

OPTIMIZACION DE REFUERZOS METALICOS PARA VIGAS DE
HORMIGÓN ARMADO.

por

MAURICIO SEBASTIAN SCHMITZ
Ingeniero Civil

Tesis presentada para la obtención del grado
de Magíster en Ingeniería Estructural de
la Universidad Nacional de Tucumán

Instituto de Estructuras “Arturo M. Guzmán”
Facultad de Ciencias Exactas y Tecnología
Universidad Nacional de Tucumán
S. M. de Tucumán, 1º de Agosto de 2003.

OPTIMIZACION DE REFUERZOS METALICOS PARA VIGAS DE
HORMIGÓN ARMADO.

por:

Mauricio Sebastian Schmitz
Ingeniero Civil. Universidad Nacional de Córdoba

Tesis presentada en parcial cumplimiento para la obtención del grado de Magíster
en Ingeniería Estructural

Dirigida por:

Ing. Raúl D. Benito

y aprobada por:

Instituto de Estructuras “Arturo M. Guzmán”
Facultad de Ciencias Exactas y Tecnología
Universidad Nacional de Tucumán
S. M. de Tucumán, 1° de Agosto de 2003.

A mi.....

RESUMEN

El sistema de refuerzo con planchuelas metálicas es actualmente, el más comúnmente usado en vigas de hormigón armado. En esta tesis se estudia el comportamiento de vigas de hormigón armado reforzadas de este modo y se propone un sistema de anclaje de manera de optimizar la eficiencia de esta técnica de refuerzo.

Con dicho fin, se ensayan tres vigas de hormigón armado, de sección rectangular sometidas a cargas puntuales monotónicamente crecientes aplicadas en sus tercios medios y reforzadas con esta técnica. Complementariamente, se estudian las teorías usadas en la actualidad para el cálculo de cargas últimas de este tipo de elemento estructural reforzado y se realizan evaluaciones numéricas con el método de los elementos finitos.

Los resultados muestran la importancia que tienen los modos de falla locales así como la necesidad de disponer sistemas de anclajes especiales para este tipo de refuerzo.

Por último se analizan las normas existentes relacionadas con esta tipología de refuerzos.

ABSTRACT

The retrofit of reinforced concrete beams with metallic plates is one of more commonly used at the moment. The behaviour of reinforced concrete beams retrofit with metallic plates is studied in this thesis and an anchorage technique to optimize the efficiency of this reinforcement system is proposed.

Three reinforced concrete beams retrofit with this technique are tested under flexure with monotonically increasing loads applied in the thirds of the span. Complementary, the theories used at the present time in the calculation of the ultimate load of this type of reinforced structural element are studied. Numeric evaluations with the method of the finite elements are also performed.

The results show the importance of local failure modes and the consequent need of special anchorage systems for this type of reinforcement.

Finally, the existent codes related to this type of reinforcements are analyzed.

AGRADECIMIENTOS

INDICE	
RESUMEN.....	V
AGRADECIMIENTOS.....	VII
INDICE.....	VIII
CONTENIDOS DE LA TESIS.....	XX
NOTACIÓN.....	XXII
CAPÍTULO 1.....	1
INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 FORMULACION DEL PROBLEMA.....	1
1.2. OBJETIVOS DE LA TESIS	7
1.3 ANTECEDENTES.....	8
1.3.1 ANTECEDENTES EXPERIMENTALES.....	8
1.3.2 ESTUDIOS TEÓRICOS.....	10
1.3.3 ANTECEDENTES SOBRE REFUERZOS CON MATERIALES COMPUESTOS.....	11
1.4 IMPORTANCIA DEL REFUERZO DE INFRAESTRUCTURA EN NÚMEROS.....	14

