la resistencia a flexión y cortante tanto de los elementos de la conexión como vigas, columnas y del nudo en un 30%, para cumplir con lo exigido en la norma colombiana NSR-10 en su título A-10 referente a *Edificaciones construidas antes de la vigencia de la presente versión del Reglamento*.

Adicionalmente las recomendaciones de diseño del ACI 440 que se basan en los principios de cálculos en los estados límites últimos, permiten llevar a niveles aceptables de seguridad a la estructura reforzada, ante colapso, con un adecuado control de la fisuración.

Uno de los modos de colapso al reforzar los elementos de la unión y el nudo mismo es, para un elemento sub-reforzado como es el caso del espécimen PRE-1984, la falla del acero a tensión, luego, la ruptura del CFRP y finalmente el aplastamiento del concreto. Para evitar la falla frágil se hacen en el diseño los tanteos para la posición del eje neutro en la viga y columna, para una deformación unitaria máxima por compresión del concreto $\varepsilon_c = 0.003$, y del tejido seco CFRP una deformación unitaria máxima efectiva de $\varepsilon_{fe} = 0.004$.

Generalmente en el diseño del reforzamiento a flexión de vigas y columnas primero ocurrirá la pérdida de adherencia de la fibra de carbono antes que la falla por aplastamiento del concreto, razón por la cual la cuantía de fibra de carbono se ve limitada por el área y resistencia a la compresión del concreto, la cuantía y la resistencia a la flexión del acero de refuerzo.

6.2 Diseño del reforzamiento en fibra de carbono

El reforzamiento de la conexión PRE-1984 está orientado a cumplir con los requisitos establecidos en la norma NSR-10 vigente en Colombia. De acuerdo con los estudios realizados a las conexiones, en los capítulos anteriores se evidencian las deficiencias en la ductilidad, la menor resistencia ante cargas laterales, la menor resistencia a flexión y cortante, así como la menor rigidez y disipación de energía de la conexión PRE-1984 con respecto a la NSR-10.

Se observó un aumento en la resistencia a cortante y flexión del 30% para una deriva del 1% en la conexión NSR-10 con respecto a la PRE-1984, porcentaje que se tomó en consideración para el aumento mínimo de la resistencia a flexión, cortante y carga axial de la conexión PRE-1984, mediante tejido y cordón de CFRP.

El diseño de este reforzamiento se basa en los lineamientos dados por el ACI-440.2R-08 (Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures) para vigas y columnas, las recomendaciones suministradas en el *Analytical model and design approach for FRP strengthening of non-conforming RC corner beam-column joints* (Prota et al, 2015) para el nudo, la NSR-10 y las indicaciones del Dr. Gustavo Tumialán.

Para el reforzamiento del nudo se consideró aumentar la resistencia a cortante de la conexión y teniendo en cuenta que no tenía confinamiento dentro del nudo, se optó por usar el tejido en sentido horizontal y vertical. El cordón de fibra de carbono se empleó envolviendo el nudo para mejorar el confinamiento y mantener la integridad del nudo ante cargas cíclicas, reducir la fisuración, conservar la adherencia del refuerzo longitudinal y aumentar la ductilidad.

Las variables consideradas para el reforzamiento de la conexión fueron: la geometría y la resistencia nominal de las secciones, las propiedades de la fibra de carbono seca (en especial la deformación unitaria efectiva menor o igual a 0.004 para garantizar la compatibilidad de deformaciones con el concreto y reducir la posibilidad de aplastamiento y falla frágil) y las solicitaciones de carga incrementadas en un 30% con respecto a las resistencias nominales.

A continuación, se presentan los diseños del reforzamiento con CFRP de la unión PRE-1984 dado el aumento de las solicitaciones de flexión, carga axial en vigas y columnas y cortante en el nudo.

6.2.1 Refuerzo a flexión de las vigas

1. Alcance

A partir de la resistencia nominal a la flexión de la viga sin CFRP, las características geométricas de refuerzo existente, las propiedades de la fibra de carbono seca y el momento ultimo incrementado en un 30 % se procede a diseñar el refuerzo externo consistente en una capa de tejido de 20 cm de ancho colocado en ele entre columnas y vigas en las cuatro esquinas del nudo.

2. Datos de entrada

2.1 Geometría y propiedades mecánicas de la viga

Ecuaciones ACI 440

Longitud de la viga	l	2,3 m	
Ancho de la viga	w	300 mm	
Profundidad efectiva acero a tension	d	254 mm	
Altura de la viga	h	300 mm	
Resistencia especificada a la compresion del concreto	f_c	24,6 N/mm ²	
Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo	f_y	420 N/mm ²	
Resistencia nominal a la flexion de la sección sin FRP	ϕMn	43,4 kN*m	
Refuerzo a tension	A_s	516 mm ²	
Cuántia de refuerzo a tension	ρ_s	0,00678	$\rho_s = \frac{A_s}{b * d}$

2.2 Propiedades de la fibra de carbono seca

Tejido de fibra de carbono, referencia	SikaWrap 300C	
Adhesivo epóxico, referencia	Sikadur 301	
Espesor de la fibra de carbono	t_f	0,17 mm
Resistencia ultima a la tensión	f_{fu}^*	3447 N/mm ²
Modulo de elasticidad de la fibra seca	E_f	234421 N/mm ²
Deformacion unitaria de rotura	ε_{fu}^*	0,015 mm/mm

2.2 Cargas y momentos

Momento mayorado	M_u	56,5 kN*m	$\rho_f = \frac{A_f}{b * d}$
------------------	-------	-----------	------------------------------

3. Procedimiento de diseño

3.1 Calculo de las propiedades de diseño del CFRP

Viga localizada en el exterior del edificio.			
Factor de reduccion ambiental	C_E	0,85	
Resistencia ultima a tension de diseño del CFRP	f_{fu}	2929,95 N/mm ²	$f_{fu} = C_E f_{fu}^*$
Deformacion unitaria de rotura de diseño del CFRP	ε_{fu}	0,012 mm/mm	$\varepsilon_{fu} = C_E \varepsilon_{fu}^*$

3.2 Calculos preliminares

Propiedades del concreto

Relacion profundidad bloque de compresion/prof eje neutro seccion existente	β_1	0,85	
Modulo de elasticidad del concreto	E_c	20389 N/mm ²	
Deformacion unitaria del concreto correspondiente a f'c	ϵ'_c	0,0021 mm/mm	
Deformacion unitaria ultima del concreto inconfinado	ϵ_{cu}	0,003 mm/mm	
Propiedades del refuerzo en acero, existente			
Modulo de elasticidad del acero	E_s	200 kN/mm ²	
Area del refuerzo a tension	A_s	516 mm ²	

Propiedades del refuerzo CFRP

Numero de capas de refuerzo CFRP	n	<input type="text" value="1"/>	$A_f = n t_f w_f$
Ancho de la lamina seca de CFRP	w_f	200 mm	
Area del refuerzo externo CFRP	A_f	34 mm ²	
Profundidad efectiva del CFRP a flexion	d_f	300 mm	

3.3 Determinacion del estado existente de deformacion en el concreto

Deformacion unitaria inicial del concreto por carga muerta en zona a tension	ϵ_{bi}	0 mm/mm	$\epsilon_{bi} = \frac{M_{DL}(d_f - kd)}{I_e E_c}$
--	-----------------	---------	--

3.4 Determinacion de la deformacion de diseño

Deformacion unitaria por desprendimiento del CFRP	ϵ_{fd}	0,0102 mm/mm	$\epsilon_{fd} = 0.41 \frac{\sqrt{f'_c}}{\sqrt{n E_s t_f}} \leq 0.9 \epsilon_{fu}$
Revision $\epsilon_{fd} < 0.9 * \epsilon_{fu} =$	0,0112 mm/mm	<input type="text" value="OK"/>	

3.5 Calculo de la profundidad del eje neutro

Valor inicial de la profundidad del eje neutro	c	<input type="text" value="56,7"/> mm
--	-----	--------------------------------------

3.6 Determinacion del nivel efectivo de deformacion en el CFRP

Deformacion unitaria efectiva del CFRP	ϵ_{fe}	0,0129 mm/mm	$\epsilon_{fe} = \epsilon_{cu} \left(\frac{d_f - c}{c} \right) - \epsilon_{bi} \leq \epsilon_{fd}$
Revision $\epsilon_{fe} \geq \epsilon_{fd} \Rightarrow$	ϵ_{fe}	= 0,0102 mm/mm	
Deformacion unitaria en el concreto	ϵ_c	0,0024 mm/mm	$\epsilon_c = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi}) \left(\frac{c}{d_f - c} \right)$
Revision $\epsilon_c < 0,003$	<input type="text" value="OK"/>		

3.7 Calculo de la deformación en el refuerzo existente

Deformacion unitaria en el refuerzo a tension	ϵ_s	0,0082 mm/mm	$\epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi}) \left(\frac{d - c}{d_f - c} \right)$
---	--------------	--------------	---

158 Evaluación del comportamiento de conexiones viga-columna en concreto reforzado ante cargas laterales cíclicas y reforzadas con tejido CFRP

3.8 Cálculo del esfuerzo en el acero de refuerzo y en el CFRP

Deformación unitaria en el acero de refuerzo	f_s	1,65 kN/mm ²	$f_s = E_s \epsilon_s \leq f_y$	(10-11)
Revisión				
$f_s \geq f_y$	=	0,42 kN/mm ²	$\Rightarrow f_s =$	0,42 kN/mm ²
Deformación unitaria efectiva en el CFRP	f_{fe}	2,39 kN/mm ²	$f_{fe} = E_f \epsilon_{fe}$	(10-9)

3.9 Cálculo de las fuerzas internas resultantes y chequeo del equilibrio

Relación profundidad bloque de compresión/prof eje neutro sección reforzada β_1	0,77	$\beta_1 = \frac{4\epsilon_c' - \epsilon_c}{6\epsilon_c' - 2\epsilon_c}$	Ejemplo 15.3 ACI 440.2R-08
Factor de f'c para determinar el esfuerzo promedio en el concreto α_1	0,92	$\alpha_1 = \frac{3\epsilon_c' \epsilon_c - \epsilon_c^2}{3\beta_1 \epsilon_c'^2}$	Ejemplo 15.3 ACI 440.2R-08

3.10 Ajuste de la profundidad del eje neutro

Revisión de la profundidad del eje neutro y equilibrio de fuerzas	c	<input type="text" value="56,79"/> mm	$c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\alpha_1 f_c' \beta_1 b}$
---	-----	---------------------------------------	--

3.11 Cálculo de la capacidad nominal a flexión del elemento reforzado

Contribución del acero de refuerzo existente	M_{ns}	<input type="text" value="50,20"/> kN*m	$M_{ns} = A_s f_s \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right)$	
Contribución del CFRP	M_{nf}	<input type="text" value="22,58"/> kN*m		
Factor de reducción de resistencia por flexión ϕ		<input type="text" value="0,9"/>	$M_{nf} = A_f f_{fe} \left(d_f - \frac{\beta_1 c}{2} \right)$	Porque $\epsilon_s > 0.005$
Factor de reducción por flexión del CFRP ψ_f		0,85		
Capacidad nominal a flexión del elemento reforzado ϕMn		<input type="text" value="62,46"/> kN*m	$\phi Mn = \phi [M_{ns} + \psi_f M_{nf}]$	

Revisión

$\phi Mn \geq M_u$	\Rightarrow	62,46	\geq	56,5 kN*m	<input type="text" value="OK"/>
--------------------	---------------	-------	--------	-----------	---------------------------------

3.11 Cálculo de la longitud de desarrollo mínima del CFRP

Longitud de desarrollo calculada	l_{df}	89,6 mm	$l_{df} = \frac{n E_f f_f}{\sqrt{f_c'}}$
Longitud de desarrollo a usar (recomendada por ACI 440.2R-08)	l_{df}	150 mm	

REFUERZO A COLOCAR

Colocar una capa de tejido SikaWrap 300 C de 20 cm de ancho en ele (L) entre columna y viga en las cuatro esquinas del nudo

6.2.2 Refuerzo a flexión de las columnas

1. Alcance

A partir de la resistencia nominal a la flexión de la columna sin CFRP, las características geométricas de refuerzo existente, las propiedades de la fibra de carbono seca y el momento ultimo incrementado en un 30 % se procede a diseñar el refuerzo externo consistente en una capa de tejido de 20 cm de ancho colocado en ele entre columnas y vigas en las cuatro esquinas del nudo. Se aclara que el refuerzo a flexión tanto para vigas como para columnas es un solo elemento en "ELE" que provee refuerzo a flexión y anclaje.

2. Datos de entrada

2.1 Geometría y propiedades mecánicas de la Columna

			Ecuaciones
Longitud de la columna	l	2,55 m	
Ancho de la columna	w	300 mm	
Profundidad efectiva acero a tension	d	254 mm	
Altura de la columna	h	300 mm	
Resistencia especificada a la compresion del concreto	f_c	24,6 N/mm ²	
Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo	f_y	420 N/mm ²	
Resistencia nominal a la flexion de la sección sin FRP	ϕMn	44,4 kN*m	
Refuerzo a tension	A_s	529 mm ²	
Cuantía de refuerzo a tension	ρ_s	0,00695	$\rho_s = \frac{A_s}{b * d}$

2.2 Propiedades de la fibra de carbono seca

Tejido de fibra de carbono, referencia	SikaWrap 300C		
Adhesivo epóxico, referencia	Sikadur 301		
Espesor de la fibra seca	t_f	0,17 mm	
Resistencia ultima a la tensión	f_{fu}^*	3447 N/mm ²	
Modulo de elasticidad de la fibra seca	E_f	234421 N/mm ²	
Deformacion unitaria de rotura	ϵ_{fu}^*	0,015 mm/mm	

2.2 Cargas y momentos

Momento mayorado	M_u	57,8 kN*m	$\rho_f = \frac{A_f}{b * d}$
------------------	-------	-----------	------------------------------

3. Procedimiento de diseño

3.1 Calculo de las propiedades de diseño del CFRP

Columna localizada en el exterior del edificio.			
Factor de reduccion ambiental	C_E	0,85	
Resistencia ultima a tension de diseño del CFRP	f_{fu}	2929,95 N/mm ²	$f_{fu} = C_E f_{fu}^*$
Deformacion unitaria de rotura de diseño del CFRP	ϵ_{fu}	0,012 mm/mm	$\epsilon_{fu} = C_E \epsilon_{fu}^*$

3.2 Calculos preliminares

Propiedades del concreto			
Relacion profundidad bloque de compresion/prof eje neutro seccion existent	β_f	0,85	
Modulo de elasticidad del concreto	E_c	20389 N/mm ²	
Deformacion unitaria del concreto correspondiente a f'c	ϵ'_c	0,0021 mm/mm	
Deformacion unitaria ultima del concreto confinado	ϵ_{cu}	0,003 mm/mm	
Propiedades del refuerzo en acero, existente			
Modulo de elasticidad del acero	E_s	200 kN/mm ²	
Area del refuerzo a tension	A_s	529 mm ²	
Propiedades del refuerzo CFRP			
Numero de capas de refuerzo CFRP	n	1	
Ancho de la lamina seca de CFRP	w_f	200 mm	
Area del refuerzo externo CFRP	A_f	34 mm ²	$A_f = n t_f w_f$
Profundidad efectiva del CFRP a flexion	d_f	300 mm	

3.3 Determinacion del estado existente de deformacion en el concreto

Deformacion unitaria inicial del concreto por carga muerta en zona a tensior	ϵ_{bi}	0 mm/mm	$\epsilon_{bi} = \frac{M_{bi}(d_f - kd)}{I_c E_c}$
--	-----------------	---------	--

160 Evaluación del comportamiento de conexiones viga-columna en concreto reforzado ante cargas laterales cíclicas y reforzadas con tejido CFRP

3.4 Determinación de la deformación de diseño

Deformación unitaria por desprendimiento del CFRP	ε_{fd}		0.0102 mm/mm		
Revisión	ε_{fd}	$<$	$0.9 \cdot \varepsilon_{fu}$	$=$	0.0112 mm/mm
					OK

$$\varepsilon_{fd} = 0.41 \sqrt{\frac{f'_c}{n E_f t_f}} \leq 0.9 \varepsilon_{fu}$$

3.5 Cálculo de la profundidad del eje neutro

Valor inicial de la profundidad del eje neutro	c		57.5		
--	---	--	------	--	--

3.6 Determinación del nivel efectivo de deformación en el CFRP

Deformación unitaria efectiva del CFRP	ε_{fe}		0.0127 mm/mm		
Revisión	ε_{fe}	\geq	ε_{fd}	\Rightarrow	$\varepsilon_{fe} =$ 0.0102 mm/mm
Deformación unitaria en el concreto	ε_c		0.0024 mm/mm		$\varepsilon_c = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{c}{d_f - c} \right)$
Revisión	ε_c	$<$	0.003	\Rightarrow	OK

3.7 Cálculo de la deformación en el refuerzo existente

Deformación unitaria en el refuerzo a tensión	ε_s		0.0082 mm/mm		
---	-----------------	--	--------------	--	--

$$\varepsilon_s = (\varepsilon_{fe} + \varepsilon_{bi}) \left(\frac{d - c}{d_f - c} \right)$$

3.8 Cálculo del esfuerzo en el acero de refuerzo y en el CFRP

Deformación unitaria en el acero de refuerzo	f_s		1.65 kN/mm ²		
Revisión	f_s	\geq	f_y	$=$	0.42 kN/mm ²
				\Rightarrow	$f_s =$ 0.42 kN/mm ²
Esfuerzo efectivo en el CFRP	f_{fe}		2.39 kN/mm ²		$f_{fe} = E_f \varepsilon_{fe}$

3.9 Cálculo de las fuerzas internas resultantes y chequeo del equilibrio

Relación profundidad bloque de compresión/prof eje neutro sección reforzada	β_1		0.77		
Factor de f'c para determinar el esfuerzo promedio en el concreto	α_1		0.92		$\beta_1 = \frac{4e'_c - e_c}{6e'_c - 2e_c}$
					$\alpha_1 = \frac{3e'_c e_c - e_c^2}{3\beta_1 e_c^2}$

3.10 Ajuste de la profundidad del eje neutro

Revisión de la profundidad del eje neutro y equilibrio de fuerzas	c		57.46		
---	---	--	-------	--	--

$$c = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b}$$

3.11 Cálculo de la capacidad nominal a flexión del elemento reforzado

Contribución del acero de refuerzo existente	M_{ns}		51.39		
Contribución del CFRP	M_{nf}		22.55		$M_{ns} = A_s f_s \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right)$
Factor de reducción de resistencia por flexión	ϕ		0.9		
Factor de reducción por flexión del CFRP	ψ_f		0.85		$M_{nf} = A_f f_{fe} \left(d_f - \frac{\beta_1 c}{2} \right)$
Fuerza de tensión desarrollada por el CFRP			73.07		
Capacidad nominal a flexión del elemento reforzado	ϕM_n		63.50		$\phi M_n = \phi [M_{ns} + \psi_f M_{nf}]$
Revisión	ϕM_n	\geq	M_u	\Rightarrow	63.50 \geq 57.8 kN*m
					OK

REFUERZO A COLOCAR

Colocar una capa de tejido SikaWrap 300 C de 20 cm de ancho en ele (L) entre columna y viga en las cuatro esquinas del nudo

6.2.3 Refuerzo por confinamiento de vigas y columnas

1. Alcance:

A partir de la resistencia nominal a la compresión del elemento sin CFRP, las características geométricas de refuerzo existente, las propiedades de la fibra de carbono seca, se procede a diseñar el refuerzo externo consistente en tres capas de tejido CFRP transversal al eje del elemento en la zona de articulación plástica, este refuerzo incluye también el refuerzo por cortante de vigas y columnas.

2. Datos de entrada

2.1 Geometría y propiedades mecánicas de la columna

Longitud de la columna	l	2,55 m
Ancho de la columna	b	300 mm
Profundidad efectiva acero a tensión	d	252 mm
Altura de la viga	h	300 mm
Radio de las esquinas en la sección transversal	rc	20 mm
Resistencia especificada a la compresión del concreto	f'_c	24,6 N/mm ²
Maxima deformación del concreto inconfinado correspondiente a f'_c	ϵ'_c	0,0017 mm/mm
Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo	f_y	420 N/mm ²
Area bruta de concreto en la sección transversal	A_g	90000 mm ²
Area del refuerzo longitudinal	A_{st}	1316 mm ²
Cuantía de refuerzo a tensión	ρ_s	0,01462
Coefficiente de reducción de resistencia para columnas con estribos	ϕ	0,65
Resistencia nominal a la compresión de la sección sin FRP	ϕP_n	1173,5 kN

Ecuaciones

$$\rho_s = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

2.2 Propiedades de la fibra de carbono seca

Tejido de fibra de carbono, referencia	SikaWrap 300C	
Adhesivo epóxico, referencia	Sikadur 301	
Espesor de la fibra curada	t_f	0,17 mm
Resistencia ultima a la tensión	f_{tu}^*	3447 N/mm ²
Modulo de elasticidad de la fibra seca	E_f	234421 N/mm ²
Deformación unitaria de rotura	ϵ_{fu}^*	0,015 mm/mm
Numero de capas	n	3
Factor de eficiencia por deformación en el FRP	κ_e	0,550

2.3 Cargas y momentos

Momento mayorado	P_u	1525,5 kN*m
------------------	-------	-------------

3. Procedimiento de diseño

3.1 Calculo de las propiedades de diseño del CFRP

Columna localizada en el exterior del edificio.	C_E	0,85	
Factor de reducción ambiental			
Resistencia ultima a tensión de diseño del CFRP	f_{fu}	2929,95 N/mm ²	$f_{fu} = C_E f_{fu}^*$
Deformación unitaria de rotura de diseño del CFRP	ϵ_{fu}	0,012 mm/mm	$\epsilon_{fu} = C_E \epsilon_{fu}^*$
Deformación efectiva del CFRP	ϵ_{fe}	0,00687	$E_{fe} = \kappa_e E_f \epsilon_{fu}$
	ϵ_{fe}	0,004	

3.2 Calculo del maximo esfuerzo de compresión requerido por el concreto confinado

Esfuerzo de compresión en el concreto confinado	f'_{cc}	31,59 Mpa	$f'_{cc} = \frac{1}{0,85(A_g - A_{st})} (\phi P_{n,req} - f_y A_{st})$
---	-----------	-----------	--

162 Evaluación del comportamiento de conexiones viga-columna en concreto reforzado ante cargas laterales cíclicas y reforzadas con tejido CFRP

3.3 Cálculo del máximo esfuerzo de confinamiento debido a la chaqueta de FRP

Relación del área efectivamente confinada al área a compresión en la sección A_g/A_c		0,49	$\frac{A_g}{A_c} = \frac{1 - \left[\left(\frac{h}{b} \right) (h - 2r_s)^2 + \left(\frac{b}{h} \right) (h - 2r_s)^2 \right]}{3A_c} - \rho_s$
Factor de eficiencia del CFRP del f'cc basado en la geometría de la sección κ_a		0,49	$D = \sqrt{b^2 + h^2} \quad \kappa_a = \frac{A_s}{A_c} \left(\frac{b}{h} \right)^2$
Diametro equivalente a sección circular	D	424,26 mm	
Máxima presión de confinamiento debido a la chaqueta de CFRP	f_l	2,25 Mpa	$f_l = \frac{2E_f \rho_l \epsilon_{fe}}{D}$

3.4 Cálculo del número de capas de FRP

Factor de reducción de la resistencia del CFRP por cortante	ψ_f	0,95	
Número de capas calculado	n	3,16	$n = \frac{f_l \sqrt{b^2 + h^2}}{\psi_f 2 E_f \epsilon_{fe}}$
Revisión de la relación entre $f_l/f'_c > 0,08$	f_l/f'_c	0,09 >	0,08 OK

3.5 Verificación de la deformación unitaria máxima del concreto confinado

Deformación unitaria máxima del concreto confinado	ϵ_{ccu}	0,01	
Factor de eficiencia del refuerzo CFRP para ϵ_{ccu} de acuerdo con la geometría κ_b		0,49	$\kappa_b = \frac{A_s}{A_c} \left(\frac{h}{b} \right)^{0,5}$
Deformación última a compresión del concreto	ϵ_{ccu}	0,0046	$\epsilon_{ccu} = \epsilon'_c \left(1,5 + 12 \kappa_b \frac{f_l}{f'_c} \left(\frac{\epsilon_{fe}}{\epsilon'_c} \right)^{0,45} \right)$
Revisión $\epsilon_{ccu} \leq 0,01$			OK

Refuerzo a colocar

Colocar tres capas de CFRP transversal al eje del elemento en una longitud de 36 cm. Este reforzamiento incluye el refuerzo por cortante.