CAPÍTULO 2.....	18
MÉTODOS DE REFUERZO	18
2.1 INTRODUCCION	18
2.1.1 AUMENTO DE LA SECCIÓN.....	19
2.1.1.1 Refuerzo con hormigón convencional	20
2.1.1.2 Hormigón proyectado o gunitado	21
2.1.2 POSTESADO EXTERNO.....	22
2.1.3 CREACIÓN DE APOYOS INTERMEDIOS.....	22
2.2 PEGADO DE PLANCHUELAS METÁLICAS Ó MATERIAL COMPUESTO (FRP).....	23
2.2.1 REFUERZO CON PLANCHUELAS METÁLICAS	24
2.2.2 REFUERZO CON MATERIALES COMPUESTOS	26
2.2.2.1 Definición y Pequeña Reseña sobre los materiales compuestos.....	26
2.2.2.2 Plásticos Reforzados con Fibras (FRP)	28
2.2.2.3 Aplicación de Materiales Compuestos	28
2.2.2.4 Uso de Materiales Compuestos en la Ingeniería Civil.....	29
2.2.2.5 Comparación entre los distintos Materiales Compuestos.....	31
2.2.2.5.1 GFRP	33
2.2.2.5.2 CFRP.....	33
2.2.2.6 Nueva Técnica de Refuerzo con Barras de FRP.....	34
2.2.2.7 Ventajas de los Materiales Compuestos	36
2.2.2.8 Desventajas	38
2.2.2.9 Problemas a estudiar en los FRP.....	38

2.3 COMPARACIÓN DE COSTOS ENTRE REFORZAR CON ACERO Y CON MATERIALES COMPUESTOS (CFRP)	39
2.4 CONCLUSIONES	40
CAPÍTULO 3.....	43
MODOS DE FALLA.....	43
3.1 INTRODUCCION	43
3.2 MODOS DE FALLA FLEXIONALES.....	46
3.2.1 CONDICIONES PARA ALCANZAR LA FALLA FLEXIONAL	47
3.3 MODO DE FALLA POR CORTE.....	48
3.4 MODOS DE FALLA LOCALES	48
3.4.1 INTRODUCCION.....	48
3.4.2 FALLA POR LAS INTERFASES O POR EL ADHESIVO.	50
3.4.3 FALLA POR DELÁMINACIÓN.....	51
3.4.4 PEEL-OFF	51
3.4.4.1 Introducción.....	51
3.4.4.2 Modos de falla para las vigas reforzadas inicialmente.	52
3.4.4.3 Modos de falla para las vigas reforzadas con fisuras pre-existentes.	53
3.4.4.4 END PEEL (Desgarramiento desde el borde del refuerzo).....	54
3.4.4.5 MIDSPAN PEEL (Desgarro desde la sección media de la viga)	56
3.4.4.5.1 ORIGENES DEL MIDSPAN PEEL	58
3.4.4.6 ¿QUÉ MODO DE DESGARRO ES CRÍTICO?.....	59
3.5 CONCLUSIONES	60

CAPÍTULO 4.....	62
TEORÍAS DE REFUERZO.....	62
4.1 INTRODUCCION	62
4.2 TEORIAS DEL COMPORTAMIENTO DE VIGAS DE HORMIGON ARMADO REFORZADAS CON PLANCHUELAS	62
4.2.1 PRIMERAS TEORIAS.....	62
4.2.2 TEORIAS CON INTERVENCIÓN DE LA ADHERENCIA DEL REFUERZO.....	66
4.2.3 MODELOS DE RETICULADOS	70
4.2.3.1 VALIDACION DEL MODELO	81
4.2.3.2 CONCLUSIONES.....	85
4.2.5 APROXIMACION NO-LINEAL DE ALTO ORDEN PARA VIGAS FISURADAS REFORZADAS.....	85
4.3 TEORIAS SOBRE TRANSFERENCIA DE ESFUERZOS DEL REFUERZO A LA VIGA.	89
4.3.1 MODELOS TEÓRICOS RELACIONADOS CON LA DISTRIBUCION DE TENSIONES EN EL REFUERZO.	90
4.3.1.1 Revisión de las soluciones existentes	91
4.3.1.1.1 Hipótesis adoptadas	91
4.3.1.1.2 Soluciones basadas en la compatibilidad de deformación.....	91
4.3.1.1.3 Solución de Roberts y Haji-Kazemi	92
4.3.1.1.4. La solución de Roberts	93
4.3.1.2 La solución de Smith y Teng	94
4.3.1.3 Conclusiones.....	99