6.2.4 Refuerzo por cortante del nudo

1. Alcance

De acuerdo con el comportamiento objetivo de incrementar la resistencia en un 30% y teniendo en cuenta las recomendaciones del Ingeniero Gustavo Tumialán, el ACI 440.2R-08, el NSR-10 y la guía de Prota et al. (2015) (Analytical model and design approach for FRP strengthening of non-conforming RC corner beam-column joints), se realizaron los cálculos para el reforzamiento por cortante del nudo con tejido CFRP referencia SikaWrap 300C adherido externamente y cordón SikaWrap FX50C. A partir de la resistencia nominal a cortante del nudo sin CFRP, las características geométricas de refuerzo existente, las propiedades de la fibra de carbono seca y el cortante máximo requerido en el nudo, se procede a diseñar el refuerzo externo consistente en 3 capas horizontales y 3 verticales de tejido CFRP mas dos cordones de fibra de carbono, envolviendo el nudo en x.

2- Datos

Ecuaciones

$E_s=$	210000 Mpa	Modulo de elasticidad del acero
$E_c=$	20389 Mpa	Modulo de elasticidad del concreto (Del ensayo a compresion)
$f_y=$	4200 kg/cm ²	Apartir de esta def unit fs=fy
$\epsilon_y=$	0.002 cm/cm	Deformacion unitaria del acero al inicio de la fluencia
$f_c=$	24.6 Mpa	Resistencia a la compresion del concreto (del ensayo de laboratorio)
$f_y=$	420 MPa	Resistencia a la tension del acero

Viga

$d=$	26 cm	Profundidad efectiva del refuerzo superior
$d'=$	4 cm	Recubrimiento del refuerzo superior
$b=$	30 cm	Ancho de la viga
$A_s +=$	5.16 cm ²	Area del refuerzo superior
$A_s -=$	3.87 cm ²	Area del refuerzo inferior
$h_v=$	30 cm	Altura de la viga
$d'=$	4 cm	Recubrimiento del refuerzo inferior
$d=$	26 cm	Profundidad efectiva del refuerzo inferior

Columna

$N=$	61.11 kN	Carga axial de la columna
$h_c=$	300 mm	
$b_c=$	300 mm	

$V_{nudo}=$ Kg

Cortante horizontal en el nudo (maximo requerido)

164 Evaluación del comportamiento de conexiones viga-columna en concreto reforzado ante cargas laterales cíclicas y reforzadas con tejido CFRP

Fibra de carbono

Lámina de Sika Wrap 300 C seca

E_f	234421 Mpa	Modulo de elasticidad
f_{fu}^*	3447 Mpa	Resistencia ultima de tension
ε_{fu}^*	0.015 mm/mm	Deformacion especifica de rotura
t_f	0.17 mm	espesor de la fibra de carbono

Cordon seco de SikaWrap FX 50C

E_f	234421 Mpa	Modulo de elasticidad
f_{fu}^*	3792 Mpa	Resistencia ultima de tension
ε_{fu}^*	0.016 mm/mm	Deformacion especifica de rotura
D_f	6 mm	Diametro del cordon
Af	28.0 mm ²	Area cordon

3. Procedimiento de diseño

3.1 Calculo de las propiedades de diseño del CFRP

Lámina de Sika Wrap 300 C seca

Viga localizada en el exterior del edificio.

Factor de reduccion ambiental por exposicion exterior

$$C_E = 0.85$$

Resistencia ultima a tension de diseño del CFRP

$$f_{fu} = 2929.95 \text{ N/mm}^2$$

Deformacion unitaria de rotura de diseño del CFRP

$$\varepsilon_{fu} = 0.012 \text{ mm/mm}$$

$$0.75 \cdot \varepsilon_{fu} = 0.009$$

Cordon de SikaWrap FX 50C seco

Viga localizada en el exterior del edificio.

Factor de reduccion ambiental por exposicion exterior

$$C_E = 0.85$$

Resistencia ultima a tension de diseño del CFRP

$$f_{fu} = 3223.2 \text{ N/mm}^2$$

Deformacion unitaria de rotura de diseño del CFRP

$$\varepsilon_{fu} = 0.014 \text{ mm/mm}$$

$$0.75 \cdot \varepsilon_{fu} = 0.010$$

3.2- Calculo del esfuerzo cortante maximo resistente

Contribucion del concreto al esfuerzo cortante resistente del nudo

$$p_{t,c} = 1.44 \text{ Mpa}$$

$$p_{t,tot} = p_{t,c} = 0.29 \sqrt{f_c}$$

Esfuerzo cortante resistente horizontal

$$v_{jh} = 1.75 \text{ Mpa}$$

$$v_{jh} = p_{t,tot} \cdot \sqrt{1 + \frac{f_a}{p_{t,tot}}} = p_{t,c} \cdot \sqrt{1 + \frac{N/(h_c \cdot b_c)}{p_{t,c}}}$$

Esfuerzo cortante actuante horizontal

$$v_j = 1.78 \text{ Mpa}$$

$$v_j/v_{jh} = 1.02 \text{ Requiere refuerzo adicional}$$

3.3- Esfuerzo cortante aportado por la fibra de CFRP

$\theta = 0.785 \text{ rad}$ 45 grados inclinacion de las fisuras para el esfuerzo cortante maximo

nl = 3 numero de capas de tejido CFRP

ns = 1 numero de lados sobre los que se aplica el refuerzo CFRP

Afeq = **108.2** mm² Area equivalente de tejido CFRP horizontal y vertical

$$A_{f,eq} = n_l \cdot n_s \cdot t_f \cdot h_b \cdot \sin \theta \quad \text{for } \beta = 0^\circ$$

$$A_{f,eq} = n_l \cdot n_s \cdot t_f \cdot h_c \cdot \cos \theta \quad \text{for } \beta = 90^\circ$$

nc = 2 Numero de cordones

Afeq c = **56.00** mm² Area equivalente de cordon CFRP diagonal

3.4- Calculo de la deformacion unitaria efectiva de la fibra de carbono

CID= 1
CMA= 1.5

$$\epsilon_{f,e} = 31.6 \cdot C_{ID} \cdot C_{MA} \cdot \left(\frac{f_c^{2/3}}{A_{f,eq} \cdot E_f} \right)^{0.6}$$

Tejido CFRP

$\epsilon_{fe} = 0.00616 \geq 0.004$ **Reducir deformación efectiva**

Deformacion unitaria efectiva del CFRP

Revisión $\epsilon_{fe} \leq 0.75 \cdot \epsilon_{fu} \Rightarrow \epsilon_{fe} = 0.0040$ mm/mm

Cordón CFRP

$\epsilon_{fe} = 0.00915 \geq 0.004$ **Reducir deformación efectiva**

Deformacion unitaria efectiva del CFRP

Revisión $\epsilon_{fe} \leq 0.75 \cdot \epsilon_{fu} \Rightarrow \epsilon_{fe} = 0.0040$ mm/mm

3.5- Aporte del CFRP a la resistencia nominal a la tension del nudo

Tejido CFRP

$p_{tf} \text{ tejido} = 0.797$ Mpa

Cordon CFRP

$p_{tf} \text{ cordon} = 0.413$ Mpa

$$p_{tf} = \frac{A_{f,eq} \cdot E_f \cdot \epsilon_{f,e}}{b_c \cdot \frac{h_c}{\sin \theta}}$$

3.6- Calculo de la resistencia total a tension (concreto + CFRP)

$\phi_t = 0.75$

$\phi_{pt} \text{ total} = \phi(p_{tc} + p_{tf} + p_{tf} \text{ cordon})$

$\phi_{pt} \text{ total} = 1.99$ Mpa

3.7- Esfuerzo cortante horizontal incluyendo CFRP

$\phi_v = 0.75$

$\phi_{vjh} = 1.73$ Mpa

$\phi_{vj}/\phi_{vjh} = 1.0$ OK

REFUERZO A COLOCAR

Colocar tres capas de tejido Sika Wrap 300C horizontales y tres capas de tejido sikaWrap 300C verticalmente en el nudo mas 2 cordones de SikaWrap FX-50C envolviendo al nudo en X

6.3 Esquema y secuencia de reforzamiento propuesto con CFRP

De acuerdo con el manual de *Recomendaciones para el Diseño de Conexiones Viga-Columna en Estructuras Monolíticas de Concreto Reforzado ACI 352-02*, las conexiones resistentes a momento tipo 2 deben disipar energía a través de deformaciones alternadas en el rango inelástico.

Para conexiones sometidas a fuerzas sísmicas (tipo 2), las fuerzas de diseño que los elementos transfieren al nudo no están limitadas a las fuerzas determinadas de un análisis de cargas mayoradas, sino que deben determinarse de las resistencias probables a flexión de los elementos, sin utilizar los factores de reducción de resistencia.

En el capítulo 4 se determinó el cortante horizontal de diseño en el nudo PRE-1984, dando como resultado un valor de 432.4 kN. De forma análoga se calculó el valor del cortante vertical con base en la resistencia máxima a la flexión de la columna, igual a 488.49 kN. Estos valores son menores que la resistencia al cortante del concreto en el nudo, lo cual no sucede con la tensión diagonal, ni con el cortante adicional generado por el aumento de resistencia a flexión y cortante de los elementos del nudo reforzado, superiores al 30%.

A continuación, en la Tabla 6-2 se presentan los valores de la longitud de plastificación tanto en vigas como en columnas, de acuerdo con la ecuación 1-33. Estos valores fueron tenidos en cuenta en los esquemas de reforzamiento con CFRP con el objetivo de confinar la zona de articulación plástica y reducir la fisuración.

Tabla 6-2. Longitud de plastificación (l_p).

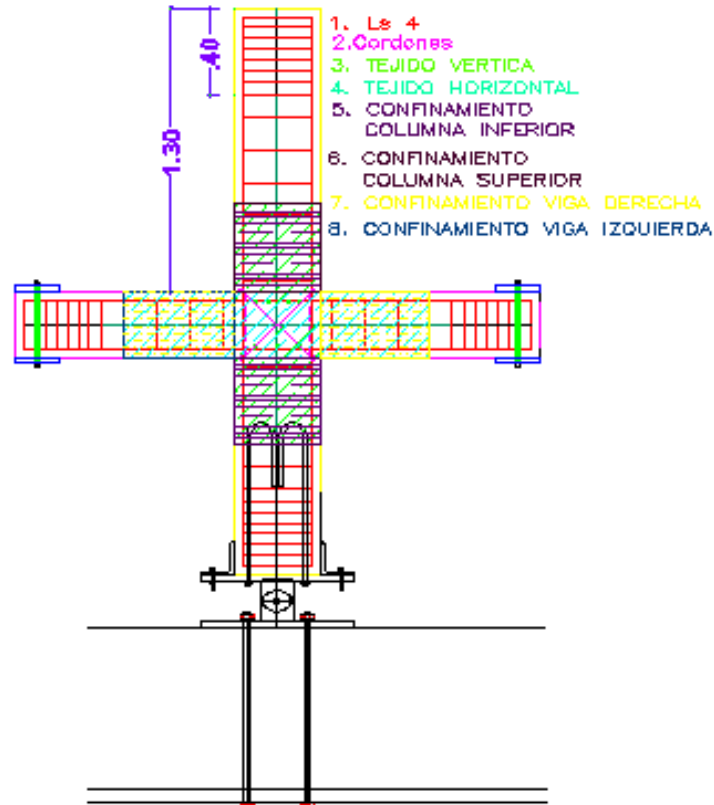
Elemento	l_p	UN	Chequeo $>0.044 * db * f_y$	
Viga	30.1	cm	23.5	OK
Columna	35.2	cm	29.6	OK

Para lograr el comportamiento objetivo de acuerdo con la NSR-10, fue necesario tener clara la función de cada uno de los elementos a colocar en el

reforzamiento integral de la conexión viga columna con el tejido y el cordón CFRP adherido externamente. En la Figura 6-1(a) se muestra el esquema de reforzamiento con cada uno de los elementos de fibra de carbono a colocar; en la figura 6-1(b) se presenta la secuencia de reforzamiento. El orden y función de cada elemento se describe a continuación.

6.3.1.1 Paso 1

Colocar, en el tejido CFRP de 20 cm de ancho entre viga y columna, en las cuatro esquinas del nudo y a una longitud igual a la longitud de la articulación plástica. La función es el aumento de la resistencia a la flexión de vigas y columnas de la conexión.



(a) Esquema de reforzamiento



Paso 1: Colocar las 4 eses
Cada esle consta de una capa de 20 cm de espesor

Paso 2:
Colocar los 2 cordones continuos L=295 cm

Paso 3:
3.1 Tejido horizontal: 3 capas de 20 cm de ancho
3.2 Tejido vertical: 3 capas de 20 cm de ancho
Las capas horizontal y vertical van intercaladas

Paso 4:
Envolver vigas y columnas con tres capas de tejido CFRP
Por confinamiento y cortante

(b) Secuencia de reforzamiento.

Figura 6-1. Reforzamiento propuesto con CFRP del nudo.

Fuente: El autor.

En la figura 6-2 se muestran las etapas del reforzamiento con fibra de carbono realizado en el laboratorio de la Escuela Colombiana de Ingeniería.



1- Preparación de la superficie



2- Colocación de las eses y los cordones



3- Colocación de tejido horizontal y vertical



4- Confinamiento de vigas y columnas y curado final con adhesivo epoxico

Figura 6-2. Reforzamiento realizado con CFRP del nudo en el laboratorio.
Fuente: El autor.

6.3.1.2 Paso 2

Instalar en una caja de 55 mm de ancho por 10 mm de profundidad realizada en el concreto, dos cordones continuos en paquete, colocados en X, rodeando completamente el nudo, los extremos inicial y final se unen por debajo del nudo en la parte posterior. La longitud de los cordones es $L=42.5 \times 2 + 30 \times 7 = 295$ cm. Las funciones de los cordones son:

- a) Confinamiento del nudo;
- b) Contribuir al anclaje de las cuatro eses; y
- c) Reducir la posibilidad de despegue de las eses

6.3.1.3 Paso 3a

Pegar el tejido CFRP horizontal con un ancho de 20 cm. y una longitud igual a $L=2 \times 31 + 30 = 92$ cm. La función es el refuerzo a cortante horizontal del nudo.

6.3.1.4 Paso 3b

Pegar el tejido CFRP vertical con un ancho de 20 cm y una longitud $L=2 \times 36 + 30 = 102$ cm. Su función es el refuerzo a cortante vertical del nudo.

6.3.1.5 Paso 4a

Envolver con tres capas de tejido CFRP el contorno de las vigas, con un ancho de 31 cm y una longitud $L = 30 * 4 + 10 = 130$ cm. Su función es el confinamiento de la zona de articulación plástica de las vigas.

6.3.1.6 Paso 4b

Envolver con tres capas de tejido CFRP el contorno de las columnas, con un ancho de 36 cm., y una longitud $L = 30 * 4 + 10 = 130$ cm. Su función es el confinamiento de la zona de articulación plástica de las columnas.

Por recomendación del American Concrete Institute, Committee 440, ACI-440.2R(2008), se deben redondear todos los bordes del concreto por donde pase la fibra de carbono para evitar sobre esfuerzo por cortante y la falla prematura de la fibra.

Para la instalación del reforzamiento se tuvieron en cuenta las recomendaciones dadas en el ACI 440.2R-08 y la especificación técnica ET 401 de Sika, fabricante de la fibra de carbono utilizada, descritas a continuación.

Condiciones generales de aplicación

Condiciones Ambientales: No se aplicarán los adhesivos en presencia de lluvia o con una temperatura del sustrato o el ambiente inferior a 5° C o superior a 30° C. La temperatura ideal está comprendida entre 10 y 20° C.

Precauciones: Deben respetarse todos los procedimientos, limitaciones y precauciones para los productos especificados de acuerdo con folletos y publicaciones técnicas del fabricante. Evitar el contacto con ojos y piel, y la inhalación de vapores. Mantener ventilación adecuada.

Preparación de la superficie

- *Planeidad para refuerzo FRP precurado:* (Según FIB Bulletin14): La superficie que se va reforzar tiene que estar nivelada con resaltes y oquedades menores de 0,5 mm. Se debe comprobar la planeidad y nivelación de la superficie con una regla. Para regla de 2 m, la tolerancia máxima es de 10 mm y para regla de 0,3 m de longitud 4 mm. Las tolerancias serán más restrictivas si la normativa local lo exige. Se debe verificar la resistencia del soporte en todos los casos. La resistencia al arrancamiento del adhesivo sobre la superficie de concreto tratado debe ser mayor de 2,0 N/mm², mín. 1,5 N/mm². Si estos valores no pueden ser alcanzados, buscar soluciones alternativas. El concreto debe tener una edad mínima de 28 días (tener en cuenta la adquisición de resistencias en función de las condiciones ambientales).
- *Concreto:* Las superficies deben estar secas, limpias y exentas de lechadas superficiales, hielo, agua estancada, grasas, aceites, tratamientos superficiales o pinturas antiguas y partículas mal adheridas. El concreto debe ser limpiado y preparado hasta obtener una superficie de poro abierto, limpia y sin contaminantes, (se puede usar piedra copa grano 60). Para reparar las imperfecciones o defectos superficiales se deben utilizar materiales de reparación estructural tales como mortero epóxico, adhesivo mezclado con la arena de cuarzo. Si el mortero de

reparación ha sido aplicado más de dos días antes de la colocación del tejido, la superficie nivelada tiene que ser lijada para asegurar un pegado adecuado entre el mortero epóxico y el adhesivo epóxico.

- *Método de limpieza:* Para la preparación de la superficie de concreto se recomienda utilizar chorro de arena o cualquier otro procedimiento de limpieza mecánica aprobado, que provea textura rugosa a la superficie conforme al tipo de reforzamiento (flexión, cortante, confinamiento).

Instalación

Sistema FRP fabricados en sitio (*wet lay up*) tejidos SikaWrap

Aplicación en seco (telas delgadas):

Aplicar la mezcla de resina epóxica directamente sobre el sustrato a una tasa especificada por el fabricante dependiendo de la rugosidad de la superficie. Colocar cuidadosamente el tejido sobre la resina con guantes de goma y alisar las irregularidades o bolsas de aire usando un rodillo de plástico. Permitir que la resina pase a través de los hilos del tejido. Si se necesita más de una capa de tejido aplicar una capa adicional de adhesivo a la tasa especificada y repetir el proceso anterior. Aplicar una capa final del epóxico sobre la superficie expuesta a la tasa especificada.

Corte del tejido

El tejido puede ser cortado a la longitud apropiada usando tijeras de tipo industrial o para trabajo pesado. Debe evitarse el uso de cualquier elemento de corte sin filo que pueda debilitar o deshilar la fibra.

Constructividad del sistema

Para efectos de facilitar la construcción del reforzamiento de conexiones mediante fibra de carbono se presentan los aspectos más importantes a considerar:

-
- Revisión de las condiciones externas y de operación de la estructura existente, para verificar que el sistema CFRP es aplicable y no se presentara una degradación rápida por ambientes agresivos con agentes químicos, mecánicos, medioambientales, etc.
 - Seguir las recomendaciones de instalación del ACI 440.2R-08 y del fabricante de la fibra de carbono.
 - Ceñirse a los planos y recomendaciones del diseñador.
 - En caso de placas aligeradas el procedimiento constructivo es:
 - Se deben demoler las placas superior e inferior en la zona de articulación plástica de las vigas, teniendo cuidado de no cortar el refuerzo de la placa superior y tener apuntalada la estructura hasta que el concreto adquiriera la resistencia de diseño.
 - Se coloca el reforzamiento a flexión (eles) y los cordones de confinamiento y reforzamiento a cortante alrededor del nudo.
 - Colocar los refuerzos en tejido de fibra de carbono para confinamiento de vigas y columnas entre las barras de refuerzo de la placa superior.
 - Fundir nuevamente con concreto de baja retracción, las zonas de placa demolidas, usando puente de adherencia entre la fibra de carbono y el nuevo concreto de acuerdo con las indicaciones del fabricante.
 - En las figura 6.3 se muestran a manera de ejemplo los esquemas y foto del reforzamiento a cortante de las vigas entre las barras de refuerzo de la placa superior. También los reforzamientos a flexión de vigas y columnas.