4.3.2	MODELOS EXISTENTES PARA LA RESISTENCIA AL CORTE DEL ANCLAJE.....	101
4.3.2.1	Modelos empíricos.....	101
4.3.2.2	Modelos Basados en Mecánica de Fracturas	102
4.3.2.3	Propuestas de Diseño	106
4.3.2.4	Modelos Prácticos Ingeniería.....	108
4.3.2.5	Diseño de Resistencia de Anclaje.....	111
4.3.2.6	Control de Tensiones en el Refuerzo Pegado	111
4.3.3	OTROS ESTUDIOS	112
	CAPÍTULO 5.....	114
	MECANISMOS DE INCREMENTO DE ANCLAJE.....	114
5.1	INTRODUCCIÓN	114
5.2	ESTUDIOS EXPERIMENTALES.....	115
5.2.1	FERRARI ET AL. 2002	116
5.2.2	CAMPAGNOLO ET AL. 1994	122
5.2.3	CONCLUSIONES	123
5.3	PROPUESTAS TEORICAS	124
5.3.1	IMPORTANCIA Y CÁLCULO DE LA ALTURA DE LAS CANTONERAS	124
5.3.2	CÁLCULO DE LA LONGITUD DE LAS CANTONERAS	127
	CAPÍTULO 6.....	131
	MODELO EXPERIMENTAL.....	131
6.1	INTRODUCCION	131

6.2 DISEÑO DE LOS MODELOS.....	132
6.2.1 Dimensiones.....	132
6.2.2 Hormigón.....	133
6.2.3 Armadura	133
6.3 MATERIALES.....	133
6.3.1 Hormigón.....	133
6.3.1.1 Dosificación.....	133
6.3.1.2 Propiedades Mecánicas:.....	134
6.3.1.2.1 Confección de Probetas	134
6.3.1.2.2 Ensayos a 7 días.....	134
6.3.1.2.3 Ensayos a 28 días.....	135
6.3.2 Armadura	136
6.3.2.1 Armadura Longitudinal Principal	140
6.3.2.2 Armadura Longitudinal Superior o de Perchas.....	140
6.3.2.3 Armadura de Estribos	140
6.3.3 Refuerzo Metálico.....	140
6.3.4 Cantoneras	141
6.3.4.1 Altura de las Cantoneras	141
6.3.4.2 Longitud de las Cantoneras.....	141
6.3.3 Adhesivo epoxi	142
6.3.4 Mortero de Reparación	144
6.4 CONSTRUCCION DE LOS MODELOS.....	145
6.4.1 Encofrados	145

6.4.2 Armaduras.....	145
6.4.3 Hormigón	147
6.4.4 Pegado de Planchuelas.....	148
6.4.5 Pegado de Extensómetros Eléctricos	149
6.4.6 Pegado de Discos para Extensómetros DEMEC	152
6.4.7 Reparación con SIKADUR 41 MORTERO	154
CAPÍTULO 7.....	155
ENSAYO DE LOS MODELOS.....	155
7.1 DISPOSITIVOS DE CARGA Y APOYO	155
7.1.1 Aplicación de la carga.....	155
7.1.2 Apoyos	156
7.2 INSTRUMENTACIÓN.....	157
7.2.1 Parámetros a medir	157
7.2.2 Disposición	157
7.2.3 Instrumental utilizado	158
7.2.3.1 Determinación de los Desplazamientos Verticales.....	158
7.2.3.2 Medición de las deformaciones en las secciones de importancia..	158
7.2.3.3 Deformaciones en el refuerzo metálico y en el hormigón.	160
7.2.3.4 Determinación de la separación del extremo del refuerzo de la viga	163
7.2.3.5 Desplazamientos y Giros en los Apoyos	165
7.2.3.6 Fisuración.....	166
7.3 DESARROLLO DE LOS ENSAYOS.....	168

7.4 RESULTADOS EXPERIMENTALES.....	169
7.4.1 Introducción.....	169
7.4.2 Comportamiento Global de las Vigas.....	169
7.4.2.1 Comportamiento de Viga V1.....	169
7.4.2.2 Comportamiento de Viga V2.....	171
7.4.2.3 Comportamiento de Viga V3.....	174
7.4.3 Comportamiento a compresión del hormigón	175
7.4.4 Comportamiento General del Refuerzo en Vigas V2 y V3	176
7.4.4.1 Viga V2 – Comportamiento del refuerzo SIN anclaje especial.....	176
7.4.4.2 Viga V3 – Comportamiento del refuerzo CON anclaje especial....	177
7.4.4.3 Comparación del comportamiento del refuerzo en una misma sección para vigas V2 y V3.	179
7.4.4.4 Comportamiento del extremo del refuerzo de las vigas V2 y V3..	181
7.4.5 Comportamiento de los apoyos en vigas V2 y V3	182
CAPÍTULO 8.....	185
MODELOS NUMÉRICOS DESARROLLADOS.....	185
8.1 INTRODUCCIÓN	185
8.2 MODELOS REALIZADOS CON EN EL PLC d2	186
8.2.1 Introducción.....	186
8.2.2 Datos generales del modelo analizado.....	186
8.2.3 Malla de Elementos Finitos	186
8.2.4 Elementos Finitos	187
8.2.5 Materiales.....	187

8.1.5.1. Hormigón.....	188
8.1.5.2. Acero de armadura de Compresión y Refuerzo.....	189
8.1.5.2. Acero de armadura de Tracción.....	189
8.1.6 Cargas y pasos de Carga.....	190
8.1.7 Condiciones de Borde.....	190
8.1.7 Resultados de los ensayos.....	190
8.1.7.1 Resultados de Viga V1	191
8.1.7.2 Resultados de Viga V2	191
8.2 MODELOS REALIZADOS CON EL PROGRAMA ABAQUS.....	192
8.2.1 Introducción.....	192
8.2.2 Malla de Elementos Finitos	193
8.2.3 Elementos Finitos Utilizados.....	197
8.2.3.1 Elementos Cúbicos	197
8.2.3.2 Elementos Tetraédricos.....	198
8.2.4 Materiales y Propiedades.....	198
8.2.4.1 Hormigón.....	198
8.2.4.2 Acero.....	198
8.2.4.2.1 Acero para armadura de perchas.....	199
8.2.4.2.2 Acero para armadura principal	199
8.2.4.2.3 Acero para refuerzo	199
8.2.4.3 Adhesivo Epoxi.....	199
8.2.5 Condiciones de Borde.....	199
8.2.6 Cargas y pasos de Carga.....	200