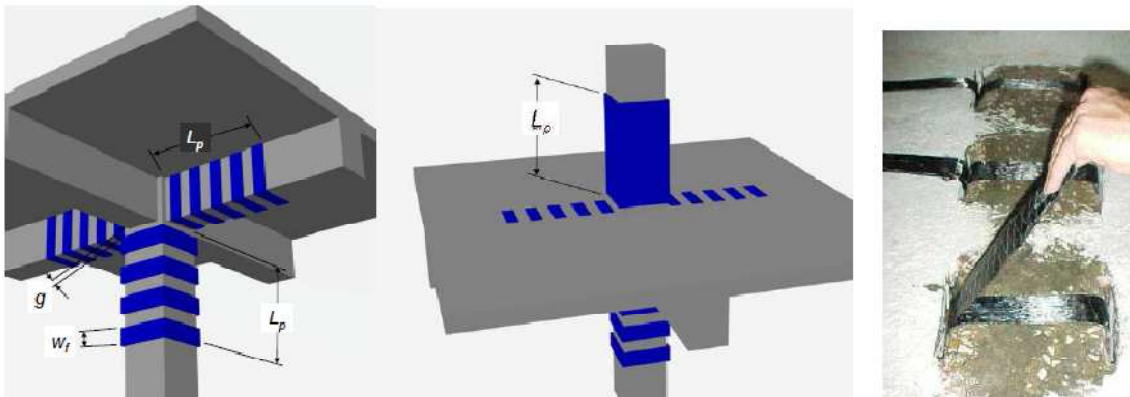
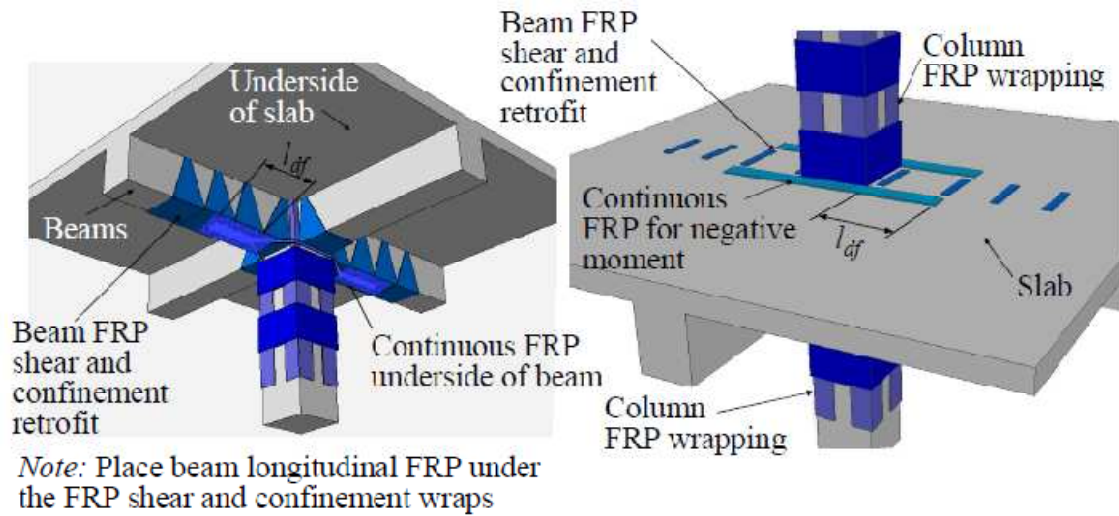


Figura 6-3. Reforzamiento con CFRP de nudos interiores con placa y vigas.
Fuente: Reforzamiento de Estructuras con fibra de carbono. Ing. Hugo Orozco. Sika Mexico.

6.3.2 Resultados de los ensayos a la conexión reforzada con fibra de carbono y comparación con los otros dos especímenes ensayados

6.3.2.1 Curvas de histéresis

A continuación, en la figura 6-4 se presenta la curva de histéresis del espécimen reforzado con fibra de carbono (REF.CFRP)

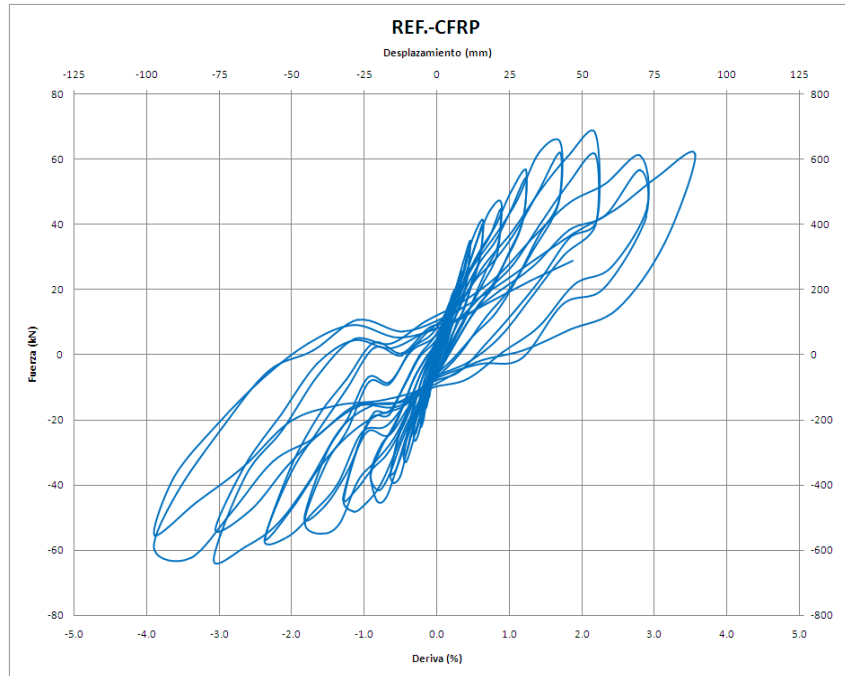


Figura 6-4. Curvas de histéresis del espécimen REF.CFRP
Fuente: El autor

Se comparó la curva de histéresis del espécimen reforzado con fibra de carbono con las curvas mostradas en las figuras 5-3 y 5-4 correspondientes a los especímenes PRE-1984 y NSR-10, Se observa que la deriva máxima para el espécimen REF.CFRP fue la mayor con 4.2% para la misma capacidad de carga. El estrangulamiento de los ciclos de histéresis es menor en el espécimen REF.CFRP, debido principalmente al confinamiento proporcionado por el tejido y el cordón de fibra de carbono en el nudo.

Las curvas de histéresis de la unión NSR-10 y REF.CFRP son más uniformes debido al menor estrangulamiento de los ciclos, y también a que el área bajo la curva entre cada ciclo tiene una menor variación, por lo que se observa una mayor capacidad de disipación de energía que en la conexión PRE-1984.

6.3.2.2 Fisuramiento

Debido a que no es posible la observación directa de la aparición de las primeras fisuras en el espécimen reforzado con CFRP, se utilizó el análisis del

video y las lecturas de las galgas adheridas al tejido de fibra de carbono GE-1, GE-2 y GE-3, y colocadas en las mismas posiciones del nudo que en el espécimen PRE-1984 sobre el concreto. La secuencia de fisuramiento del nudo REF.CFRP, tomando como base la compatibilidad de deformaciones de la fibra de carbono adherida externamente y el sustrato en concreto, es similar a la presentada por el espécimen NSR-10. En la figura 6-5, se muestra la secuencia de aparición de fisuras en el espécimen REF.CFRP por sectores, donde las primeras zonas en aparecer las fisuras son las cuatro esquinas del nudo con un retraso en comparación con los otros dos especímenes PRE-1984 y NSR-10.

Comparando los datos de las galgas externas GE-1, GE-2 y GE-3 para los tres especímenes, se determinó que la aparición de las primeras fisuras con una abertura igual o mayor de 0.1 mm, correspondientes a una deformación unitaria de 5000×10^{-6} mm/mm, se da para derivas entre 0.1% y 0.3%.

En el espécimen REF.CFRP se reduce considerablemente el descascaramiento del concreto en el nudo con respecto a los especímenes PRE-1984 y NSR-10, debido al efecto de unión del adhesivo epóxico y el tejido CFRP en las partículas de concreto.

También es importante indicar que la deformación diagonal del nudo PRE-1984 fue de 24 mm., del nudo NSR-10 de 13 mm, y del nudo REF.CFRP de 10 mm. Esto debido al efecto del confinamiento del nudo con estribos horizontales en el nudo NSR-10 y a los cordones envolventes en el nudo REF.CFRP.

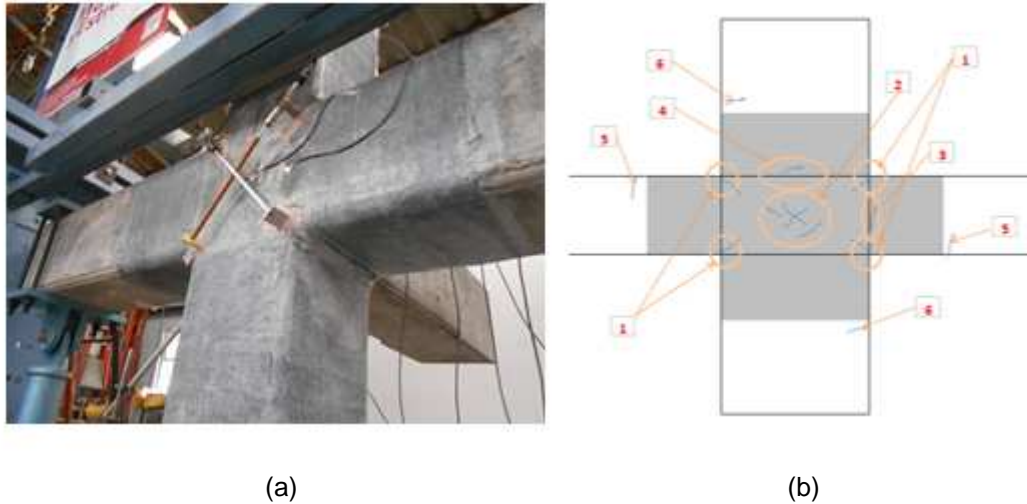


Figura 6-5. Secuencia de aparición de las primeras fisuras en el espécimen REF.CFRP.
Fuente: El autor.

6.3.2.3 Envoltentes de las curvas de histéresis

En la Figura 6-6 se presenta la comparación entre las curvas de histéresis de las conexiones PRE-1984, NSR-10 y REF.CFRP. Como se observa, la conexión reforzada con tejido y cordón de fibra de carbono (REF.CFRP) mostró un comportamiento similar al de la NSR-10 de acuerdo con el diseño.

Para el espécimen REF. CFRP la primera cedencia se presenta en el refuerzo superior de la viga derecha (galga interna 5), a una deriva de 0.77% (19.7 mm) y una fuerza cortante de 40.4 KN.

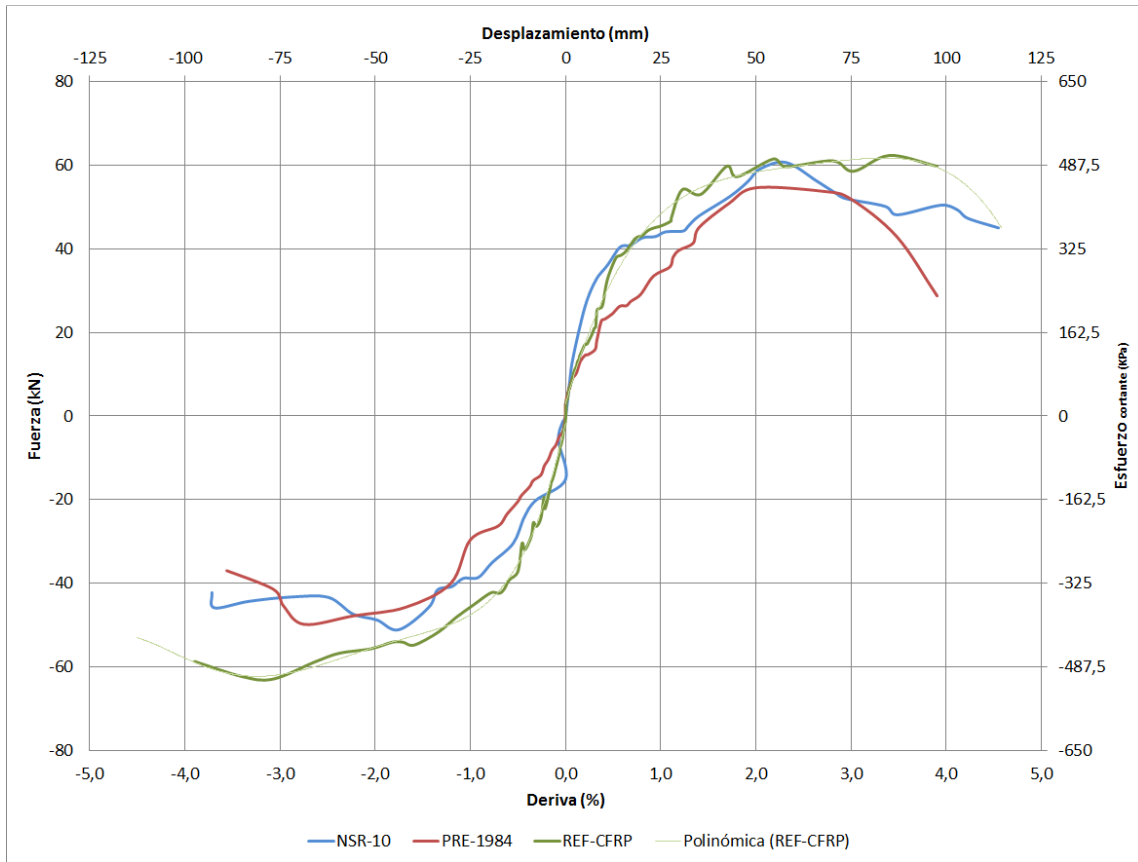


Figura 6-6. Envolventes de las curvas de histéresis para los especímenes PRE-1984, NSR-10 y REF.CFRP.
Fuente: El autor.

Teniendo en cuenta el momento de aparición de la primera cedencia, ésta aparece primero en el espécimen REF.CFRP, luego en el NSR-10 y por último en el PRE 1984 debido a que a mayor grado de confinamiento de la zona de articulación plástica, tanto en vigas como en columnas, se llega a valores más altos de carga máxima soportada, y por tanto, mayores esfuerzos en el refuerzo longitudinal.

La resistencia última (F_u) alcanzada en el nudo PRE-1984 fue 54.7 kN a una deriva de 1.98%; mientras que en el nudo NSR-10 fue 60.7 kN a una deriva de 2.34%. Para el espécimen REF. CFRP la resistencia última alcanzada fue de 62.4 kN, para una deriva de 3.3%. El momento último en la cara de la columna

alcanzado fue de 61.5kN*m para el espécimen PRE-1984 ,68.3 kN*m para el espécimen NSR-10 y de 70.2 KN*m para el espécimen REF. CFRP

Para los especímenes PRE-1984 y NSR-10, debido a que tienen la misma cuantía de refuerzo longitudinal, la resistencia teórica a la flexión calculada de acuerdo con la NSR-10 de la viga es de $\phi M_n = 57.9 \text{ kN}^*\text{m}$, y para la columna de $\phi M_n = 69.3 \text{ kN}^*\text{m}$, teniendo en cuenta la carga axial de 61.1 kN.

Para el espécimen REF.CFRP la resistencia teórica a la flexión, calculada de acuerdo con la NSR-10 y el ACI 440.2R-08, es de 62.46 kN*m para la viga y de 63.5 kN*m para la columna, sin tener en cuenta la carga axial.

El desplazamiento máximo para el espécimen PRE-1984 fue de, $\delta_m = 87.1 \text{ mm}$, correspondiente a una deriva 3.4 % y una fuerza cortante de 43.1 kN. Para el nudo NSR-10 el desplazamiento máximo de $\delta_m = 103.8 \text{ mm}$, correspondiente a una deriva 4.1% y una fuerza cortante de 49.2 kN. Para el espécimen REF.CFRP se utilizó la línea de tendencia proyectada de acuerdo a los datos del ensayo, cuyo desplazamiento máximo alcanzado en el laboratorio fue de $\delta_m = 97.5 \text{ mm}$. El desplazamiento máximo teórico fue de $\delta_m = 110 \text{ mm}$ correspondiente a una deriva de 4.3 % y una fuerza cortante de 49.9 kN,

Los desplazamientos máximos se obtuvieron de acuerdo con lo establecido por Pan y Mohele (1989), asociados a una reducción aproximada del 20% en la resistencia máxima al final del rango inelástico.

A continuación se presenta la Tabla 6-3, en la cual se relacionan los puntos principales en la curva de histéresis para cada uno de los especímenes a los cuales se les realizó el ensayo pseudo-dinámico.

Para todos los especímenes se observó que la aparición de las primeras fisuras (F_f) en las 4 esquinas del nudo se retrasan en la medida en que aumenta el confinamiento en la zona de articulación plástica y del nudo. La primera cedencia en el acero (F_y) se da para derivas cercanas a 0.7 % en todos los especímenes, pero para una fuerza lateral mayor en el espécimen reforzado

con fibra de carbono debido al efecto del confinamiento del tejido en los elementos viga y columna y del cordón en el nudo. La resistencia ultima (F_u) aumenta al igual que la deriva a la cual se presenta para los especímenes NSR-10 y REF. CFRP que tienen un mayor confinamiento que el espécimen PRE-1984, con un confinamiento deficiente. La deriva maxima (δ_m) aumenta también para los especímenes REF.CFRP y NSR-10 con respecto al PRE 1984.

Tabla 6-3. Puntos principales en las envolventes de las curvas de histéresis.

Puntos principales en la curva de histéresis	PRE-1984 (1)		NSR-10 (2)		REF.CFRP (3)	
	Deriva (%)	Fuerza (kN)	Deriva (%)	Fuerza (kN)	Deriva (%)	Fuerza (kN)
Primera fisura en el concreto (F_f)	0.2	11.5	0.4	27.3	0.5	30.6
Primera cedencia en el acero (F_y)	0.88	17.7	0.10	5.5	0.77	40.4
Resistencia ultima (F_u)	1.98	54.7	2.34	60.7	3.3	62.4
Resistencia en la deriva máxima ($F_m=0.8 \cdot F_u$)	3.4	43.1	4.1	49.2	4.3	49.9

En la tabla 6-4 se muestran los valores de cortante y momento obtenidos experimentalmente para la deriva del 1%, la cual es la máxima permitida por la norma NSR-10 para el sistema estructural de pórticos en concreto resistentes a momento.

El incremento máximo en la resistencia a la flexión respecto a la PRE-1984 en la conexión NSR-10 fue del 30% mientras que en la conexión REF.CFRP fue de 53%. Esto nos demuestra que se superaron los valores esperados en el diseño del reforzamiento con fibra de carbono los cuales eran incrementos mínimos del 30%.

Tabla 6-4. Valores de fuerza cortante y momento para la deriva $\Delta y = 1\%$

Espécimen	Cortante (kN)	Momento (kN*m)	Incremento (%)
Pre-1984	-29.6	-33.3	NA
	34.7	39.0	NA
NSR-10	-38.5	-43.3	30
	44.1	49.6	27
REF.CFRP	-45,3	-51	53
	45,6	51,3	32

En las figuras 6-7, 6-8 y 6-9 se muestran los especímenes PRE-1984, NSR-10 y REF.CFRP en su condición al final del ensayo dinámico. En el nudo se observa un mayor descascaramiento en el espécimen PRE-1984 que en el NSR-10; mientras que en el espécimen REF.CFRP se observa una mayor integridad en el nudo debido al confinamiento externo proporcionado por el tejido de fibra de carbono y el cordón instalados mediante adhesivo epóxico.



Figura 6-7. Espécimen PRE-1984 en su condición final de falla.
Fuente: El autor



Figura 6-8. Espécimen NSR-10 en su condición final de falla.
Fuente: El autor



Figura 6-9. Espécimen REF.CFRP en su condición final de falla.
Fuente: El autor

6.3.2.4 Ensayo de Pull-Off

Tal como está expresado en la American Concrete Institute, Committee 440, (2008) y en la ICRI 03739, el ensayo está diseñado para evaluar la adherencia de materiales externos utilizados como refuerzo o reparación al concreto. Esto consiste en separar una parte del concreto mediante un disco adherido en la cara expuesta de la fibra de carbono y se va midiendo gradualmente la tensión directa aplicada al elemento para poder desprender el disco. A continuación, se presentan los valores obtenidos en el espécimen E4-01-01 una vez se realizó este ensayo.

Tabla 6-5. Resultados del ensayo pull-off.

Pull-off En columna (MPa)	Pull-off En Viga (MPa)	Pull-off En nudo (MPa)
3.5	3.3	1.3

De acuerdo con el ACI 440.2R-08 y la ICRI 03739, la resistencia a la tracción entre la fibra de carbono y el sustrato en concreto, en el ensayo de pull-off debe ser mínimo de 1.4 MPa; Por lo tanto, se cumple con estos valores límite. El valor obtenido en el nudo es menor que el obtenido en viga y columna, debido a la menor área de sustrato en concreto adherida a la fibra por la presencia de los cordones en el centro del nudo, y posiblemente debido a la fisuración del nudo que disminuyó el área de contacto entre la fibra y el concreto, ya que este ensayo se realizó después de haber sometido el espécimen a las cargas pseudo-dinámicas

En la figura 6-10 se observa el equipo empleado en el ensayo de pull-off en el laboratorio de la Escuela Colombiana de Ingeniería.



Figura 6-10. Ensayo pull-off.

7 Análisis de resultados

A continuación, se presentan los diagramas y análisis de resultados para los especímenes PRE-1984 (E3-01-00), NSR-10 (E2-02-00) y REF.CFRP (E4-01-01). Con estos análisis se hizo un ejercicio de comparación y calificación del comportamiento de los tres especímenes ante cargas cíclicas.

7.1 Comparación de la capacidad de carga de las tres conexiones

En la tabla 7-1 se muestran los resultados de la carga máxima resistida por cada una de las conexiones viga-columna ensayadas en el laboratorio. El tipo de falla presentado es primero flexión en las vigas y luego cortante en el nudo en los tres especímenes.

Tabla 7-1. Cargas máximas y tipos de falla obtenidos de los ensayos pseudo-dinámicos.

Especimen	Código de identificación	Reforzamiento interno	Reforzamiento externo	Tipo de ensayo	Carga Máxima (kN)	Tipo de falla viga	Tipo de falla nudo
3	E3-01-00	PRE-1984	No	Dinámico	54.7	Flexión	Cortante
2	E2-02-00	NSR-10	No	Dinámico	60.7	Flexión	Cortante
4	E4-01-01	REF.CFRP	Si (CFPR)	Dinámico	62.4	Flexión	Cortante

Los resultados anteriores muestran que la capacidad de carga de las conexiones depende de varios factores como: el tamaño de las secciones transversales, la cuantía del reforzamiento longitudinal y transversal, así como de la calidad de los materiales.

El espécimen E2-02-00, el cual se reforzó de acuerdo con la NSR-10, presenta una resistencia máxima a flexión mayor en 10% que el espécimen E3-01-00, el cual fue reforzado de acuerdo con el diseño PRE-1984.

El espécimen E4-01-01 (REF.CFRP) presenta un incremento en la capacidad de carga de 14% con respecto al espécimen E3-01-00 (PRE-1984) y de 4% con respecto al espécimen E2-02-00 (NSR-10).

7.2 Ductilidad

De acuerdo con lo descrito por Paulay(1992), se calculó la ductilidad de las conexiones mediante el factor μ de ductilidad de desplazamiento definido en la ecuación 1-25 como:

$$\mu = \Delta m / \Delta y$$

El resultado del cálculo de la ductilidad para cada espécimen se observa en la tabla 7-2. Se aprecia un aumento de la ductilidad en el espécimen NSR-10 de 66%, atribuido a los estribos de confinamiento de $\frac{3}{8}$ " a una separación de 6.5 cm, cerca del nudo y dentro de él en sentido horizontal, lo cual da un mayor grado de confinamiento al refuerzo longitudinal y una mayor capacidad de desplazamiento en el rango inelástico antes de la falla última. También se presenta un aumento del 44% en la ductilidad del espécimen REF.CFRP debido al efecto del confinamiento del cordón en el nudo y del tejido de fibra de carbono en la zona de articulación plástica de los elementos viga y columna.

Tabla 7-2. Ductilidad de los especímenes

Especímen	Δy (mm)	Δm (mm)	μ	Ro
Pre- 1984	22.4	87.1	3.89	3.89
NSR-10	16	103.8	6.49	6.49
REF.CFRP	19.7	110	5.58	5.58

En la norma colombiana NSR-10, Ro es el coeficiente de capacidad de disipación de energía básico, que para el sistema estructural de pórticos en concreto reforzado tiene un valor de 5. En el espécimen PRE-1984 no se cumple con este valor mínimo, en cambio se supera en los especímenes NSR-10 y REF.CFRP.

De acuerdo con los planos y memorias de cálculo revisados en el Archivo Distrital de Bogotá, de las edificaciones construidas antes de 1984 y dado que la mayoría de los diseñadores no tenían en cuenta las fuerzas sísmicas en el análisis estructural, y solo se consideraban las cargas gravitacionales; en algunos casos se usaba un coeficiente de modificación de respuesta R , que para la zona de riesgo sísmico intermedio y sistema de pórticos de concreto reforzado era de 4.0.

7.3 Rigidez e índice de daño

En la Figura 7-1 se observa la degradación de la rigidez para los especímenes PRE-1984, NSR-10 y REF.CFRP. La rigidez inicial para un desplazamiento cercano a cero es de 4.7 kN/mm para la conexión PRE-1984, de 7.7 kN/mm para la conexión NSR-10 y de 9.2 kN/mm para la conexión REF.CFRP. También se observa que la degradación de la rigidez es similar a partir de un desplazamiento de 25 mm, equivalente a una deriva del 1%, para los tres especímenes. La rigidez alcanzada para un desplazamiento de 102 mm equivalente a una deriva del 4% es aproximadamente de 0.5 para los tres especímenes.

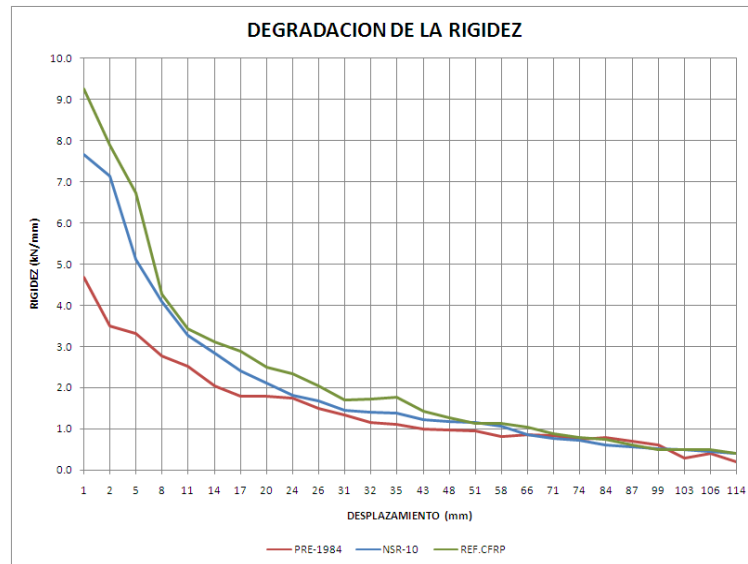


Figura 7-1. Degradación de la rigidez para los especímenes PRE-1984, NSR-10 y REF.CFRP.
Fuente: El autor.

En la figura 7-2 se observan las curvas de índice de daño vs deriva. Comparando los índices de daño para una deriva del 1%, para la conexión PRE-1984 es de 0.54, que según la tabla 1-4 de caracterización del daño estructural (AIS, 2008) corresponde a un nivel de daño fuerte, con daño extensivo que requiere reparaciones mayores. Para las conexiones NSR-10 y REF.CFRP los valores de índice de daño son 0.28 y 0.24 respectivamente, lo cual se clasifica en un nivel de daño moderado que puede ser reparado. Como observamos, los dos tipos de reforzamiento, tanto con estribos en barras de acero como en fibra de carbono, dan una reducción importante en el índice de daño de las conexiones, lo cual trae los beneficios de una menor probabilidad de colapso y una mayor factibilidad para la reparación de edificios de concreto reforzado posterior a un evento sísmico.

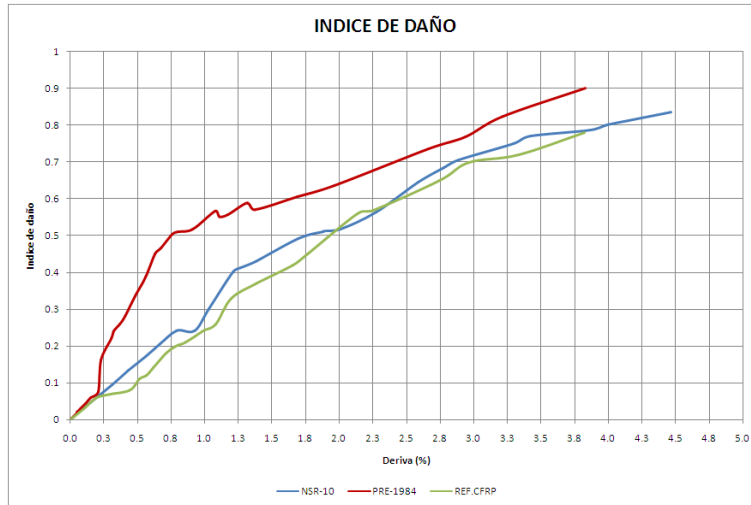


Figura 7-2. Índice de daño para los especímenes PRE-1984 , NSR-10 y REF.CFRP.
Fuente: El autor.

7.4 Energía disipada

En la figura 7-3 se muestran las curvas de la energía disipada vs el desplazamiento acumulado en ambos sentidos (positivo y negativo) del movimiento cíclico para los tres especímenes PRE-1984, NSR-10 y REF.CFRP. Se observa que la energía disipada es de 7356 kN*mm para el espécimen PRE-1984, de 9058 kN*mm para el espécimen NSR-10, y de 9980 para el espécimen REF.CFRP para un mismo desplazamiento de 99.5 mm (198.1/2), equivalente a una deriva de 3.9%.

Se observa que la mayor capacidad de disipación de la energía se da en el espécimen REF.CFRP con un comportamiento similar al del espécimen NSR-10 debido al efecto positivo en el confinamiento del refuerzo longitudinal en el nudo que permite que se conserve la capacidad de carga en cada uno de los ciclos.

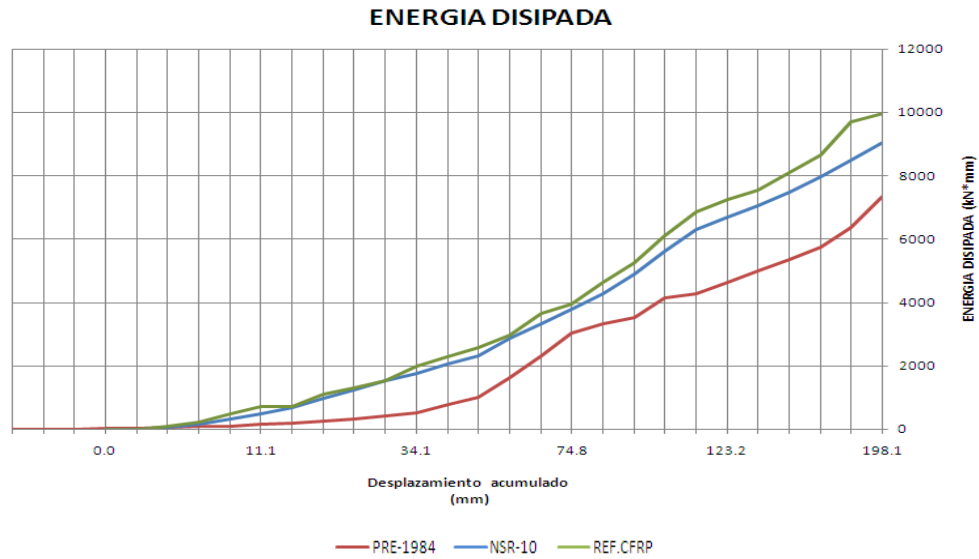


Figura 7-3. Energía disipada para los especímenes PRE-1984, NSR-10 y REF.CFRP
Fuente: El autor.

7.5 Esfuerzos en el acero longitudinal

Los esfuerzos en el acero longitudinal se obtuvieron gracias a las lecturas de las deformaciones unitarias proporcionadas por las galgas internas, cuya distribución se muestra a continuación en la figura 7-4.

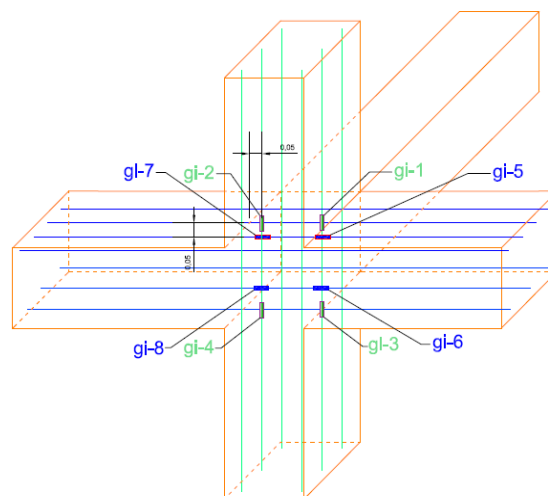


Figura 7-4. Localización de las galgas internas en el refuerzo longitudinal
Fuente: El autor.

De acuerdo con datos de Acerías Paz del Río, fabricante de las barras de acero de refuerzo usadas en los ensayos de laboratorio, el valor de la fluencia mínima para el refuerzo longitudinal es $F_y = 450\text{MPa}$, para una deformación unitaria de $2250 \times 10^{-6} \text{ mm/mm}$.

La Tabla 7-3, ordenada por el tiempo del ensayo cíclico, muestra los datos de las deformaciones unitarias de las galgas internas colocadas en las barras longitudinales para el espécimen PRE-1984. Se observa que la primera cedencia, con una deformación unitaria de $2266 \times 10^{-6} \text{ mm/mm}$, se presenta en la galga gi-8 en el refuerzo inferior de la viga a la izquierda del nudo, con una deriva de 0.88% y una fuerza lateral de 17.7 kN, la cedencia sigue la secuencia de gi-7 en el refuerzo superior de la viga a la izquierda del nudo, gi-5, gi-1, gi-6, y gi-3. No se presenta cedencia en el refuerzo longitudinal de la columna ubicado al lado izquierdo del nudo en las galgas gi-2 y gi-4, debido a que para la deriva máxima alcanzada en el ensayo no se superan los valores de tensión de fluencia y al efecto de la carga axial sobre la columna.

La tabla 7-3 se trabaja en términos de esfuerzos del acero, debido a que: para deformaciones superiores a $2250 \times 10^{-6} \text{ mm/mm}$ el esfuerzo en el acero se toma constante e igual a F_y (420 MPa), de acuerdo con el modelo elastoplástico.

Tabla 7-3. Deformaciones unitarias en el refuerzo longitudinal del espécimen PRE-1984.

Tiempo (s)	Deformación unitaria x 10^6 mm/mm (Strain Gauges)								Deriva (%)	Desplazamiento (%)	Fuerza (kN)
	gi-1	gi-2	gi-3	gi-4	gi-5	gi-6	gi-7	gi-8			
126.8	1510	-452	336	1078	2109	649	548	2266	0.88	22.4	-17.7
134.0	251	1174	1552	-86	952	1996	2257	909	-1.67	-42.6	36.5
137.2	1336	-327	438	958	2530	735	1157	2510	0.67	17.0	-4.6
151.8	2657	-424	1086	1638	10439	2036	5206	12881	2.14	54.7	-19.5
153.4	284	219	564	107	6426	2261	5362	8729	-1.74	-44.5	31.2
154.2	824	1633	2274	151	6552	4848	9621	8935	-2.39	-60.9	25.1
$e_y = 2250 \times 10^{-6} \text{ mm/mm}$			$E_a = 200000 \text{ MPa}$				$H_c = 2550 \text{ mm}$				

La tabla 7-4 muestra los datos de las deformaciones unitarias de las galgas colocadas en las barras longitudinales para el espécimen NSR-10. Se observa

que la primera cedencia, con una deformación unitaria de 2262×10^{-6} mm/mm, se presenta en la galga gi-7 en el refuerzo superior de la viga a la izquierda del nudo, con una deriva de 0.10% y una fuerza cortante de 5.5 kN. La cedencia sigue la secuencia de gi-8 en el refuerzo inferior de la viga izquierda del nudo, gi-5, gi-6, gi-1, y gi-3. En las galgas internas gi-2 y gi-4, ubicadas al lado izquierdo de las columnas superior e inferior respectivamente, no se alcanza la fluencia del acero.

Tabla 7-4. Deformaciones unitarias en el refuerzo longitudinal del espécimen NSR-10.

Tiempo (s)	Deformación unitaria x 10^6 mm/mm (Strain Gauges)								Deriva (%)	Desplazamiento (%)	Fuerza (kN)
	gi-1	gi-2	gi-3	gi-4	gi-5	gi-6	gi-7	gi-8			
87.7	436	-185	-136	372	916	-86	2262	847	-0.10	-2.5	5.5
107.0	1406	-444	-36	1101	2065	-74		2250	0.65	16.6	-15.8
107.1	1581	-463	-24	1242	2252	-74	7247	2434	0.45	11.4	-11.5
114.7	279	2200	1868	-330	-253	3312	14152	5663	-0.50	-12.7	-2.7
123.9	123	1173	985	-123	11144	2254	10398	10704	-2.16	-55.1	37.9
152.0	2255	-1059	299	1727		9361		7010	3.20	81.5	-11.4
152.0	2586	-942	566	2218		9249		7621	1.98	50.4	1.0
170.4	-124	1986	2259	-506				6156	-1.99	-50.7	13.0
ey = 2250 x 10^{-6} mm/mm			Ea = 200000 MPa				Hc=2550mm				

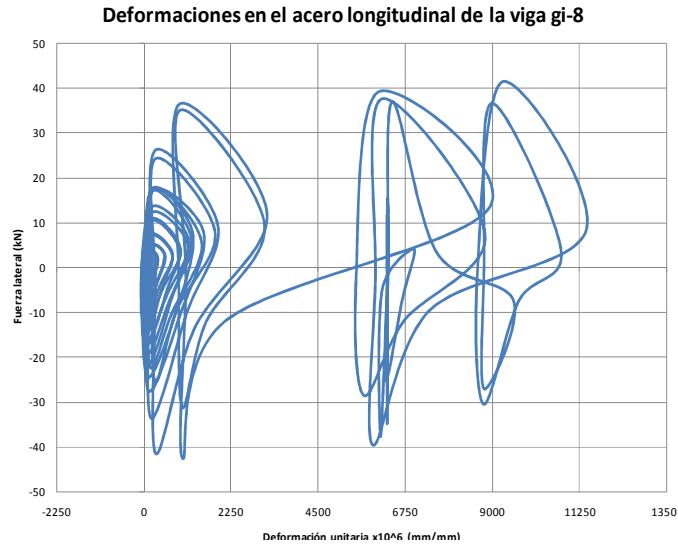
En la tabla 7-5 se presentan las deformaciones unitarias de las barras de refuerzo longitudinal para el espécimen REF.CFRP en las secciones nudo-columna y nudo-viga, de acuerdo a la localización de las galgas internas mostrada en la figura 7-4. La primera cedencia, con una deformación unitaria de 2392×10^{-6} mm/mm, se presenta en la galga interna 5 en el refuerzo superior de la viga a la derecha del nudo con una deriva de 0.77% y una fuerza cortante de 40.4 kN. La cedencia sigue la secuencia de gi-6 en el refuerzo inferior de la viga derecha del nudo, gi-7, gi-2 y gi-8. En las galgas internas gi-1, gi-3 y gi-4, correspondientes al refuerzo longitudinal de las columnas superior e inferior, no se alcanzó la fluencia del acero.

Tabla 7-5. Deformaciones unitarias en el refuerzo longitudinal del espécimen REF.CFRP.

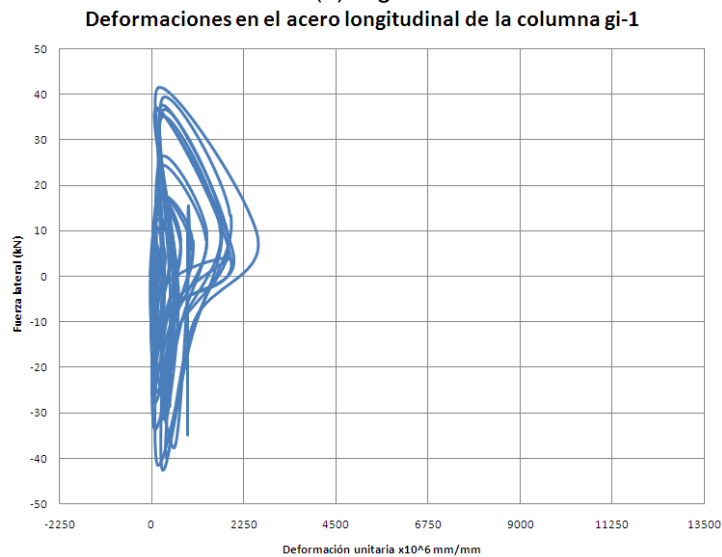
Deformación unitaria x 10 ⁶ mm/mm (Strain Gauges)											
Tiempo (s)	gi-1	gi-2	gi-3	gi-4	gi-5	gi-6	gi-7	gi-8	Deriva (%)	Desplazamiento (mm)	Fuerza (kN)
100.8	1139	-153	-98	966	2392	569	-297	1813	0.77	19.7	-40.4
103.4	-67	1344	1046	165	6344	2351	1712	493	-0.79	-20.1	39.5
113.4	58	1910	1371	359	11982	4226	2293	974	-1.09	-27.7	47.4
123.6	253	2226	1682	594	10482	8032	4942	1425	-1.76	-45.0	60.6
126.6	877	49	416	682	13833	3250	69	2301	1.97	50.3	-34.5
131.0	2127	191	645	1921	14116	4665	895	5665	2.16	55.0	-51.9
133.6	389	2356	1719	816	8510	7755	14863	7674	-2.27	-57.8	52.3
141.0	2095	248	844	2072	11528	4233	7237		2.77	70.7	-48.4
$\varepsilon_y =$		2250 x 10 ⁻⁶ mm/mm		$E_a =$		200000 MPa		$H_c =$		2550 mm	

Luego de analizar las deformaciones unitarias en el refuerzo longitudinal de los tres especímenes, se observa que las primeras fluencias del acero se encuentran en el espécimen NSR-10 seguido del REF.CFRP, y por último en el PRE-1984; esto debido a los mayores valores de capacidad de carga proporcionados por el confinamiento de la conexión.

En la Figura 7-5 se presenta el diagrama con la variación cíclica de las deformaciones en el acero longitudinal vs la fuerza lateral aplicada en el ensayo para el espécimen PRE-1984. En (a) se muestra la variación de las deformaciones en el refuerzo inferior de la viga medidas en la galga interna 8 (gi-8), las cuales superan en más de 4 veces la deformación de fluencia $\varepsilon_y = 2250 \times 10^{-6} \text{ mm/mm}$, con un valor máximo de $\varepsilon_y = 11416 \times 10^{-6} \text{ mm/mm}$, para una deriva de 2.9%. En (b) se observa que para el refuerzo longitudinal de la columna en la galga interna 1 (gi-1), la variación supera la deformación de fluencia $\varepsilon_s = 2657 \times 10^{-6} \text{ mm/mm}$ en un 1.18 veces, para una deriva de 2.0%.



(a) Viga



(b) Columna

Figura 7-5. Variación de las deformaciones unitarias en el refuerzo longitudinal en el espécimen PRE-1984.

Fuente: El autor

En la figura 7-6 se presenta la variación cíclica de las deformaciones en el acero longitudinal para el espécimen NSR-10. En (a) se muestra la variación de las deformaciones en el refuerzo inferior de la viga medidas en la galga interna 8 (gi-8), las cuales superan en más de 4 veces la deformación de fluencia $\varepsilon_y=2250 \times 10^{-6} \text{ mm/mm}$, con un valor de $\varepsilon_s=11750 \times 10^{-6} \text{ mm/mm}$, para una deriva

de 2.9%. Nótese en (b) que para el refuerzo longitudinal de la columna en la galga interna 1 (gi-1) se supera por muy poco la deformación de fluencia con un valor de $\varepsilon_s=2581 \times 10^{-6} \text{ mm/mm}$.

Las discontinuidades en la gráfica de deformación unitaria-fuerza lateral se deben a lapsos de tiempo en los cuales no se registraron datos en el equipo.

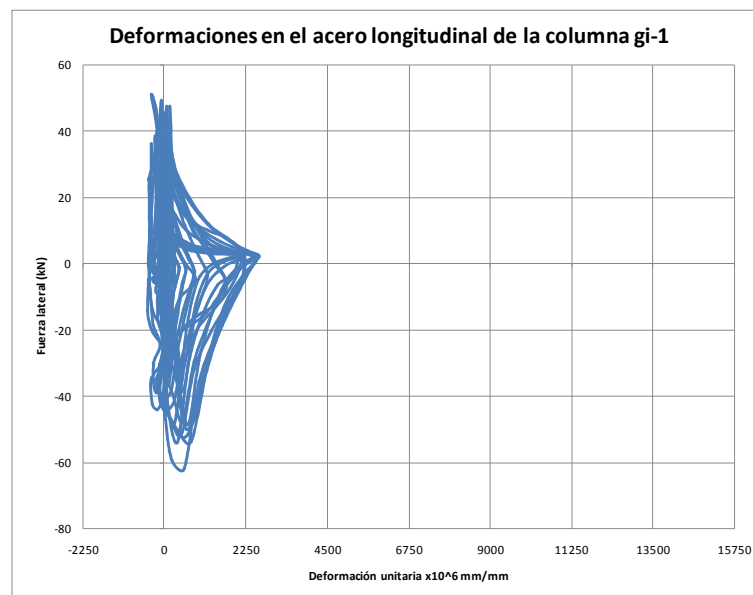
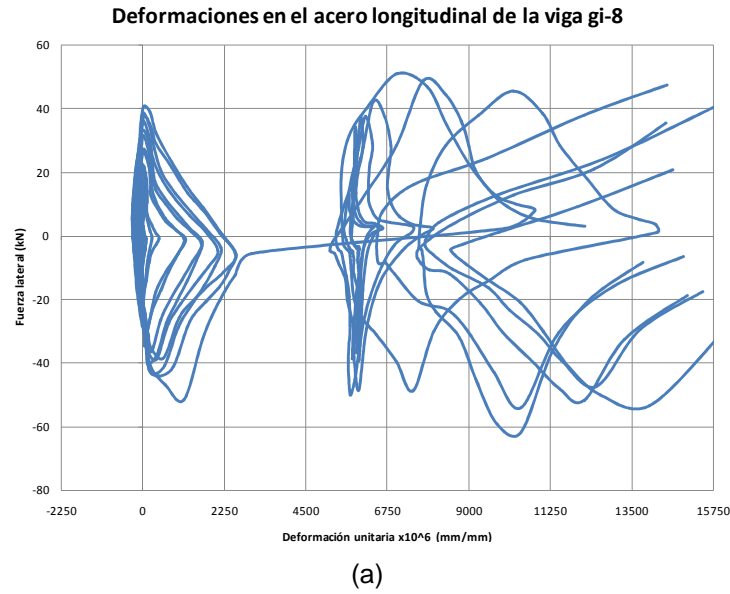


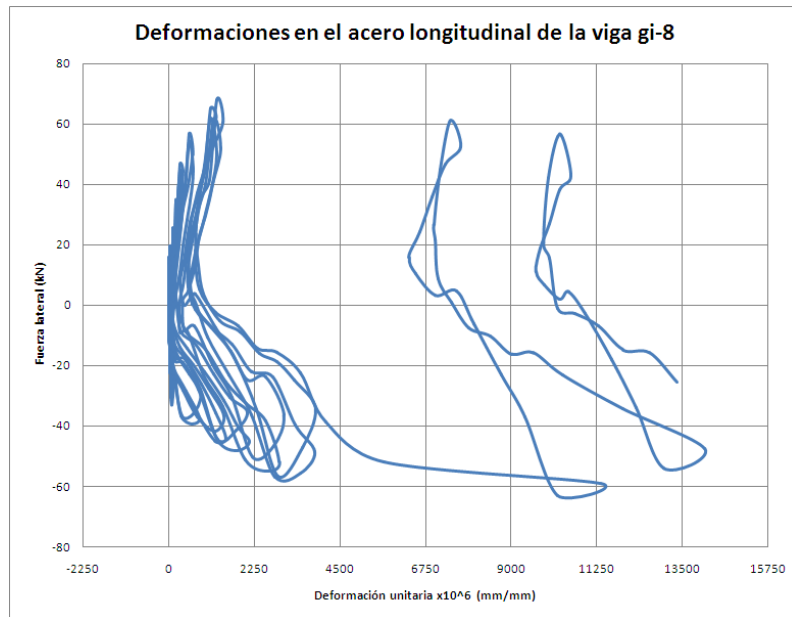
Figura 7-6. Variación de las deformaciones unitarias en el refuerzo longitudinal en el espécimen NSR-10.