8.2.7 Resultados de los ensayos.....	200
8.2.7.1 Viga V2.....	200
8.2.7.2 Viga V3.....	202
8.2.8 Análisis y Verificación de tensiones en Cantoneras.....	205
8.2.8.1 Análisis y Verificación de Tensiones	205
8.2.8.2 Recomendaciones para el Dimensionado de Cantoneras	208
CAPÍTULO 9.....	210
COMPARACIÓN DE RESULTADOS.....	210
9.1 INTRODUCCIÓN	210
9.2 RESULTADOS DE LOS MODELOS TEÓRICOS	211
9.2.1 Teoría de vigas convencionales.....	211
9.2.1.1 Viga 1N – Viga sin Reforzar.	212
9.2.1.2 Viga 2 RN – Viga Reforzada sin Anclaje Especial.	212
9.2.2 Teoría con intervención de la adherencia del refuerzo.....	213
9.2.2.1 Viga V2 RN	213
9.2.2.2 Viga V3 RMAE	213
9.2.3 Teoría de Reticulados	214
9.2.3.1 Viga V2 RN	214
9.2.3.2 Viga V3 RMAE	214
9.2.4. TEORIAS SOBRE TRANSFERENCIA DE ESFUERZOS DEL REFUERZO A LA VIGA.	215
9.2.4.1. Modelos Empíricos.....	215
9.2.4.2. Teorías basadas en la Mecánica de Fracturas.....	215

9.3 COMPARACION DE RESULTADOS EXPERIMENTALES CON PROPUESTAS TEORICAS.....	216
9.3.1 VIGA V1N – VIGA SIN REFUERZO.....	216
9.3.1.1 Comparación de valores de carga ultima.....	216
9.3.2 VIGA V2RN – VIGA REFORZADA SIN ANCLAJE ESPECIAL	217
9.3.2.1 Comparación de valores de carga ultima según modelos globales de vigas.....	217
9.3.2.2 Comparación de valores de carga ultima según modelos locales de corte en el refuerzo.	219
9.3.3 VIGA V3RMAE – VIGA REFORZADA CON ANCLAJE ESPECIAL	220
9.4 COMPARACION DE RESULTADOS EXPERIMENTALES CON RESULTADOS DE LOS MODELOS NUMERICOS.	221
9.4.1 VIGA V1.....	221
9.4.2 VIGA V2.....	222
9.4.3 VIGA V3.....	224
CAPÍTULO 10.....	225
ANÁLISIS DE NORMAS EXISTENTES.....	225
10.1 INTRODUCCIÓN	225
10.2 ACI 440	226
10.2.1 Hipótesis Básicas de Dimensionado:.....	226
10.2.2 Resistencia al Corte	227
10.2.3 Deformaciones existentes en el recubrimiento	227
10.2.4 RESISTENCIA ÚLTIMA	227

10.2.5 Modos de Falla.....	229
10.2.6 Compatibilidad de deformaciones	230
10.2.7 Equilibrio de fuerzas.....	234
10.2.8 Verificación de Ductilidad.....	235
10.2.9 Estados límites de Utilización – ELU.....	236
10.2.10 Rotura por relajación y Fatiga	237
10.2.11 Diagrama de flujo para la verificación de la capacidad resistente de la sección reforzada a flexión (ELU), por el ACI 440.	238
10.2.12 Comprobación experimental vs. ACI 440	240
10.2.13 Conclusiones.....	240
10.3 RECOMENDACIONES GENERALES PARA EL DISEÑO A FLEXION DE VIGAS REFORZADAS	241
10.3.1 LIMITACIONES DE DEFORMACION	242
CAPÍTULO 11.....	244
CONCLUSIONES Y SUGERENCIAS	244
11.1 CONCLUSIONES	244
11.2 SUGERENCIAS PARA PRÓXIMOS TRABAJOS	245
REFERENCIAS	247
APÉNDICE I.....	261
1. INVENTARIO DE ENSAYOS DE VIGAS REFORZADAS TOMADOS DE LA LITERATURA.	261
2. DIFERENCIAS PRINCIPALES ENTRE SOLUCIONES ANALÍTICAS PARA ESTIMACIÓN DE TENSIONES EN EL REFUERZO.	266

CONTENIDOS DE LA TESIS

A continuación se resumen los principales contenidos de los capítulos que constituyen esta tesis.

El Capítulo 1 es introductorio. En él se *define el problema* a estudiar, los objetivos y antecedentes del mismo.