Fuente: El autor.

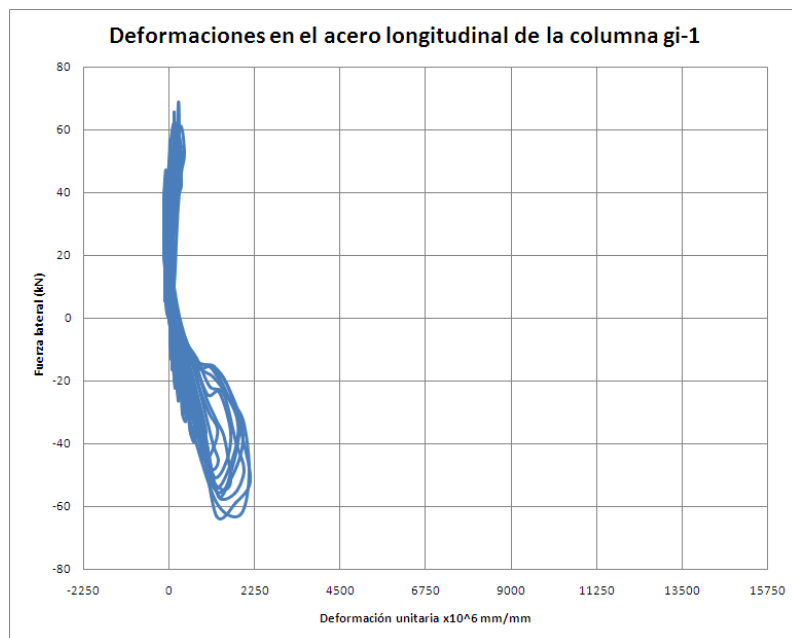
En la figura 7-7 se presenta la variación cíclica de las deformaciones en el acero longitudinal para el espécimen REF.CFRP. En (a) se muestra la variación de las deformaciones en el refuerzo inferior de la viga medidas en la galga interna 8 (gi-8), las cuales superan en más de 6 veces la deformación de fluencia $\varepsilon_y = 2250 \times 10^{-6}$ mm/mm, con un valor de $\varepsilon_s = 14085 \times 10^{-6}$ mm/mm, para una

deriva de 3.8%. Nótese en (b) que para el refuerzo longitudinal de la columna en la galga interna 1 (gi-1) no se supera la deformación de fluencia con un valor de $\varepsilon_s=2127 \times 10^{-6}$ mm/mm.

Las asimetrías en las gráficas de fuerza lateral vs deformación unitaria se deben probablemente a excentricidad en la carga axial y a una mayor deformación en el acero cuando es sometido a tensión, que cuando este mismo es sometido a compresión durante las cargas cíclicas.



(a)



(b)

Figura 7-7. Variación de las deformaciones unitarias en el refuerzo longitudinal en el espécimen REF.CFRP.
Fuente: El autor.

7.6 Esfuerzos en el concreto del nudo

En las figuras 7-8 y 7-9 se muestran las deformaciones unitarias en el nudo, obtenidas a partir de los datos de las galgas externas GE-1, GE-2 y GE-3 colocadas. En la galga externa 1 (GE-1) ubicada a 45° en la diagonal del núcleo del nudo en los tres especímenes, las deformaciones por tensión son similares para PRE-1984 y NSR-10 siendo de 4264×10^{-6} mm/mm y 5363×10^{-6} mm/mm respectivamente. Para el espécimen REF.CFRP el valor de la deformación por tensión de la galga GE1 colocada sobre la fibra de carbono, y que por compatibilidad de deformaciones se toma igual para el concreto, es de 7419×10^{-6} . Se observa que en todos los especímenes se supera ampliamente el esfuerzo máximo de tensión del concreto ($f'_t = 2.4 \text{ MPa}$) equivalente a una deformación unitaria de 101×10^{-6} mm/mm, calculado de acuerdo con los ensayos de laboratorio, tanto en el núcleo como en las secciones críticas nudo-viga y nudo-columna.

Las deformaciones por compresión en el núcleo del nudo son de 1495×10^{-6} mm/mm para el espécimen PRE-1984, 1270×10^{-6} para el espécimen NSR-10 y 1155×10^{-6} mm/mm para el espécimen REF.CFRP. De acuerdo con los ensayos a compresión realizados en el laboratorio, la deformación unitaria correspondiente al $f'_c = 25 \text{ MPa}$ es de 1400×10^{-6} mm/mm, lo cual indica que se presentan valores cercanos al aplastamiento en los tres especímenes, siendo mayor en el nudo PRE-1984.

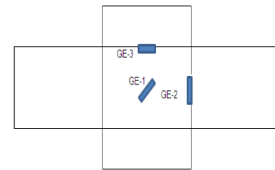
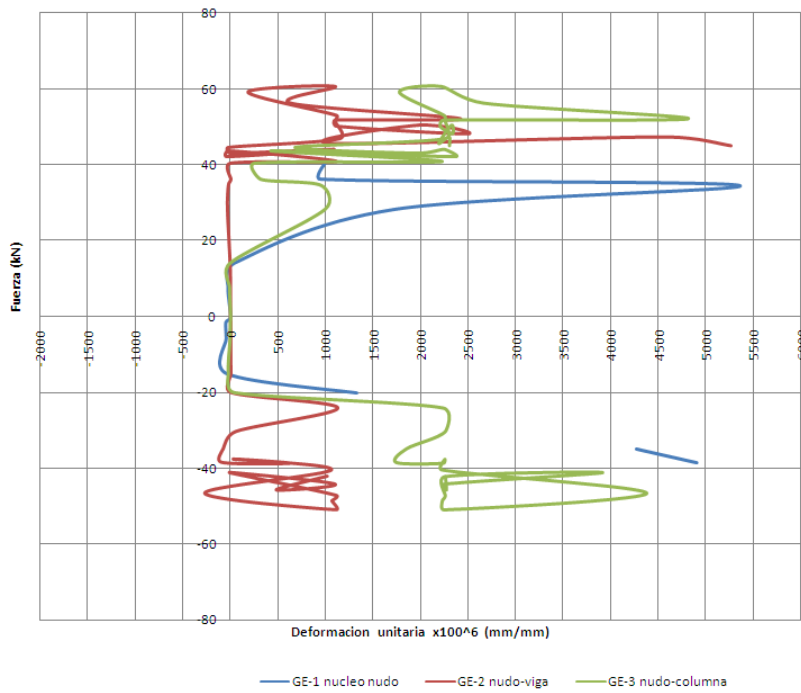
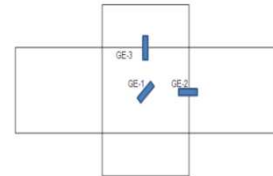
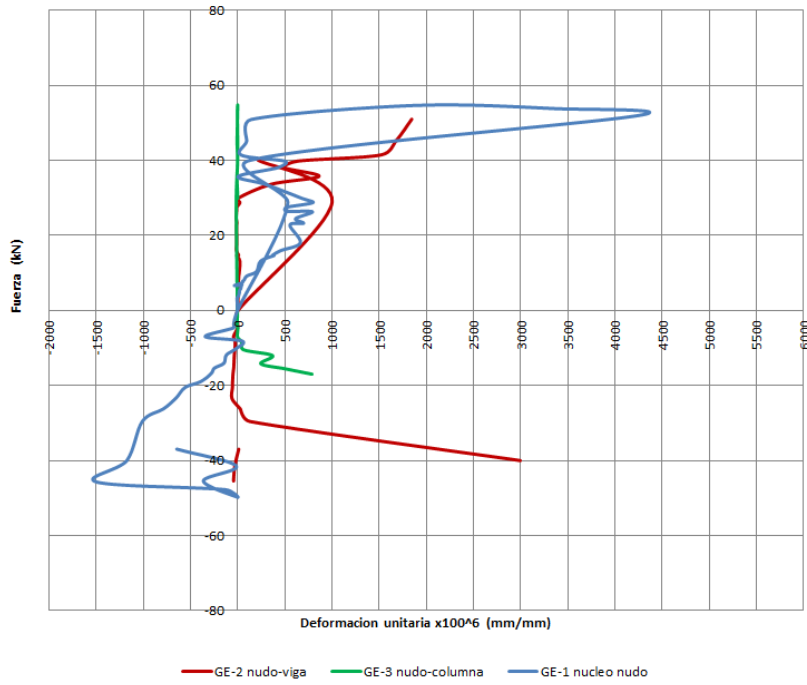


Figura7-8. Variación de las deformaciones en el concreto del nudo.
Fuente: El autor.

Las diferencias en los diagramas para GE-2 y GE-3 se debe a la rotación de las mismas para apreciar mejor las variaciones de las deformaciones en las secciones críticas.

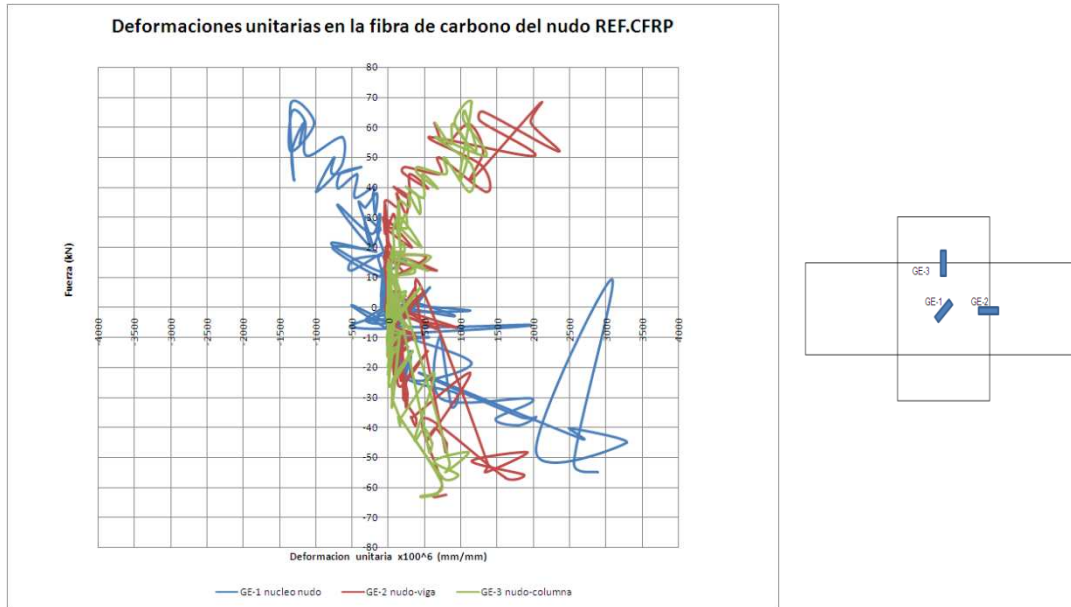


Figura7-9. Variación en las deformaciones de la fibra de carbono del nudo, en la conexión REF.CFRP.
Fuente: El autor.

7.7 Momento rotación de la conexión viga-columna

Debido a que la curvatura equivale a la rotación unitaria y que los diagramas momento-rotación y momento-curvatura proveen una información similar, en esta investigación se trabajó con la rotación de la columna con respecto al nudo, dada la importancia que tiene esta en la determinación de la capacidad de rotación. La información suministrada por las galgas colocadas en el refuerzo longitudinal superior e inferior en la cara del nudo dieron una gran variación y se presentaron lapsos con ausencias de datos, lo cual no sucedía con los LVDT's y el elemento actuador, cuya información fue continua durante todo el ensayo.

Para hallar los gráficos momento-rotación se tomaron las lecturas de los LVDT's, situados en la parte superior del espécimen a la altura del eje del

elemento actuador, cuyos valores coincidieron con los desplazamientos del mismo y los LVDT's situados por encima y por debajo de las vigas.

En la figura 7-10 se muestra el desplazamiento en la parte superior del espécimen Δ_2 y el desplazamiento en la parte inferior Δ_1 , que fue aproximadamente igual al desplazamiento medido en el LVDT situado sobre la viga.

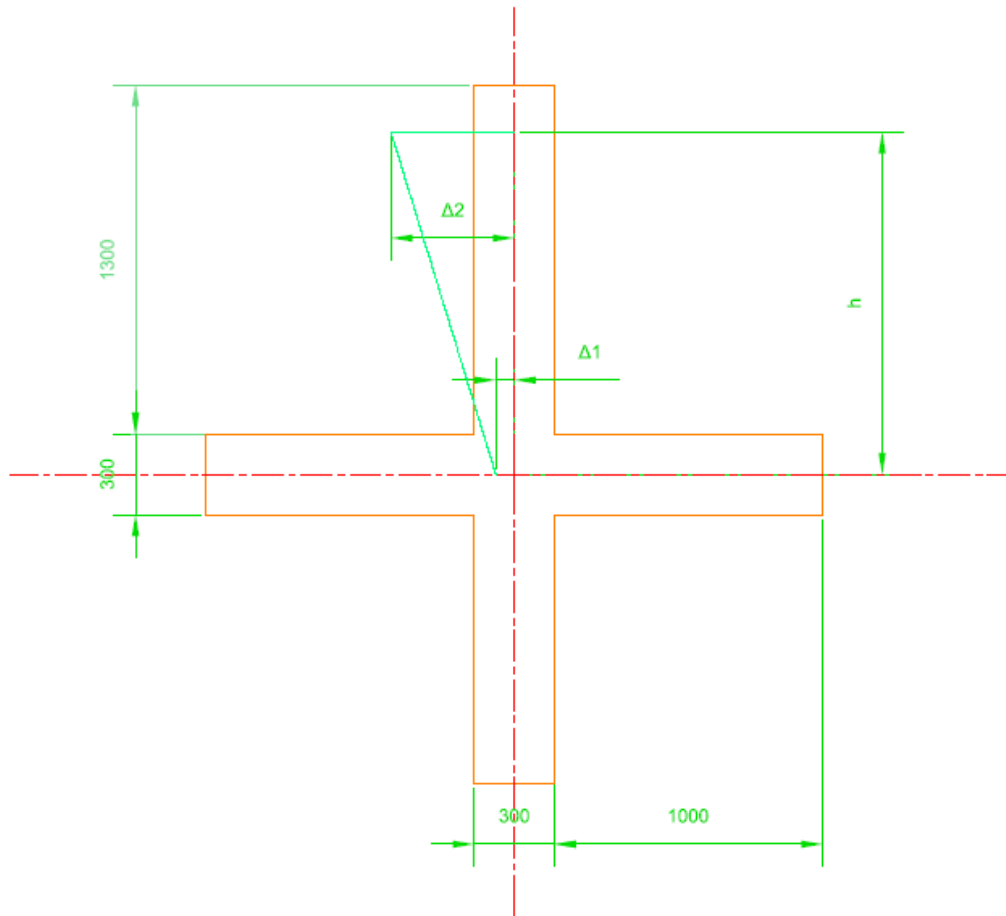


Figura 7-10. Desplazamientos usados para el cálculo de la rotación de las conexiones
Fuente: El autor.

Mediante la ecuación 7-1 se calculó el ángulo de rotación de la conexión:

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{\Delta_2 - \Delta_1}{h} \right)$$

Ecuación 7-1.

La unidad de medida de los ángulos de rotación es el radian.

En la figura 7-11 se muestran las curvas momento-rotación para las conexiones PRE-1984, NSR-10 y REF.CFRP medidas sobre la columna, las cuales son aproximadamente simétricas para los momentos y rotaciones negativas. Se observa que la rotación máxima se obtiene para la conexión REF.CFRP con un valor de 0.11 rad, seguida de la conexión NSR-10 con un valor de 0.092 rad y la menor con un valor de 0.05 para la conexión PRE-1984 y para un momento equivalente al 80% de la capacidad máxima para cada espécimen. Se toma como referencia el valor de 0.092 para determinar la capacidad de rotación mínima de las conexiones, según la norma NSR-10 en el título C, observando que la rotación para la conexión PRE-1984 es menor en un 54% y la REF.CFRP es mayor en un 20%.

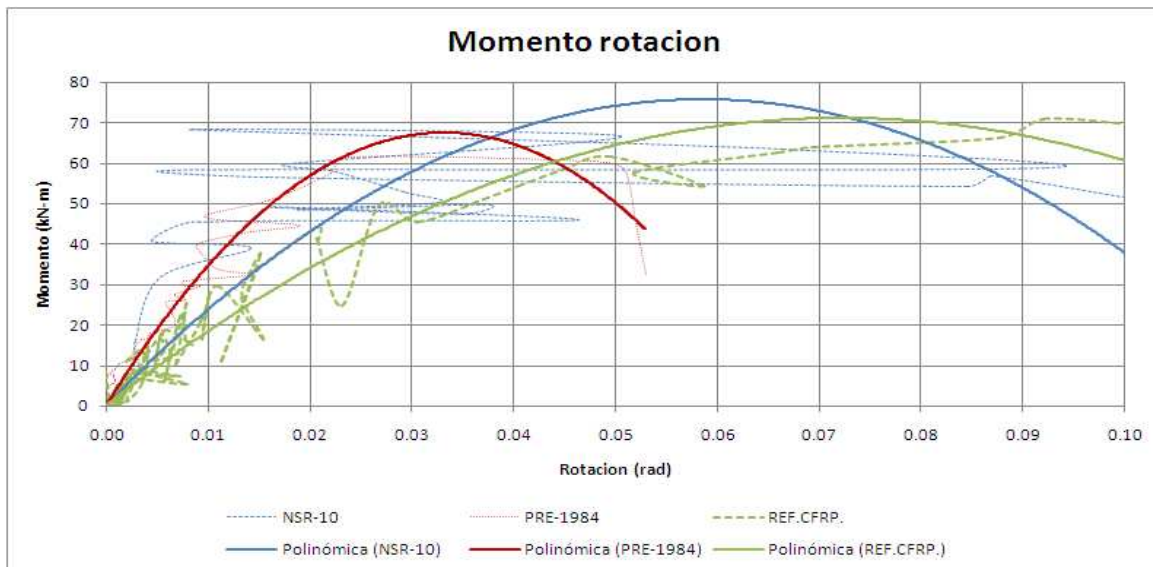


Figura 7-11. Diagrama momento rotación de las conexiones PRE-1984, NSR-10 y REF.CFRP
Fuente: El autor

Se trabaja con la línea de tendencia polinómica dada la alta variación de los datos iniciales. Se observa que se mantiene un comportamiento aproximadamente lineal hasta una rotación de 0.014 radianes para la conexión PRE-1984, de 0.025 radianes para la conexión NSR-10 y de 0.03 Radianes para la REF.CFRP.

7.8 Análisis y comparación de costos de las dos alternativas de reforzamiento.

A continuación, se presentan las tablas de análisis de costos y tiempo de ejecución cada una de las alternativas de reforzamiento. El valor del reforzamiento mediante CFRP de la conexión es mayor en un 33% que por el método tradicional de aumento de sección, pero con las ventajas de que es más rápido y limpio, que el reforzamiento no se afecta por la corrosión, es más liviano, requiere menor mano de obra aunque más especializada y el tiempo de entrada en servicio de la estructura reforzada es menor.

Tabla7-6. Refuerzo CFRP.

Concepto	Unidad	Cantidad	V/U Material y/o Equipo	V/u M.O	V/U	Subtotal
Pulido de Bordes y Superficies	M ²	16,1	\$ 1.000	\$ 9.000	\$ 10.000	\$ 161.000
Caja 55x10 para cordón	M	0,84	\$ 3.000	\$ 40.000	\$ 43.000	\$ 36.120
Suministro e instalacion de tejido CFRP Sikawrap 300c, incluye el adhesivo Sikadur 301	M ²	6,92	\$ 260.610	\$ 130.305	\$ 390.915	\$2.705.132
Suministro e instalacion de Cordón Fx50c	M	5,9	\$ 90.416	\$ 45.208	\$ 135.624	\$ 800.182
Total						\$3.702.433
Tiempo de ejecucion del trabajo:		3 Dias				
Tiempo para la puesta en servicio de la estructura:		7 Dias				

Tabla 7-7. Método tradicional, aumento de sección y de refuerzo longitudinal en elemento de la conexión.

Concepto	Unidad	Cantidad	V/U Material y/o Equipo	V/u M.O	V/U	Subtotal
Picar Alrededor de las secciones	M ²	1,365	\$ 293.040	\$ 150.000	\$ 443.040	\$ 604.750
Suministro y colocacion de Refuerzo Longitudinal	Kg	15	\$ 2.000	\$ 700	\$ 2.700	\$ 40.500
Suministro e instalacion de refuerzo transversal	Kg	25	\$ 2.200	\$ 800	\$ 3.000	\$ 75.000
Suministro y Colocacion Puente de adherencia Sikadur 32	M ²	4,3	\$ 131.580	\$ 50.000	\$ 181.580	\$ 780.794
Formaleta	Gb	1			\$ 250.000	\$ 250.000
Concreto con Gravilla Fina	m ³	1,8	\$ 450.000	\$ 120.000	\$ 570.000	\$1.026.000
Total						\$2.777.044
Tiempo de ejecucion del trabajo:		8 dias				
Tiempo para la puesta en servicio de la estructura :		28 dias				

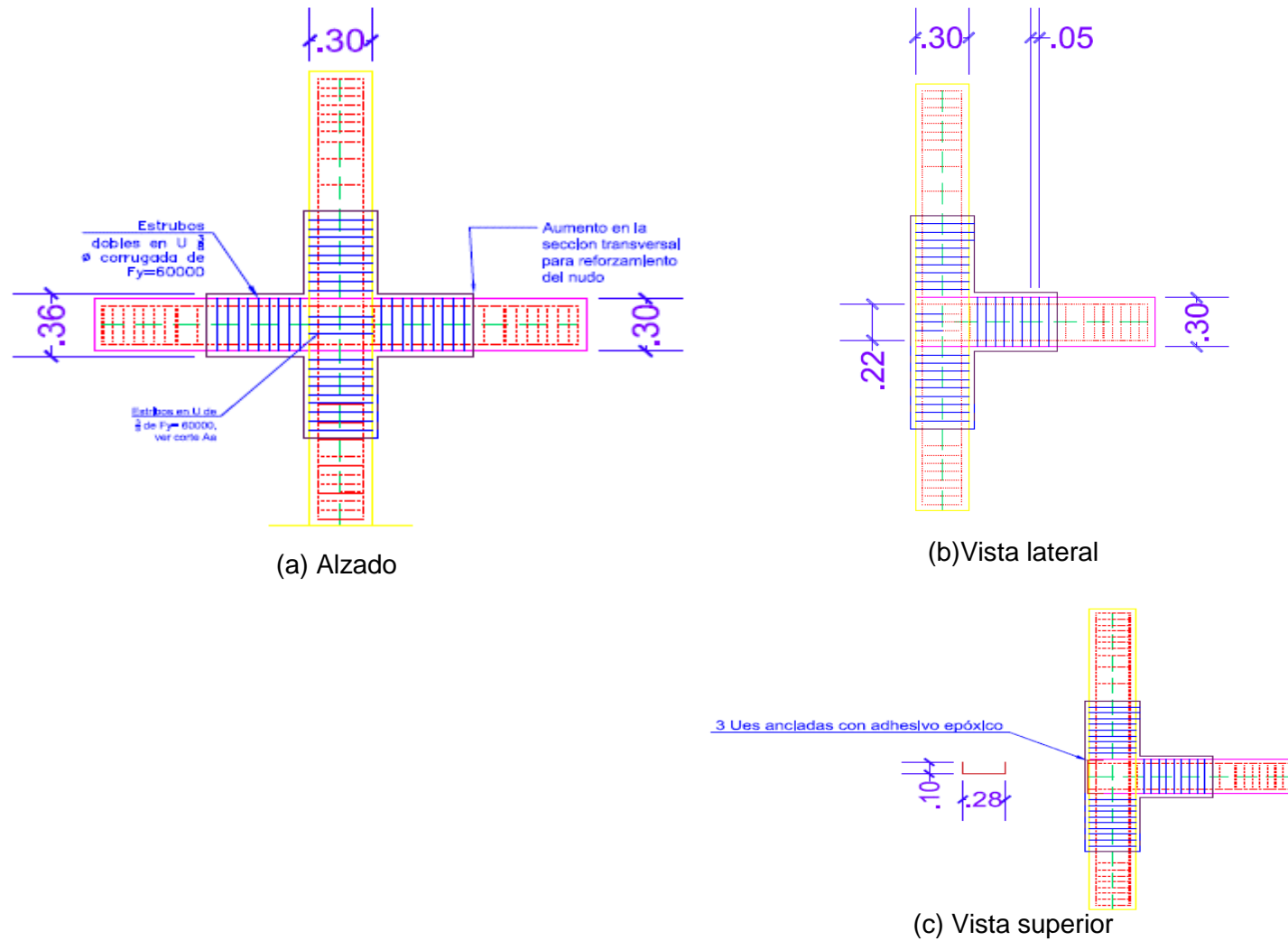


Figura 7-12. Refuerzo del nudo por el método de aumento de secciones

8 Conclusiones y recomendaciones

8.1 Conclusiones

A continuación, se presentan las siguientes conclusiones basados en los estudios y resultados de los ensayos de laboratorio:

- Las conexiones viga columna construidas antes de 1984 presentan menor resistencia, ductilidad, capacidad de disipación de energía que las construidas actualmente siguiendo los parámetros de diseño de la norma colombiana NSR-10, debido principalmente a la falta de confinamiento dentro del nudo y en las vigas y columnas adyacentes, lo que ocasiona pérdida de adherencia bajo el efecto de las cargas cíclicas.
- Las conexiones viga columna diseñadas y construidas siguiendo la norma colombiana NSR-10, presentan mejor comportamiento ante cargas dinámicas, en las que se presenta inversión de momentos y mayor exigencia de resistencia y ductilidad en el rango inelástico. Esto debido al confinamiento proporcionado por los estribos colocados a menor separación en las zonas de articulación plástica y dentro del nudo.
- En esta investigación se evidenció en la conexión reforzada con tejido y cordón de CFRP un incremento mayor al 30% en la ductilidad, la capacidad de carga y la resistencia a cortante, cumpliendo con lo proyectado en el diseño basado en las normas ACI 440.2R-08 y la NSR-10.
- Se evidenció la reducción en el índice de daño tanto en el espécimen diseñado y construido de acuerdo con la norma vigente NSR-10 y en el espécimen reforzado con fibra de carbono, de fuerte a moderado, con lo cual se mejora el comportamiento de los pórticos de concreto reforzados ante eventos sísmicos de las construcciones realizadas antes de 1984.

- Se observó que la conexión reforzada con fibra de carbono mantuvo su integridad reduciéndose el descascaramiento del concreto y mejorando la capacidad de disipación de energía.

8.2 Recomendaciones

Se presentan las recomendaciones para profundizar algunos aspectos en futuras investigaciones similares.

- Plantear otros esquemas de reforzamiento con tejido y cordón de fibra de carbono, en los cuales se determine la contribución de cada uno de los elementos por separado en la resistencia a cortante y flexión en la conexión.
- Con especímenes a escala natural, realizar ensayos biaxiales cíclicos con diferentes valores de carga axial y determinar su efecto en los diferentes parámetros de resistencia, ductilidad, entre otros.
- Plantear la posibilidad de usar el postensionamiento de la conexión con cordones o platinas de fibra de carbono, para determinar su efecto en el confinamiento y comportamiento de la conexión ante cargas cíclicas.
- Realizar ensayos dinámicos de conexiones viga-columna con base tanto en normas americanas como europeas.

Anexos

Anexo A. Coeficiente de capacidad de disipación de energía básico (R_0) para sistema estructural de pórtico resistente a momento

Tabla A.3.3
Sistema estructural de pórtico resistente a momentos (Nota 1)

C. SISTEMA DE PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTOS		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			Alta		Intermedia		baja	
				uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
1. Pórticos resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (DES)									
a. De concreto (DES)	el mismo	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (DES)	el mismo	7.0 (Nota-3)	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
c. Mixtos	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
d. De acero con cerchas dúctiles (DES)	Pórticos de acero resistentes o no a momentos	6.0	3.0	si	30 m	si	45 m	si	sin límite
2. Pórticos resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)									
a. De concreto (DMO)	el mismo	5.0	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (DMO)	el mismo	5.0 (Nota-3)	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
c. Mixtos con conexiones rígidas (DMO)	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	5.0	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
3. Pórticos resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (DMF)									
a. De concreto (DMF)	el mismo	2.5	3.0	no se permite		no se permite		si	sin límite
b. De acero (DMF)	el mismo	3.0	2.5	no se permite		no se permite		si	sin límite
c. Mixtos con conexiones totalmente restringidas a momento (DMF)	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	3.0	3.0	no se permite		no se permite		si	sin límite
d. Mixtos con conexiones parcialmente restringidas a momento	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	4.0	3.0	no se permite		si	30 m	si	50 m
e. De acero con cerchas no dúctiles	el mismo	1.5	1.5	no se permite (nota 5)		no se permite (nota 5)		si	12 m
f. De acero con perfiles de lámina doblada en frío y perfiles tubulares estructurales PTE que no cumplen los requisitos de F.2.2.4 para pórticos no esbeltos (nota 5)	el mismo	1.5	1.5	no se permite (nota 5)		no se permite (nota 5)		si	sin límite
g. Otras estructuras de celosía tales como vigas y cerchas		No se pueden usar como parte del sistema de resistencia sísmica, a no ser que tengan conexiones rígidas a columnas, en cuyo caso serán tratadas como pórticos de celosía							
4. Pórticos tesa-columna (incluye retícula celular)									
a. De concreto con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	el mismo	2.5	3.0	no se permite		si	15 m	si	21 m
b. De concreto con capacidad mínima de disipación de energía (DMF)	el mismo	1.5	3.0	no se permite		no se permite		si	15 m
5. Estructuras de péndulo invertido									
a. Pórticos de acero resistentes a momento con capacidad especial de disipación de energía (DES)	el mismo	2.5 (Nota-3)	2.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. Pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES)	el mismo	2.5	2.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
c. Pórticos de acero resistentes a momento con capacidad moderada de disipación de energía (DMO)	el mismo	1.5 (Nota-3)	2.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite

Notas:

1. El sistema de pórtico es un sistema estructural compuesto por un pórtico espacial, resistente a momentos, esencialmente completo, sin diagonales, que resiste todas las cargas verticales y las fuerzas horizontales.
2. Para edificaciones clasificadas como irregulares el valor de R_0 debe multiplicarse por $\phi_s \cdot \phi_p \cdot \phi_r$. Para obtener $R = \phi_s \phi_p \phi_r R_0$ (Véase A.3.3.3).
3. Cuando se trate de estructuras de acero donde las uniones del sistema de resistencia sísmica son soldadas en obra, el valor de R_0 debe multiplicarse por 0.00.
4. El valor de Ω_0 puede reducirse restándole 0.5 en estructuras con diafragma flexible, pero no debe ser menos de 2.0 para cualquier estructura.
5. Se permite hasta una altura de 12m en edificios de un piso (naves industriales o similares) que no sean del grupo de Uso IV.
6. Los perfiles de lámina doblada y los perfiles tubulares estructurales que cumplan con los requisitos de F.2.2.4 para miembros no esbeltos que se diseñen con conexiones dúctiles calificadas de acuerdo a F.3.1.8 se podrán diseñar como pórticos resistentes a momentos convencionales.

Anexo B. Especificaciones técnicas del tejido y cordón CFRP y protección contra el fuego

Construcción

HOJA TECNICA
Versión: 01/2012
SikaWrap 300C

SikaWrap 300C

Tejido de fibra de carbono para reforzamiento estructural

DESCRIPCION	SikaWrap 300C es un tejido unidireccional de fibra de carbono. El material es saturado en campo usando Sikadur 301 adhesivo epóxico, para conformar el polímero reforzado con fibras (CFRP) usado para el reforzamiento de elementos estructurales.
USOS	<p>Para el reforzamiento a flexión, cortante, confinamiento de elementos estructurales tales como vigas, columnas, losas, muros por las siguientes causas:</p> <p>Incremento de cargas</p> <ul style="list-style-type: none"> - Incremento de carga viva en bodegas - Incremento de volumen de tráfico en puentes - Instalación de maquinaria pesada en edificios industriales - Estructuras con vibración - Cambios en el uso de edificios <p>Reforzamiento Sísmico</p> <ul style="list-style-type: none"> - Envoltura de columnas (confinamiento) - Paredes de mampostería no reforzada <p>Daño de partes estructurales</p> <ul style="list-style-type: none"> - Envejecimiento de materiales de construcción (corrosión). - Impacto de vehículos - Fuego <p>Cambio en el sistema estructural</p> <ul style="list-style-type: none"> - Remoción de secciones de losa y muros para aberturas de acceso. <p>Defectos de diseño o construcción</p> <ul style="list-style-type: none"> - Refuerzo insuficiente - Altura insuficiente de los elementos <p>Reforzamiento temporal</p>
VENTAJAS	<p>Es flexible, puede colocarse envolviendo elementos de forma compleja</p> <p>Alta resistencia, bajo peso y no se corroe</p> <p>Resistente a sustancias alcalinas y ácidas</p> <p>Bajo impacto estético y económico</p> <p>Puede ser aplicado en seco o en húmedo</p>
MODO DE EMPLEO	<p>Preparación de la superficie</p> <p>La superficie debe estar limpia y sana. Puede estar seca o húmeda, pero libre de agua empozada o hielo. Remover polvo, lechada, grasa, compuestos curadores, impregnaciones, grasas, partículas extrañas, material suelto o cualquier otro elemento que impida la adherencia. Cuando la superficie sea irregular debe ser nivelada con un mortero de reparación adecuado. La resistencia en adherencia del concreto debe ser verificada, después de la preparación de superficie por un ensayo aleatorio de resistencia de adherencia a tensión (ACI 503R) a criterio del ingeniero. La mínima resistencia a tensión debe ser de 15 kg/cm² con falla del concreto.</p>



Método de limpieza

Para la preparación de la superficie de concreto se recomienda utilizar chorro de arena o cualquier otro procedimiento de limpieza mecánica aprobado, que provea textura rugosa a la superficie.

Aplicación en húmedo:

Mezclado del epóxico

Para información sobre características y mezclado del **Sikadur 301** referirse a la hoja técnica de los productos.

El consumo de la resina epóxica **Sikadur 301**, depende de la rugosidad de la superficie y la práctica que se tenga en el procedimiento de impregnación del tejido, sin embargo el consumo teórico aproximado es de 350 g/m² de producto para la imprimación de la superficie del sustrato y 750 g/m² para la saturación o impregnación del tejido.

Aplicación

Antes de la colocación del tejido, la superficie de concreto debe ser imprimada y sellada usando el epóxico **Sikadur 301**. El material puede ser aplicado por aspersión, brocha o rodillo. El **SikaWrap 300C** debe ser saturado o impregnado en forma manual o mecánica utilizando el sistema epóxico **Sikadur 301**. En cualquier caso, la instalación debe ser realizada por un aplicador autorizado o personal calificado.

Corte del tejido

El tejido puede ser cortado a la longitud apropiada usando tijeras de tipo industrial o para trabajo pesado. Debe evitarse el uso de cualquier elemento de corte sin filo que pueda debilitar o deshilar la fibra.

Aplicación en seco:

Aplicar la mezcla de resina epóxica **Sikadur-301** directamente sobre el sustrato a una tasa de 1–1,5 kg/m², dependiendo de la rugosidad de la superficie. Colocar cuidadosamente el tejido sobre la resina con guantes de goma y alisar las irregularidades o bolsas de aire usando un rodillo de plástico. Permitir que la resina pase a través de los hilos del tejido. Si se necesita más de una capa de tejido aplicar una capa adicional de **Sikadur-301** a una tasa de 0,5 kg/m² y repetir el proceso anterior. Aplicar una capa final del **Sikadur-301** sobre la superficie expuesta a una tasa de 0,2 kg/m².

DATOS TECNICOS

Propiedades de la fibra	
Resistencia a tensión	4.200 N/mm ²
Módulo de elasticidad	240.000 N/mm ²
Elongación	1.5 %
Dirección de la fibra	0° (unidireccional)
Peso por m ²	300 g
Espesor	0,17 mm
Densidad de la fibra	1.8 g/cm ³

PRECAUCIONES

Los cálculos de diseño deben ser realizados por un ingeniero independiente, debidamente acreditado, siguiendo los lineamientos de estándares de diseño tales como: ACI 440-2R y FIB 14.
El sistema es barrera de vapor. No se debe encapsular elementos de concreto en zonas donde se presente ciclo de hielo-deshielo.
Para mayor detalle sobre la instalación y requerimientos de control de calidad referirse a las Especificaciones Generales para la instalación del Sistema **SikaWrap**. Consultar al Departamento Técnico.

MEDIDAS DE SEGURIDAD

Los tejidos **SikaWrap** no son reactivos. Sin embargo, debe tenerse precaución con el polvo de carbón de la superficie, cuando se manipule el producto.



	Deben utilizarse guantes para evitar irritación de la piel. Igualmente se debe proteger del polvo que se disperse en el aire durante el proceso de cortado. Es recomendable utilizar máscaras de protección adecuadas para este caso.	
PRESENTACION	Rollos de 50 m ² Sikadur-301	(0.50 m x 100,0 m) Unidad de 4.0 kg
ALMACENAMIENTO Y TRANSPORTE	Se debe proteger el material de posible ataque mecánico o contaminación, por tal razón se debe almacenar en su empaque bien cerrado. Transportar con las precauciones normales para productos delicados.	
CODIGOS R/S	R: 22/43 S: 2/24/25/37	



NOTA: La información y, en particular, las recomendaciones sobre la aplicación y uso final de los productos Sika son proporcionadas de buena fe, basadas en el conocimiento y experiencia actuales de Sika respecto a sus productos, siempre y cuando éstos sean adecuadamente almacenados y manipulados, así como aplicados en condiciones normales. En la práctica, las diferencias en los materiales, sustratos y condiciones de la obra son tan particulares que de esta información, cualquier recomendación escrita o cualquier otro consejo no se puede deducir garantía alguna respecto a la comercialización o adaptabilidad del producto a una finalidad en particular, así como responsabilidad alguna que surja de cualquier relación legal. Se deben respetar los derechos de propiedad de terceros. Todas las órdenes de compra, con excepción de aquellas con nuestros actuales proveedores de venta y de aquellos nuevos socios comerciales, siempre a la orden más reciente de la Hoja Técnica, cuyas copias serán facilitadas a solicitud del cliente. Recomendación local: Tener en cuenta que como consecuencia de regulaciones específicas locales el funcionamiento de los productos puede variar de un país a otro. Consulte la Hoja de Datos local para la descripción exacta de los campos de aplicación.

Sika Colombia S.A.
Vereda Canzavita - Km 20,5 - Autopista Norte
Tocanojpa, Cundinamarca
PBX: 8786333 - Fax: 8786660
e-mail: sika_colombia@eo.sika.com
web: eo.sika.com



Hoja de Datos del Producto

Edición 06/01/2014
 Identificación n.º 2.7.3
 Versión n.º 1
 SikaWrap® FX-50 C

SikaWrap® FX-50 C

Cordón de fibra de carbono para la conexión estructural y anclaje de los sistemas de refuerzo SikaWrap®

Descripción del Producto	SikaWrap® FX 50C es un cordón de fibra de carbono unidireccional revestido por un tubo de plástico, que sirve como conector de fibra para el anclaje de tejidos SikaWrap.		
Usos	<ul style="list-style-type: none"> ■ Anclaje de los tejidos SikaWrap® de fibra de carbono y vidrio a hormigón o mampostería. ■ Conexión de los tejidos SikaWrap® de fibra de carbono y vidrio en estructuras de hormigón o mampostería. ■ Refuerzo en superficie tipo NSM 		
Características/Ventajas	<ul style="list-style-type: none"> ■ Fibra de carbono, resistente a la corrosión, durable ■ Uso multifuncional ■ Fácil de instalar 		
Datos de Producto			
Forma	Fibra de carbono		
Tipo de Fibra	Fibra de carbono		
Construcción	Cordón de fibra de carbono, unidireccional, revestido por un tubo de plástico		
Presentación	Rollo de 25 m en un carrete plástico		
Almacenamiento			
Condiciones de almacenamiento/Conservación	Ilimitado, siempre que no haya exposición a la luz solar directa (UV), en condiciones secas y a temperaturas como máximo de 50°C. Transporte solamente en el envase original, o de otra manera adecuadamente protegido contra daños mecánicos.		
Datos Técnicos			
Peso	≥ 50 g/m (contenido de fibra de carbono)		
Sección transversal de fibra	≥ 28 mm² (basado en el contenido en fibra de carbono)		
Densidad de fibra	1.82 g/cm³		
Propiedades Mecánicas/ Físicas			
Propiedades de la fibra seca	Valores en la dirección longitudinal de las fibras		
	Módulo de tracción	Valor mínimo	240 kN/mm²
	Resistencia a tracción	Valor mínimo	4'000 N/mm²
	Elongación a rotura	≥ 1.6 % (nominal)	



Construcción

Notas de Aplicación / Limitaciones	<p>Este producto solo debería ser usado por profesionales formados y experimentados.</p> <p>La aplicación de un refuerzo es intrínsecamente estructural y hay que elegir cuidadosamente aplicadores con experiencia.</p> <p>Notas y limitaciones mencionadas en el Procedimiento de Ejecución sobre la Instalación de los conectores de fibra SikaWrap® deben tenerse en cuenta.</p> <p>Los productos SikaWrap® serán recubiertos para garantizar la máxima adherencia y durabilidad de los adhesivos Sikadur® / impregnaciones / resinas de laminación.</p> <p>Para mantener y asegurar la compatibilidad del sistema completo, no intercambiar los distintos componentes del sistema.</p> <p>El sistema SikaWrap® puede/debe ser cubierto con una capa cementosa o un recubrimiento por estética o por protección. La elección del tipo de recubrimiento dependerá de los requisitos de exposición. Para protegerlo de los rayos UV utilizar Sikagard®-550 Elastocolor ES.</p> <p>Para más detalles, ver el procedimiento de ejecución de la Instalación del Cordón de fibra SikaWrap® y del tejido de fibra de carbono SikaWrap®</p>
Nota	<p>Todos los datos técnicos indicados en estas Hojas de Datos de Producto están basados en ensayos de laboratorio. Las medidas reales de estos datos pueden variar debido a circunstancias más allá de nuestro control.</p>
Instrucciones de Seguridad e Higiene	<p>Para cualquier información referida a cuestiones de seguridad en el uso, manejo, almacenamiento y eliminación de residuos de productos químicos, los usuarios deben consultar la versión más reciente de la Hoja de Seguridad del producto, que contiene datos físicos, ecológicos, toxicológicos y demás cuestiones relacionadas con la seguridad.</p>
Notas Legales	<p>Esta información y, en particular, las recomendaciones relativas a la aplicación y uso final del producto, están dadas de buena fe, basadas en el conocimiento actual y la experiencia de Sika de los productos cuando son correctamente almacenados, manejados y aplicados, en situaciones normales, dentro de su vida útil, de acuerdo a las recomendaciones de Sika. En la práctica, las posibles diferencias en los materiales, soportes y condiciones reales en el lugar de aplicación son tales, que no se puede deducir de la información del presente documento, ni de cualquier otra recomendación escrita, ni de consejo alguno ofrecido, ninguna garantía en términos de comercialización o idoneidad para propósitos particulares, ni obligación alguna fuera de cualquier relación legal que pudiera existir. El usuario de los productos debe realizar las pruebas para comprobar su idoneidad de acuerdo al uso que se le quiere dar. Sika se reserva el derecho de cambiar las propiedades de sus productos. Los derechos de propiedad de terceras partes deben ser respetados. Todos los pedidos se aceptan de acuerdo a los términos de nuestras vigentes Condiciones Generales de Venta y Suministro. Los usuarios deben de conocer y utilizar la versión última y actualizada de las Hojas de Datos de Productos local, copia de las cuales se mandarán a quien las solicite, o también se puede conseguir en la página «www.sika.es».</p>



OFICINAS CENTRALES Y FABRICA

Madrid 28108 - Alcobendas
P.I. Alcobendas
Carretera de Fuencarral, 72
Tels.: 916 57 23 75
Fax: 916 62 19 38

OFICINAS CENTRALES Y CENTRO LOGÍSTICO

Madrid 28108 - Alcobendas
P.I. Alcobendas
C/ Aragoneses, 17
Tels.: 916 57 23 75
Fax: 916 62 19 38



SikaWrap® FX-50 C

3/3

CONSTRUYENDO CONFIANZA



HOJA TECNICA DE PRODUCTO

Sikadur®-301

RESINA DE IMPREGNACIÓN DE ALTO MÓDULO Y ALTA RESISTENCIA

DESCRIPCIÓN	Sikadur 301 es un adhesivo epóxico de 2 componentes, 100% sólidos, de alto módulo, alta resistencia y resistente a la humedad.
USOS	Como resina de impregnación de los tejidos SikaWrap para reforzamiento estructural.
VENTAJAS	<ul style="list-style-type: none">• Fácil de mezclar.• Resistente a la humedad antes, durante y después del curado.• Adhesivo de alta resistencia y alto módulo.• Excelente adhesión al concreto, mampostería, metales, madera y la mayoría de materiales de construcción.• Totalmente compatible y desarrollado específicamente para los sistemas SikaWrap.• Alta resistencia a la deformación bajo carga sostenida.• Alta resistencia a la abrasión y los impactos.• Libre de solventes. <p>Rendimiento: Como sellante del concreto: Aprox. 0.35 kg/m². Como resina de impregnación de la tela: Aprox. 0.65 - 0.85 kg/m² dependiendo del tipo de SikaWrap.</p>
MODO DE EMPLEO	<p>Preparación de la superficie: La superficie del concreto debe prepararse como mínimo con un perfil de superficie (CSP 3) tal como lo define el ICRI. Los desniveles de la superficie no deben exceder de 1/32 in. (1 mm). El sustrato debe estar limpio, sano, y libre de humedad. Remover por medios mecánicos el polvo, residuos de lechada, grasa, aceite, agentes curadores, impregnaciones, partículas extrañas, recubrimientos y materiales sueltos. Para mejores resultados, el sustrato debe estar seco. Sin embargo, una superficie ligeramente húmeda es aceptable.</p> <p>Mezclado: Premezclar el componente A. El componente B no requiere mezclado. Mezcle la unidad completa, no divida las unidades. Vierta el componente B en el A. Mezcle totalmente durante 5 minutos usando un mezclador mecánico de bajas revoluciones (400-600 rpm) hasta que la mezcla sea uniforme.</p> <p>Aplicación como sellador superficial: aplique el Sikadur 301 mezclado sobre la superficie usando una brocha o rodillo. Debe saturarse completamente la superficie con el Sikadur 301. El grado de cubrimiento depende de la porosidad de la superficie.</p> <p>Como resina de impregnación: Sature el tejido SikaWrap hasta que las fibras queden totalmente húmedas. Para instalaciones verticales y sobre cabeza, puede usarse el Sikadur 330 para imprimir el sustrato antes de la colocación del tejido. El Sikadur 301 puede aplicarse tanto en sistema seco como en sistema húmedo. Consulte las hojas técnicas de los tejidos SikaWrap para más información. Si es usado como una resina de impregnación en el sistema húmedo, el Sikadur 301 debe</p>

aplicarse manualmente con brocha o rodillo sobre ambas caras del tejido **SikaWrap**. Luego de saturado, se debe quitar el exceso de resina usando una espátula de goma. Debido a la viscosidad del **Sikadur 301**, no debe usarse un saturador mecánico. Si se desea hacerlo, consulte las hojas técnicas de las resinas de impregnación apropiadas (ej. **Sikadur 300** o **Sikadur Hex 300**).