En el Capítulo 2 se hace una *descripción de los distintos métodos tradicionales de refuerzo existentes*, poniendo énfasis en particular en el método de refuerzo mediante el pegado de planchuelas metálicas o material compuesto.

En el Capítulo 3 se *analizan los modos de falla* que se presentan en vigas reforzadas mediante el pegado de planchuelas en su cara traccionada. Se describen cuáles de estos son convenientes, y cuáles son necesarios controlar. Particularmente se describe el modo de falla denominado como “peel-off”.

En el Capítulo 4 se *estudian las teorías* que hacen a la comprensión del comportamiento global de este tipo de vigas reforzadas, incluyendo los distintos métodos existentes para la predicción de cargas últimas para las mismas y las teorías utilizadas para el cálculo de las tensiones en la interfase.

El Capítulo 5 se refiere a los *mecanismos de incremento de anclaje*, planteando ventajas e inconvenientes de los mismos y las recomendaciones para el diseño seguro del mecanismo de anclaje mediante cantoneras.

En el Capítulo 6 se realiza la *descripción del modelo experimental*. Se detallan sus características geométricas, los materiales constituyentes, el proceso de construcción y las características mecánicas alcanzadas.

El Capítulo 7 describe el *ensayo del modelo experimental*. Se detallan la instrumentación, la forma de apoyo y carga, y la marcha del ensayo en sus distintas etapas. Se presentan también los resultados experimentales obtenidos.

En el Capítulo 8 se describen los *modelos numéricos realizados* en este trabajo.

En el Capítulo 9 se *comparan los resultados* experimentales con las principales propuestas teóricas de predicción presentadas en el Capítulo 4 y con los resultados de los modelos numéricos del Capítulo 8.

En el Capítulo 10 se realiza el *análisis de las normas existentes* relacionadas con el tema.

Las principales *conclusiones y sugerencias* para trabajos futuros se indican en el Capítulo 11.

NOTACIÓN

a = longitud del tramo de corte.

a_1 = distancia desde el borde de la viga, al eje de la armadura principal;

a_2 = diámetro de la barra de mayor diámetro que forma la armadura principal;

a_3 = distancia desde el borde inferior de la viga al eje de la armadura principal;

A_f = área de FRP;

A_s = Armadura principal.

A'_s = Armadura constructiva superior.

A_{sch} : Sección de la planchuela de refuerzo.

β_1 = factor de transformación del diagrama de tensiones.

b_a = Ancho del adhesivo

b_{ch} : ancho del refuerzo.

b_p = Ancho de la planchuela

b_w = Ancho de la viga.

C = Fuerza del cordón comprimido.

C = Distancia desde el apoyo al comienzo de la planchuela.

c_f = constante determinada en una regresión lineal usando los resultados de ensayos de corte dobles similares.

Δ_x = longitud de la región de tensiones libres a lo largo del cordón de tracción.

δ_1 = deslizamiento correspondiente a la máxima tensión de la curva de tensiones de corte de pegado.

δ_f = máximo deslizamiento; y λ_1 y λ_2 son definidos.

NOTACIÓN

d = Profundidad a eje de la armadura A_s .

d' = Profundidad a eje de la armadura A'_s .

d'' = espesor de la capa de hormigón de recubrimiento entre el refuerzo y la armadura principal.

d_2 = Distancia entre la fuerza de compresión, y la fuerza de tracción resultante en la sección de mayor momento.

d_{ch} = Distancia desde el borde superior de la viga al eje del refuerzo.

ε_{bi} = deformación existente en la superficie de pegado, en el instante de la aplicación del refuerzo;

ε_{cu} = deformación última del hormigón.

ε_{fe} = deformación efectiva en el FRP.

ε_{fu} = deformación máxima del FRP.

ε_p = deformación última de FRP's o la deformación de fluencia del acero de la placa.

$\varepsilon_{pu} = f_{py} / E_p$ = deformación última de tracción del refuerzo.