DATOS TÉCNICOS

(a 23°C y 50% H.R.)	
Color:	Gris claro.
Relación de mezcla:	Componente 'A': Componente 'B' = 3:1 en volumen.
Viscosidad (mezclado):	Aprox. 2,700 cps.
Vida en el recipiente:	Aprox. 40 minutos (1 galón).
Tiempo de contacto:	Aprox. 90 minutos.
Temperatura de deflexión (HDT) (ASTM D-648) 7 días:	47°C.
Temperatura de transición vítrea (Tg) 7 días:	49°C.
Propiedades mecánicas:	
Propiedades de tensión (ASTM D-638):	
Resistencia a tensión a 7 días:	8,000 psi (52.0 MPa).
Módulo de elasticidad:	290 ksi (2,000 MPa).
Elongación de rotura:	3.5%.
Propiedades de flexión (ASTM D-790):	
Resistencia a flexión a 7 días:	13,000 psi (90.0 MPa).
Módulo tangente:	500 ksi (3,448 MPa).
Deformación unitaria de fluencia:	3.0%.
Propiedades de compresión (ASTM D-695):	
Resistencia a la compresión:	1 día: 4,000 psi (27.6 MPa). 3 días: 11,900 psi (82.1 MPa). 7 días: 13,900 psi (96.0 MPa).
Módulo de compresión:	250 ksi (1,725 MPa).

PRECAUCIONES**Limitaciones**

- Temperatura mínima del sustrato y ambiente 40°F (4°C). Temperatura máxima del sustrato y ambiente 95°F (35°C).
- No diluya con solventes.
- Es barrera de vapor una vez cura.
- La edad mínima del concreto debe ser 21-28 días dependiendo del curado y las condiciones de secado.
- A bajas temperaturas y/o alta humedad relativa, se puede formar un leve residuo grasoso sobre la superficie del **Sikadur 301**. Este residuo se debe remover si se quiere aplicar otra capa de tejido **SikaWrap** sobre el **Sikadur 301** ya curado. Debe retirarse este residuo para asegurar una adecuada adherencia. El residuo se puede remover con un trapo mojado con solvente o con agua y detergente. En ambos casos, la superficie debe limpiarse con un trapo seco antes de la colocación de la siguiente capa de tejido o recubrimiento.

MEDIDAS DE SEGURIDAD

Peligro: Componente 'A' - IRRITANTE, SENSIBILIZADOR - Contiene Resina Epóxica, y una mezcla de Hidrocarburo Aromático, Sílice Amorfo, y Dioxido de Titanio. Irritante a los ojos. Puede causar irritaciones respiratorias y de piel.

Contacto prolongado o repetido con la piel puede causar reacción alérgica. Una deliberada concentración de vapores que pueden inhalarse es peligroso y puede ser fatal. Evite el contacto con los ojos y piel. Es dañino si se ingiere. Use solo con adecuada ventilación. Se recomienda usar gafas de seguridad y guantes resistentes a los químicos. Si no hay adecuada ventilación use un respirador aprobado. Quítese las ropas contaminadas y lávelas antes de volver a usarlas.

Componente 'B' - CORROSIVO, SENSIBILIZADOR, IRRITANTE - Contiene Aminas. El contacto con la piel y ojos causa quemaduras graves. Causa irritación de ojos y piel. Los vapores pueden causar irritación de la respiración.

Contacto prolongado y/o repetido puede causar una reacción alérgica. Es dañino si se ingiere. Evite el contacto con la piel y ojos. Usese solo con adecuada ventilación. Se recomienda usar gafas de seguridad y guantes resistentes a los químicos. Si no hay adecuada ventilación use un respirador aprobado. Quite las ropas contaminadas y lávelas antes de volver a usarlas.

Primeros auxilios de los ojos:

Sostenga los párpados lávese con abundante agua durante 15 minutos.
Piel: Quite la ropa contaminada. Lávese con agua y jabón durante 15 minutos.
Inhalación: Lleve la persona a un sitio con aire fresco.
Ingestión: No induzca el vómito.
En todos los casos contacte a un médico si los síntomas persisten.
Manténgase fuera del alcance de los niños.

PRESENTACIÓN	Unidad de 4 kg
ALMACENAMIENTO Y TRANSPORTE	El tiempo de almacenamiento es de 2 años en su envase original, bien cerrado en lugar fresco y bajo techo. Transportar con las precauciones normales para productos químicos.
CODIGOS R/S	R: 20/21/22/34/36/38/43/51/53 S: 2/3/7/9/13/15/20/21/23/24/25/26/27/29/36/38/39/41/45/46



Sika Colombia S.A.
Vereda Canavita, km 20.5
Autopista Norte, Tocancipá
Conmutador: 878 6333
Colombia - web:col.sika.com

Hoja Técnica de Producto
Sikadur 301
Versión: 01/2015

NOTA

La información, y en particular las recomendaciones relacionadas con la aplicación y uso final de los productos Sika, se proporcionan de buena fe, con base en el conocimiento y la experiencia actuales de Sika sobre los productos que han sido específicamente elaborados, manipulados y aplicados bajo condiciones normales de acuerdo con las recomendaciones de Sika. En la práctica, las diferencias en los materiales, métodos y condiciones actuales de los sitios son tales, que ninguna garantía con respecto a la comerciabilidad o aptitud para un propósito particular, ni responsabilidad proveniente de cualquier tipo de relación legal pueden ser inferidas ya sea de esta información o de cualquier recomendación escrita o de cualquier otro asesoramiento. El usuario del producto debe probar la idoneidad del mismo para la aplicación y propósitos deseados. Sika se reserva el derecho de cambiar las propiedades de los productos. Los derechos de propiedad de terceros, patentes, deben ser respetados. Todos los derechos de compra son aceptados con sujeción a nuestros términos de venta y despacho publicados en la página web: col.sika.com. Los usuarios deben referirse siempre a la versión local más reciente de la Hoja Técnica del Producto cuya copia será suministrada al ser solicitada.

CONSTRUYENDO CONFIANZA



HOJA TÉCNICA DE PRODUCTO

Sikacrete®-213 F

MORTERO PARA PROTECCIÓN CONTRA EL FUEGO

DESCRIPCIÓN	Mezcla seca de mortero predosificado, con base en cemento para la protección de estructuras (metálicas y de concreto) contra el fuego, especialmente en la construcción de túneles.
USOS	Sikacrete-213 F es utilizado para proteger estructuras de concreto, concreto reforzado y de acero expuestas a riesgos de fuego. Contiene agregados de filosilicatos, que son altamente efectivos para resistir el calor de fuegos de hidrocarburos. El espesor de la capa a aplicar para la protección contra el fuego depende de la resistencia al fuego especificada. Las propiedades sobresalientes del Sikacrete-213 F permiten reducir ampliamente el espesor de capa requerido para la protección contra el fuego.
CARACTERÍSTICAS / VENTAJAS	<ul style="list-style-type: none"> - Mezcla de mortero seco predosificado para aplicación manual o automática. - Mínimo espesor de capa para cumplir las especificaciones. - Fácil de aplicar. - No contribuye a la formación de humo o gases tóxicos en caso de fuego. - Peso liviano, baja densidad. - Si el mortero es proyectado, la superficie puede ser acabada con llana. - Hasta de 240 minutos de resistencia al fuego. - Mínimo rebote, con poco desperdicio.
MODO DE EMPLEO	<p>Aprobaciones / Normas: VSH (Túnel de Prueba Hagerbach), Suiza- ensayado con curvas de fuego RWS e ISO 834</p> <p>Calidad sustrato Concreto: Limpio, libre de aceite y grasa, sin material suelto. Acero: Limpio, libre de aceite, grasa y óxido.</p> <p>Preparación del Sustrato Limpie la superficie de concreto mediante chorro de agua a alta presión o por algún método (cepillo de alambre, escurificadora) hasta obtener rugosidad. Antes de la aplicación humedezca la superficie del concreto para llevarla a la condición saturada superficialmente seca (SSS).</p> <p>Instrucciones de Aplicación Mezcla 11-14 litros de agua por cada 12.5 kg de Sikacrete-213 F. Tiempo de Mezcla: 3 Minutos</p> <p>Sikacrete-213 F es aplicado mediante proyección por vía húmeda de flujo denso o proyección por vía húmeda flujo diluido o aplicado en forma manual. Humedezca total y previamente la superficie de concreto preparada. Para alcanzar las características físicas óptimas, la boquilla de proyección debe ser manejada por un operario entrenado y experimentado.</p>

Equipo de Aplicación:

- Método manual con llana
- Sistemas de bomba de tixotrópica (ya húmeda), sistema rotor *Alliva* o sistemas *Sika PM* de concreto proyectado.

Refuerzo: Dónde exista riesgo de vibración o daño mecánico de la superficie se recomienda el uso de un malla de alambre liviana como refuerzo con el fin de prevenir cualquier desprendimiento de la capa del mortero.

Notas de la aplicación/Limitaciones

La superficie del mortero aplicado fresco puede ser acabada hasta por una hora después de aplicada, dependiendo de la humedad y la temperatura.

Aplicarse de igual forma que un mortero tradicional, teniendo especial cuidado con el curado, el cual puede hacerse con agua permanente o con *Antisol*. Si hay tratamientos posteriores, se debe planear el retiro total del *Antisol*. Para óptima resistencia al desgaste, se recomienda el sellado adicional de la superficie con *SikaColor SSS W* o con *SikaColor C*.

Protección Sistema SikaCarboDur:

Para proteger al fuego, reforzamientos hechos con el sistema *Sika CarboDur* (platinas y tejidos de fibra de carbono) se recomienda un espesor mínimo de 4 cm en el *Sikacrete-213F*. Este espesor garantizará una protección contra el fuego del sistema *Sika CarboDur* de unos 30 minutos (Consultar al Departamento Técnico *Sika*). En superficies lisas se debe garantizar un perfil de ranura adecuado (superficie rugosa) para promover una excelente adherencia del *Sikacrete-213F*.

Se puede colocar arriba sobre los tejidos (*SikaWrap* + Epóxico *Sikadur-301*) para obtener una superficie rugosa, al día siguiente se podrá colocar el *Sikacrete-213F*.

Limpieza de las herramientas

Limpiar todas las herramientas con agua inmediatamente después de utilizarlas. El material endurecido sólo puede ser removido por medios mecánicos.

Consumo aprox. de producto: 5 kg/m² para un espesor de capa de 10 mm equivalente a 12 kg/m² a un espesor de capa de 20 mm.

Espesor de *Sikacrete 213F* para tiempo de retardo al fuego:

1 hora	15 mm
2 horas	25 mm
3 horas	30 mm
4 horas	50 mm

DATOS TÉCNICOS

Apariencia / Color:	Polvo gris con agregados
Densidad:	- Polvo Aprox. 0.46 kg/l - Mezcla Fresca Aprox. 1.17 kg/l - Endurecido después de 28 días: Aprox. 0.61 kg/l
pH:	12.0 - 12.5
Espesor de Capa:	Mínimo 15 mm sin refuerzo Mínimo 25 mm con refuerzo
Propiedades Mecánicas / Físicas:	
Resistencia a compresión:	Aprox. 2.0 N/mm ²
Resistencia al congelamiento y sales de deshielo:	Con el fin de garantizar la resistencia al congelamiento, ciclos hielo/deshielo y a las sales de deshielo la superficie debe ser tratada con <i>SikaColor C</i>
Conductividad Térmica:	Aprox. 0.23 W/m.K a +10 °C
Condiciones de Aplicación - Límites:	
Temperatura del Sustrato:	+5°C mín. / +35°C max.
Temperatura del Ambiente:	+5°C mín. / +35°C max.
Nota:	El <i>Sikacrete-213F</i> es un mortero liviano el cual no está diseñado para soportar cargas estructurales, solamente es capaz de soportar altas temperaturas.



MEIDAS DE SEGURIDAD	Para información y asesoría sobre el manejo, almacenamiento y disposición de productos químicos, los usuarios deben referirse a la más reciente Hoja de Seguridad del producto que contiene información física, ecológica, toxicológica y de seguridad.
PRESENTACIÓN	Empaque bolsa de 12.5 kg
ALMACENAMIENTO Y TRANSPORTE	12 meses desde la fecha de producción si es almacenado sin destapar en su envase original y en lugar seco y fresco. Transportar en vehículos cerrados protegidos de la humedad y la lluvia.



Preservando el medio ambiente

Sika Colombia S.A.S.
Vereda Camarita, km 20.5
Autopista Nariño, Tocancipá
Código postal 888 6383
Colombia - web.col.sika.com



NOTA


La información y el material suministrados en este documento son únicamente orientativos de los productos Sika. Se reservan todos los derechos de autorización y explotación de todos los productos que forman parte de esta Hoja de Seguridad y que sean de propiedad intelectual de Sika o de terceros. Los derechos de explotación de esta Hoja de Seguridad y de cualquier otro material suministrado por Sika o de terceros, quedan reservados a Sika o a los titulares de los derechos de explotación de esta Hoja de Seguridad y de cualquier otro material suministrado por Sika o de terceros. Sika o los titulares de los derechos de explotación de esta Hoja de Seguridad y de cualquier otro material suministrado por Sika o de terceros, no se responsabilizan por los daños o perjuicios que puedan ocasionar el uso de esta Hoja de Seguridad y de cualquier otro material suministrado por Sika o de terceros. Sika o los titulares de los derechos de explotación de esta Hoja de Seguridad y de cualquier otro material suministrado por Sika o de terceros, no se responsabilizan por los daños o perjuicios que puedan ocasionar el uso de esta Hoja de Seguridad y de cualquier otro material suministrado por Sika o de terceros.

Hoja Técnica de Producto
Sikacrete-713 F
Versión: 04/1918




Anexo C. Ensayos de laboratorio, Concreto

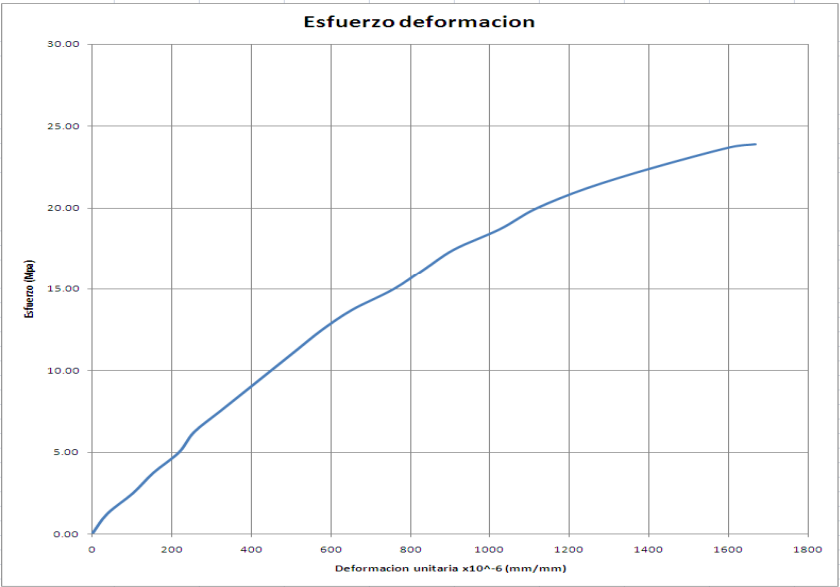
ESPECIMEN E3-01-00 (PRE-1984)


		ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERIA JULIO GARAVITO MAESTRIA EN INGENIERIA CIVIL Comportamiento de Uniones viga columna	FACULTAD DE INGENIERIA LABORATORIO DE MATERIALES Y ESTRUCTURAS Resistencia y modulo de elasticidad del concreto	Elabore: Andres Ramirez Gomez
CILINDRO	03/03/2016		DIMENSIONES DEL MONTAJE	
UBICACIÓN	UNION VIGA COLUMNA E3-01-00 Y E4-01-00		Distancia interna entre el cilindro y el deformimetro (mm) = D1	52 mm
DIMENSIONES DEL CILINDRO			Distancia interna entre el cilindro y el vástago (mm) = D2	53 mm
Altura promedio H (mm)	202 mm		Distancia interna entre anillos (lado del vástago) (mm) = H1	99 mm
Diámetro promedio D (mm)	101 mm		Distancia interna entre anillos (lado del deformimetro) (mm) = H2	99 mm
Área Transversal A (mm ²)	8012 mm ²		Promedio de las distancias H1 y H2 (mm)	99 mm

CARGA (kg)	$\delta l \times 10^{-3}$ (pulg)	Deformacion long. δl (mm)	Esfuerzo (Mpa)	Deformacion unitaria (mm/mm) MILLONESIMAS
0	0	0.000	0.00	0
1000	0.3	0.008	1.25	38
2000	0.8	0.020	2.50	103
3000	1.2	0.030	3.74	154
4000	1.7	0.043	4.99	218
5000	2	0.051	6.24	257
6000	2.5	0.064	7.49	321
7000	3	0.076	8.74	385
8000	3.5	0.089	9.99	449
9000	4	0.102	11.23	519
10000	4.5	0.114	12.48	577
11000	5.1	0.130	13.73	654
12000	5.9	0.150	14.98	757
13000	6.5	0.165	16.23	834
14000	7.1	0.180	17.47	911
15000	8	0.203	18.72	1026
16000	8.7	0.221	19.97	1116
17000	9.7	0.246	21.22	1244
18000	11	0.279	22.47	1411
19000	12.5	0.318	23.71	1604
19150	13	0.330	23.90	1668


MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO	
	$E_c = \frac{(\sigma_2 - \sigma_1)}{(\epsilon_2 - 0.000050)}$
Carga Máxima (Kg)	19150
Esfuerzo Máximo (MPa) = f'c	23.90
40% Esfuerzo Máximo (σ_2) (MPa)	9.56
Def.Unitaria (Corresp.40% Esfuerzo máximo) ϵ_2 =	0.0004272
Esfuerzo para def.unitarias $\epsilon_1 = 50 \times 10^{-6}$ σ_1 (MPa)	1.472
Ec (MPa)	21444.86
Ec teorico NSR-10= 4700 ² √f'c=	22978.20

ENSAYO DE TRACCION INDIRECTA	
P=	7700 Kg
f't=	2.40 Mpa






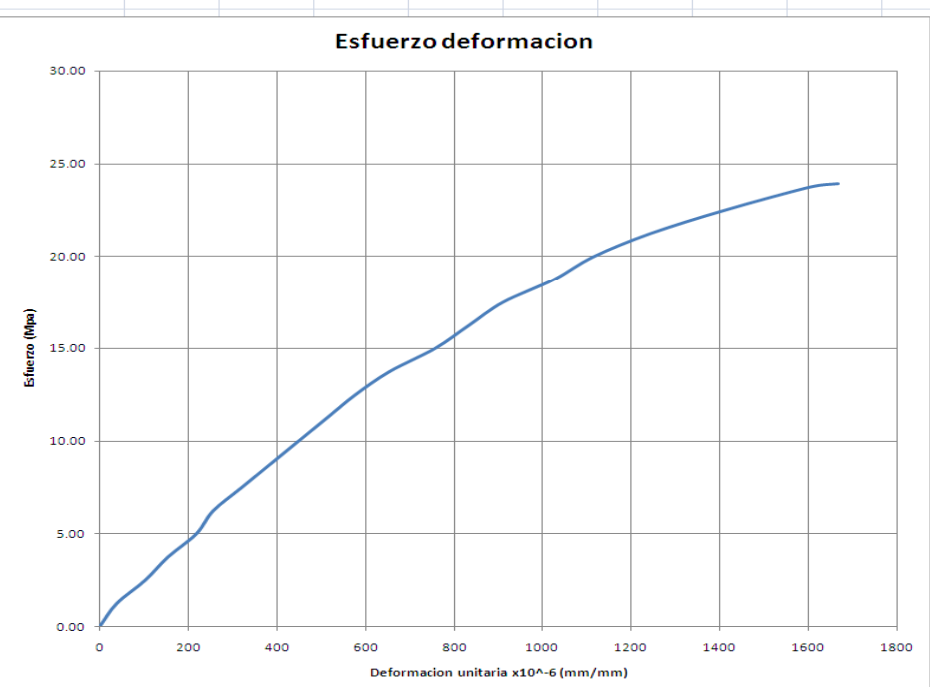
ESPECIMEN E3-01-00 (PRE-1984)

		ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERIA JULIO GARAVITO MAESTRIA EN INGENIERIA CIVIL Comportamiento de Uniones viga columna	FACULTAD DE INGENIERIA LABORATORIO DE MATERIALES Y ESTRUCTURAS Resistencia y modulo de elasticidad del concreto	Elabora: Andres Ramirez Gomez
CILINDRO	03/03/2016		DIMENSIONES DEL MONTAJE	
UBICACIÓN	UNION VIGA COLUMNA E3-01-00 Y E4-01-00		Distancia interna entre el cilindro y el deformimetro (mm) = D1	52 mm
DIMENSIONES DEL CILINDRO			Distancia interna entre el cilindro y el vástago (mm) = D2	53 mm
Altura promedio H (mm)	202 mm		Distancia interna entre anillos (lado del vástago) (mm) = H1	99 mm
Diámetro promedio D (mm)	100 mm		Distancia interna entre anillos (lado del deformimetro) (mm) = H2	99 mm
Área Transversal A (mm ²)	7854 mm ²		Promedio de las distancias H1 y H2 (mm)	99 mm


CARGA (kg)	$\delta l \times 10^{-3}$ (pulg)	Deformación long. δl (mm)	Esfuerzo (Mpa)	Deformación unitaria (mm/mm) MILLONESIMAS
0	0	0.000	0.00	0
1000	0.3	0.008	1.25	38
2000	0.7	0.018	2.50	90
3000	1.1	0.028	3.74	141
4000	1.8	0.046	4.99	231
5000	2.2	0.056	6.24	282
6000	2.7	0.069	7.49	346
7000	3.2	0.081	8.74	411
8000	3.8	0.097	9.99	487
9000	4.3	0.109	11.23	552
10000	4.9	0.124	12.48	629
11000	5.5	0.140	13.73	706
12000	6	0.152	14.98	770
13000	6.6	0.168	16.23	847
14000	7	0.178	17.47	898
15000	7.8	0.198	18.72	1001
16000	8.3	0.211	19.97	1065
17000	9.2	0.234	21.22	1180
18000	10	0.254	22.47	1283
19000	10.7	0.272	23.71	1373
20000	11.2	0.284	24.96	1437
20300	12.7	0.323	25.34	1629

MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO	
	$E_c = \frac{(\sigma_2 - \sigma_1)}{(\epsilon_2 - 0.000050)}$
Carga Máxima (Kg)	20300
Esfuerzo Máximo (MPa) = f'c	25.34
40% Esfuerzo Máximo (σ_2) (MPa)	10.13
Def. Unitaria (Corresp.40% Esfuerzo máximo) ϵ_2 =	0.0004952
Esfuerzo para def.unitarias $\epsilon_1 = 50 \times 10^{-6}$ σ_1 (MPa)	1.528
Ec (MPa)	19333.54
Ec teorico NSR-10= $4700 \sqrt{f'c}$	23658.08


Esfuerzo deformacion



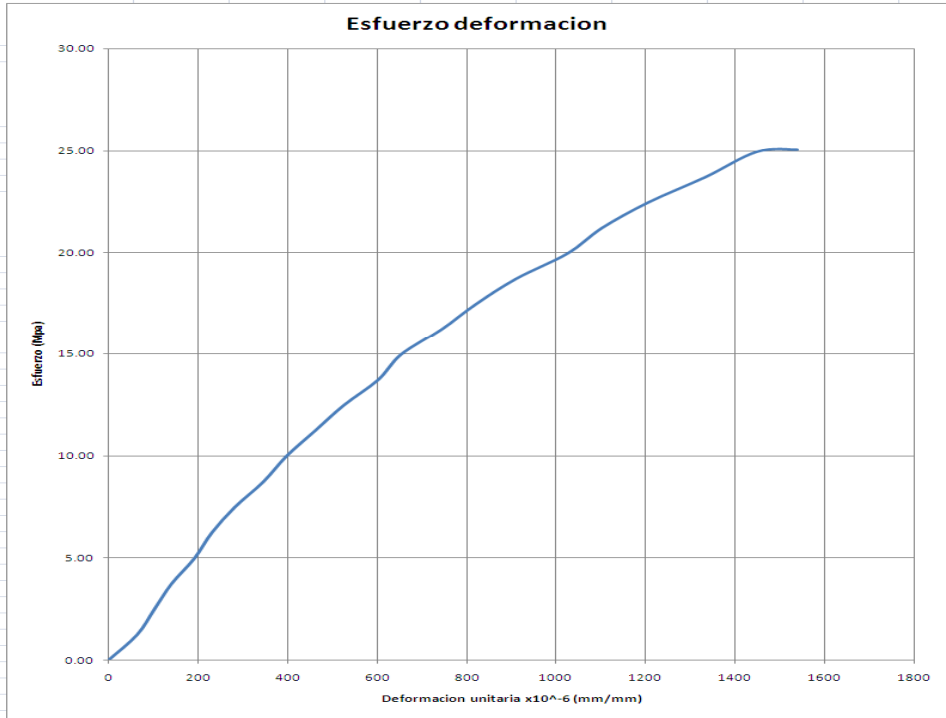
ESPECIMEN E2-02-00 (NSR-10)

		ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERIA JULIO GARAVITO MAESTRIA EN INGENIERIA CIVIL Comportamiento de Uniones viga columna	FACULTAD DE INGENIERIA LABORATORIO DE MATERIALES Y ESTRUCTURAS Resistencia y modulo de elasticidad del concreto	Elabora: Andres Ramirez Gomez
CILINDRO	17/03/2016		DIMENSIONES DEL MONTAJE	
UBICACIÓN	UNION VIGA COLUMNA E2-02-00		Distancia interna entre el cilindro y el deformimetro (mm) = D1	52 mm
DIMENSIONES DEL CILINDRO			Distancia interna entre el cilindro y el vástago (mm) = D2	53 mm
Altura promedio H (mm)	202 mm		Distancia interna entre anillos (lado del vástago) (mm) = H1	99 mm
Diámetro promedio D (mm)	101 mm		Distancia interna entre anillos (lado del deformimetro) (mm) = H2	99 mm
Área Transversal A (mm2)	8012 mm2		Promedio de las distancias H1 y H2 (mm)	99 mm

CARGA (kg)	$\delta l \times 10^{-3}$ (pulg)	Deformacion long. δl (mm)	Esfuerzo (Mpa)	Deformacion unitaria (mm/mm) MILLONESIMAS
0	0	0.000	0.00	0
1000	0.5	0.013	1.25	64
2000	0.8	0.020	2.50	103
3000	1.1	0.028	3.74	141
4000	1.5	0.038	4.99	192
5000	1.8	0.046	6.24	231
6000	2.2	0.056	7.49	282
7000	2.7	0.069	8.74	346
8000	3.1	0.079	9.99	398
9000	3.6	0.091	11.23	462
10000	4.1	0.104	12.48	526
11000	4.7	0.119	13.73	603
12000	5.1	0.130	14.98	654
13000	5.8	0.147	16.23	744
14000	6.4	0.163	17.47	821
15000	7.1	0.180	18.72	911
16000	8	0.203	19.97	1026
17000	8.6	0.218	21.22	1103
18000	9.4	0.239	22.47	1206
19000	10.4	0.264	23.71	1334
20000	11.3	0.287	24.96	1450
20080	12	0.305	25.06	1539

MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO	
	$E_c = \frac{(\sigma_2 - \sigma_1)}{(\xi_2 - 0.000050)}$
Carga Máxima (Kg)	20080
Esfuerzo Máximo (MPa) = f'c	25.06
40% Esfuerzo Máximo (σ_2) (MPa)	10.03
Def.Unitaria (Corresp.40% Esfuerzo máximo) ξ_2 =	0.0003993
Esfuerzo para def.unitarias $\xi_1 = 50 \times 10^{-6}$ σ_1 (MPa)	0.790
Ec (MPa)	26439.00
Ec teorico NSR-10= $4700 \cdot \sqrt{f'c}$ =	23529.54

ENSAYO DE TRACCION INDIRECTA	
P=	7800 Kg
f't=	2.43 Mpa



Bibliografía

- Aboutaha, R. (2006). Design of GFRP reinforced concrete structural members research into practice. *Real Structures: Bridges and Tall Buildings - Proceedings of the 10th East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction, 4*(EASEC 2010), 135-140.
- AIS, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2002). *Guía técnica para inspección de edificaciones después de un sismo*. Bogotá: AIS.
- American Concrete Institute, Committee 318. (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. Michigan, USA: Farmington Hills.
- American Concrete Institute, Comité Conjunto ACI-ASCE 352. (2010). *Recomendaciones para el Diseño de Conexiones Viga-Columna en Estructuras Monolíticas de Concreto Reforzado*. Michigan, USA, MI 48331, USA: Farmington Hills.
- American Concrete Institute, Committee 318. (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, 318-14 Design Standards*. Michigan, USA: Farmington Hills.
- American Concrete Institute, Committee 369. (2011). *Guide for Seismic Rehabilitation of Existing Concrete Frame Buildings and Commentary, 369-11 Design Standards*. Michigan, USA: American Concrete Institute - ACI.
- American Concrete Institute, Committee 440. (2008). *Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures, 440.2R-08 Design Standards*. Michigan, USA: Farmington Hills.

- American Concrete Institute, Committee 440. (ACI-440.2R, 2008). *Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures, 440.2R-08 Design Standards*. Farmington Hills, MI., US.
- American Concrete Institute; Committee 318. (1963). *Building code requirements for structural concrete and commentary, design standards*. Michigan, USA: Farmington Hills.
- American Concrete institutecommittee. (ACI-318.89,1989). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95) and Commentary (ACI 318R-95)*. Michigan, USA: American Concrete Institute - ACI.
- American Society of Civil Engineers. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, D.C., USA: Federal Emergency Management Agency.
- American Society of Civil Engineers. (2013). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Reston: American Society of Civil Engineers.
- American Society of Civil Engineers. (ASCE, 2007). *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, ASCE 9 Standard No. ASCE/SEI 41-06*. Reston, USA: American Society of Civil Engineers.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2008). *Guía técnica para inspección de edificaciones después de un sismo*. Bogotá, D.C.: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.
- Asociacion Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2010). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo-Resistente NSR-10*. Bogotá, D.C.: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, (AIS). (2012). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10*. Bogotá.

- ATC 40; Applied Technology Council. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. Redwood City, CA, USA: ATC.
- Bayhan, J. P., Moehle, S., Yavari, K. J., Elwood, S. H., Lin, C. L., & Hwang, S. J. (2015). Seismic Response of a Concrete Frame with Weak Beam-Column Joints. *Earthquake Spectra*, 31(1), 293-315.
- Bertero, P. M. (1976). Experimental and analytical studies on the hysteretic behaviour of reinforced concrete rectangular and T- beams. *Technical Report*.
- Bonett, R. L. (2003). Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada. *Tesis doctoral*. Barcelona, España: Universidad Politecnica de Cataluña.
- Bresler, B., & Bertero, V. (1975). *Influence of Strain Rate and Cyclic Loading on Behavior of Unconfined and Confined Concrete in Compression*. Caracas: XVII Jornada Suramericana de Ingeniería Estructural.
- Caro, R. (2002). Dos metodos para distribuir las fuerzas horizontales a los porticos. *CON-CIENCIAS*, 42-53.
- Celebi, M., & Penzien, J. (1973). Experimental investigation into the seismic behaviour of the critical regions of reinforced concrete components as influenced by moment and shear. *UCB/EERC Technical Report 73-04*. Berkeley: Earthquake Engineering Center, University of California.
- Comité Conjunto ACI-ASCE 352, American Concrete Institute. (2010). *Recomendaciones para el diseño de conexiones viga-columna en estructuras monolíticas de concreto reforzado*. Farmington Hills, USA: American Concrete Institute - ACI.
- Construdata.com. (1995, Julio-Septiembre). *Reflexiones acerca de daños causador por sismos*. Retrieved from Construdata.com:

http://www.construdata.com/BancoConocimiento/d/danos_de_los_sismos/sismo1.htm

- Cottier, C., & Luis, J. (2000). *Fibras de carbón para el refuerzo de estructuras en concreto*. Leon, Guanajuato: XII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural.
- Dalalbashi, A., Eslami, A., & Ronagh, H. (2013). Numerical Investigation on the Hysteretic Behavior of RC Joints retrofitted with different CFRP Configurations. *Journal of composites for construction ASCE*, 17(3), 371-382.
- Dolce, M., & Gaetano, M. (2012). *Linee guida per riparazione e rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni*. Napoli, Italia: Dipartimento Protezione Civile.
- Duque, A., Amazo, I., & Ruiz, D. (Enero - Junio 2011). Ensayos de resistencia de pórticos de concreto a escala, reforzados con CFRP en los nudos. *Tecnura*, 15(28), 83-93.
- Engindeniz, L. F.-H. (2008). Pre-1970 RC corner beam-column-slab joints: seismic adequacy and upgradability with CFRP composites. *The 14th World Conference on Earthquake Engineering* (pp. 1-8). Beijing, China: WCEE.
- Engindeniz, M. (2008). Repair and strengthening of pre-1970 reinforced concrete corner beam-column joints using CFRP composites. *Tesis doctoral*. Georgia, USA: Georgia Institute of Technology, School of Civil and Environmental Engineering.
- Engindeniz, M. (2008). *Repair and strengthening of pre-1970 reinforced concrete corner beam-column joints using CFRP composites*. Georgia, USA: Georgia Institute of Technology. Tesis Doctoral.

- Engindeniz, M., Kahn, L., & Zureick, A. (2008). Pre-1970 RC Corner Beam-Column-Slab Joints: Seismic Adequacy and Upgradability with CFRP Composites. *The 14th World Conference on Earthquake Engineering* (pp. 1-8). Beijing, China: WCEE.
- Escuela Politecnica del Ejercito. Centro de Investigaciones Científicas. (2013). *Análisis de conexiones viga-columna de acuerdo al código ACI 318SR-05*. Quito, Ecuador: Escuela Politécnica del Ejército, Centro de Investigaciones Científicas.
- Federal Emergency Management Agency. (2006). Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings. *FEMA-547*. Washington D.C., US.: Federal Emergency Management Agency.
- Federal Emergency Management Agency - FEMA. (2007). *FEMA 461, Interim Testing Protocols for Determining the Seismic Performance Characteristics of Structural and Nonstructural Components*. Washington, D.C.: FEMA.
- FEMA 461, Federal Emergency Management Agency. (2007). *FEMA 461, Interim Testing Protocols for Determining the Seismic Performance Characteristics of Structural and Nonstructural Components*. Washington, D.C.: FEMA.
- Gallego, M. (2010). *El concreto y los terremotos*. Bogotá, D.C.: Asocreto.
- García, R. L. (1998). *Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico*. Bogotá: Universidad de los Andes.
- Hanganu. (2002). A finite element methodology for local/global damage evaluation in civil engineering structures. *Elsevier*.
- Helene, P. (2003). *Manual de Rehabilitación de Estructuras de Hormigón*. Madrid, España: CYTED.

- ICRI, (INTERNATIONAL CONCRETE REPAIR INSTITUTE). (2004). *Field Applications of In-Situ Tensile Pull-Off Tests to Evaluate Bond of Concrete*.
- Instituto Colombiano de Normas Técnicas - ICONTEC. (1992). *Método de ensayo para determinar el asentamiento del concreto - NTC 396*. Bogotá, D.C.: ICONTEC.
- Instituto Colombiano de Normas Técnicas - ICONTEC. (1994). *Elaboración y curado de especímenes de concreto para ensayos de laboratorio - NTC 1377*. Bogotá, D.C.: ICONTEC.
- Instituto Colombiano de Normas Técnicas - ICONTEC. (1995). *Refrentado de especímenes cilindricos de concreto - NTC 504*. Bogotá, D.C.: ICONTEC.
- Instituto Colombiano de Normas Técnicas - ICONTEC. (2000). *Método de ensayo para determinar la resistencia a la tensión indirecta de especímenes cilíndricos de concreto - NTC 722*. Bogotá, D.C.: ICONTEC.
- Instituto Colombiano de Normas Técnicas - ICONTEC. (2006). *Método de ensayo para determinar el módulo de elasticidad estático y la relación de poisson en concreto a compresión - NTC 4025*. Bogotá, D.C.: ICONTEC.
- Instituto Colombiano de Normas Técnicas - ICONTEC. (2010). *Ensayo de resistencia a la compresión de especímenes cilíndricos de concreto - NTC 673*. Bogotá, D.C.: ICONTEC.
- Kaku, T., & Asakusa, H. (1991). *Bond Anchorage of Bars in Reinforced Concrete Beam-Colum Joints*. Detroit, MI.
- Machado, A. d. (2005). *Refuerzo de estructuras de concreto armado con fibras de carbono*. Belo Horizonte, Brasil: MBrace.

- Mahini, S., & Ronagh, H. (2010). Strength and ductility of FRP web-bonded RC beams for the assessment of retrofitted beam-column joints. *Journal of Composite Structures*, 92(6), 1325-1332.
- Mander, J., Priestley, M., & Park, R. (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 1804-1826.
- Mayorga, C. A. (2011). *Caracterización Mecánica y modelamiento estructural de un disipador pasivo de energía de tipo arriostamiento de pandeo restringido*. Bogotá: Universidad Nacional de Colombia.
- Moehle, J. (2015). *Seismic design of reinforced concrete buildings*. New York, USA: McGraw-Hill Education.
- Muhammad, H. T. (2014). Retrofitting nonseismically detailed exterior beam-column joints. *ELSERVIER*, 1-13.
- Murat, E. ,.-H. (2008). Pre-1970 RC corner beam-column-slab joints: seismic adequacy and upgradability whit CFRP composites. *The 14th World Conference on Earthquake Engineering* (pp. 1-8). Beijing, China: WCEE.
- Nanni, A. (1995). Concrete Repair with externaly bonded FRP Reinforcement. *Concrete International*, 22-26.
- NSR-10, Asociacion Colombiana de Ingenieria Sismica. (2010). *Reglamento colombiano de construccion sismo-resistente*. Bogotá: AIS.
- NTC 4025, ICONTEC. (2006). *Metodo de ensayo para determinar el modulo de elasticidad estatico y la relacion de poisson en concreto a compresion*. Bogota: ICONTEC.
- NTC 673,ICONTEC. (2010). *NTC 673, Ensayo de resistencia a la compresion de especimenes cilindricos de concreto*. Bogotá: ICONTEC.

- NTC 722, ICONTEC. (2000). *Metodo de ensayo para determinar la resistencia a la tension indirecta de especimenes cilindricos de concreto*. Bogota: ICONTEC.
- NTC-1377, ICONTEC. (1994). *ELABORACION Y CURADO DE ESPECIMENES DE CONCRETO PARA ENSAYOS DE LABORATORIO*. BOGOTÁ: ICONTEC.
- NTC-396,ICONTEC. (1992). *Metodo de ensayo para determinar el asentamiento del concreto*. Bogotá: ICONTEC.
- NTC-504, ICONTEC. (1995). *Refrentado de especimenes cilindricos de concreto*. Bogotá: ICONTEC.
- Oller, S., Luccioni, B., & Barbat, A. (1996). Un metodo de evaluacion del daño sismico en estructuras de hormigon armado. *Revista internacional de metodos numericos para calculos y diseño en ingenieria*.
- Pampanin U., A. U. (2012). Recent Developments in Seismic Strengthening of RC Beam-Column Joints with FRP Materials. *15th World Conference on Earthquake Engineering*. Lisboa.
- Pan, A., & Mochle, I. (1989). Lateral Displacement Ductility of Reinforced Concrete Flat-Slabs. *ACI*, 250-258.
- Pan, A., & Mohele, L. P. (1989). Lateral displacement ductility of reinforced concrete. *ACI Structural Journal*, Vol. 86, Numero 3, 250 - 258.
- Pan, A., & Mohele, L. P. (1989). Lateral displacement ductility of reinforced concrete. *ACI Structural Journal*, Vol. 86, Numero 3, 250 a 258.
- Pantelides, C. O. (2008). Seismic Rehabilitation of Reinforced Concrete Frame Interior Beam-Bolumn Joints with FRP Composites. *ASCE Journal of Composites for Construction*, Vol 9 No.4, 435-445.

- Pantelides, C., Clyde, C., & Reaveley, L. (2000). Rehabilitation of R/C Building Joints with FRP Composites. *12th World Conference on Earthquake Engineering*, (pp. CD-ROM Paper 2306). Auckland, New Zealand.
- Parra-montesinos, g. ,. (2004). Seismic behavoir of RCS beam-column-slab subassemblies designed following a connection deformation-based capacity design approach. *13th World Conference on Earthquake Engineering* (pp. 1-13). Vancouver, Canadá: 13th World Conference on Earthquake Engineering.
- Pessiki, S., Conley, C., Gergely, P., & White, R. (1990). Seismic Baheviour of lightly-Reinforced concrete column and beam-columb joint details. *Technical Report National center for Earthquaeke Engineering Research*.
- Priestley, T. P. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. New York: John Wiley & Sons, Inc.
- Prota Andrea, D. V. (2014). *Experimental Investigation of Exterior RC Beam-Column Joints Retrified with FRP System*. Napoli, Italia: ASCE.
- Prota, A. V. (2015). Analytical model and design approach for FRP strengthening of non-conforming RC corner beam-colum joints. *ELSERVIER*, 8-20.
- Prota, A., Vecchio, C., Ludovico, M., & Manfredi, G. (2015). Analytical model and design approach for FRP strengthening of non-conforming RC corner beam-colum joints. *Elservier*, 8-20.
- Ramirez Valencia Derly Joanna, D. I. (2014). *Comportamiento dinámico de uniones viga-columna, Tesis de Grado*. Bogotá, D.C., Colombia: Escuela Colombiana de ingeniería.
- Realfonzo Roberto, N. A. (2014). Cyclic behavior of RC beam-column joints strengthened with FRP systems. *Journal of Construction and Building Materials, ELSEVIER*, 54 , 282-297.

- Roberto, R. A. (2012). *Análisis y diseño sísmico de edificios*. Medellín, Colombia: Fondo editorial Universidad EAFIT.
- Rochel, A. R. (2012). *Análisis y diseño sísmico de edificios*. Medellín, Colombia: Fondo editorial Universidad EAFIT.
- Shah, S., Fafitis, & Arnold, R. (1983). Cyclic Loading of Spirally Reinforced Concrete. *Journal of the Structural Division*, 1695-1710.
- Sinha, k., & Gerstle, T. (1964). *Stress-Strain Relations for Concrete under Cyclic loading*. Farmington Hills: ACI.
- T. Paulay, R. P. (1992). *Estructuras de concreto reforzado*. Mexico: Editorial Limusa.
- Vega, C. (2015). Comportamiento dinámico de muros de mampostería no estructural reforzados mediante polímeros reforzados con fibra de carbono, CFRP. *Tesis de maestría*. Bogotá, D.C.: Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito.
- Vera, E. B. (2002). *Determinación de los parámetros para un modelo de estrangulamiento por deslizamiento de refuerzo*. Bogotá: Universidad de los Andes, Tesis de Maestría.
- Vielma, P. J. (2008). *Caracterización del comportamiento sísmico de edificios de hormigón armado mediante la respuesta no lineal*. Barcelona, España: Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña.
- Wakabayashi, M. (1986). *Design of earthquake-Resistant Buildings*. New York: Mc Graw Hills.
- Xuemei, L., & Parra -Montesinos, G. (2004). Seismic Behavior of Reinforced Concrete Column-Steel Beam Subassemblies and Frame systems. *Journal of Structural engineering - ASCE*, 130(2), 310-319.