ε_{mp} = Deformación axial de la planchuela.

E_a = Módulo de Young del adhesivo.

E_c = Módulo de elasticidad longitudinal del hormigón, calculado según la norma brasileña NBR 6118.

E_s = Módulo de elasticidad longitudinal de la armadura principal.

E_p = Módulo de Young de la planchuela.

E_s = Módulo de elasticidad longitudinal de la armadura principal.

E_{sch} = Módulo de elasticidad longitudinal del refuerzo.

NOTACIÓN

$(EI)_{cp}$ = rigidez flexional de la sección reforzada, basada en análisis lineal elástico y derivada de asumir que la tensión de tracción en el hormigón es cero.

ϕ = factor de minoración de la resistencia, relacionado con la ductilidad de la sección.

f'_c es la resistencia cilíndrica del hormigón.

f'_t = resistencia del hormigón a tracción.

F_b = Resistencia a la tracción del hormigón obtenida en el ensayo Brasileiro.

f_c = Resistencia a compresión del hormigón.

f_{cj} = resistencia media del hormigón en la fecha de ensayo.

f_{ctm} = resistencia a tracción media de la superficie del hormigón determinada en ensayos de pull-off de acuerdo con la norma DIN 1048.

F_{fe} = tensión efectiva en el FRP

f_{py} = tensión de fluencia de la planchuela.

F_s = es la tensión de tracción del acero.

f_{sy} = tensión de fluencia de la armadura principal.

f_{ty} = tensión de fluencia de la armadura transversal (estribos).

f_{ych} : tensión de fluencia o rotura del refuerzo según sea metálico o de material compuesto respectivamente.

G = módulo de corte.

H = altura total de la sección.

h_c = Altura de la cantonera;

h_{nec} = Altura mínima necesaria de la cantonera

I_p = Momento de inercia del refuerzo.

NOTACIÓN

I_x = Momento de inercia de la sección homogeneizada del hormigón armado reforzada respecto al eje neutro, calculado según.

k = Factor de efectividad de la zona de transición de tensiones en la zona de cantoneras.

k_m = coeficiente de minoración de la deformación máxima del FRP.

k_p = factor geométrico relacionado con el ancho de la planchuela pegada b_p y el ancho del elemento de hormigón b_c .

L = Longitud de pegado.

L_e = Longitud efectiva de pegado.

l_a = longitud desde el borde del refuerzo hasta el punto de aplicación de la carga.

l_{adic} = Longitud adicional de las cantoneras

l_b = Longitud de anclaje.

l_c = espaciamiento entre fisuras.

l_{efect} = Longitud efectiva de la zona de transición de la cantonera.

l_{total} = Longitud total de las cantoneras

l_{trans} = Longitud de transición de las cantoneras

M_{II} = Momento flector en la sección II necesario para que el refuerzo alcance su capacidad máxima. (4.3)

M_n = momento resistente nominal;

$M_T(0)$ = momento flector en el extremo del refuerzo

M_u = momento solicitante último, considerando las debidas combinaciones de carga.

M_{uR} = Momento último de la viga reforzada.

M_{u0} = Momento último de la viga original.

NOTACIÓN

ψ = coeficiente de minoración de la resistencia del FRP.

n = número de capas de FRP, utilizadas en el refuerzo;

P = Carga total (dos cargas $P/2$ ubicadas simétricamente en los tercios).

P_u = Carga última.

p_s = Fuerza, por unidad de longitud, llevada por los estribos

p_y = Fuerza de fluencia de los estribos.

$\rho_p = A_p / bh$ = cuantía del refuerzo.

$\rho_s = A_s / bh$ = cuantía de la armadura principal.

$\rho_s' = A_s' / bh$ = cuantía de la armadura de constructiva superior.

$\sigma_i(x)$ = tensiones de interfase normales.

σ_{mp} = Tensión axial de la planchuela.

σ_s = Tensión de compresión uniaxial en el hormigón.

τ_b : tensión de adherencia o pegado.

$\tau_i(x)$ = tensiones de interfase de corte.

τ_u = Tensiones de pegado de corte promedio en el momento de la falla

T = Fuerza del cordón traccionado.

t_a = Espesor del adhesivo

T_f = espesor de cada capa de FRP.

t_p = espesor de la planchuela.

θ = Inclinación de las diagonales de compresión, respecto el eje de la viga

τ = Tensión de Corte.

τ_f = máxima tensión de la curva de tensiones de corte de pegado.

NOTACIÓN

U = Fuerza de pegado resultante a lo largo del refuerzo.

U_y = Fuerza de pegado resultante a lo largo del refuerzo que equivale a la resistencia última de pegado.

v_c = Factor de efectividad.

V = Carga última para el modo de falla por desgarro.

v = Lado horizontal que se agrega con la cantonera

$V_T(0)$ = la fuerza de corte en el extremo del refuerzo

x = Profundidad del eje neutro.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 FORMULACION DEL PROBLEMA.

En función del gran número de problemas constatados en los últimos años en obras de ingeniería resueltas con H^ºA^º, el campo de la patología viene experimentando una expansión continua, despertando la atención y generando el surgimiento de innumerables trabajos de investigación enfocados en el estudio de los procesos patológicos y el desarrollo de técnicas de reparación y/o refuerzo.

Se desarrollaron diversas técnicas para resolver los más variados problemas patológicos, estando muchas de estas, dirigidas al refuerzo y recuperación de capacidades de sustento o de carga existente o prevista.

Hoy en día el refuerzo y/o reparación de estructuras existentes, especialmente las realizadas con hormigón armado, es una de las más importantes tareas de los ingenieros estructurales.

Las principales razones para *reparar* estructuras son ^[1] :

- Deficiencias debidas a errores de diseño o constructivos;
- Deficiencias debidas a efectos ambientales tales como la corrosión;
- Recuperación de elementos estructurales que hayan sido sometidos a solicitaciones extremas tales como las soportadas durante los sismos;
- Daños debido a cargas accidentales;
- Reducción de la deflexión bajo carga de servicio;
- Limitación del ancho y distribución de fisuras;

Las principales razones para *reforzar* estructuras son:

- Mayores exigencias de los estándares en las normativas existentes;
- Aumento de la capacidad de carga por cambio de destino de la unidad;
- Deficiencias en elementos inicialmente sub-dimensionados.

Cabe aclarar que, la diferencia entre reparar y reforzar una estructura esta dada por que una estructura dañada, necesita primero ser “curada” de su daño para luego recién aumentar su resistencia, en cambio en las estructuras a reforzar, el primer paso no es necesario.

La premisa, luego de reparada y/o reforzada la estructura, es la misma, mantener a la estructura dentro de los márgenes de seguridad y servicio adecuados.

Las medidas utilizadas para corregir los procesos patológicos, son tan variadas como estos, cubriendo un amplio espectro de posibilidades, que va desde la recuperación y refuerzo, hasta la demolición y reconstrucción del elemento o estructura. Para definir cual es la alternativa óptima a emplear, es necesario realizar un estudio técnico-económico de las distintas posibilidades, para luego escoger la técnica de intervención que se adecue mejor al problema en particular.

INTRODUCCIÓN

En algunas obras, debido a su importancia, el factor económico se coloca en segundo plano, siendo la eficacia y la mínima perturbación de la utilización en servicio, lo que se valoriza principalmente.

El espectro de problemas es extremadamente variable, pero, de acuerdo con Jones et al. ^[2], una de las situaciones más comunes es aquella donde el comportamiento de una viga de hormigón armado, pre o postesado es inapropiado. y es necesario, por lo tanto, utilizar una técnica para restaurar su desempeño ^[1]. Al contrario de lo que se pensaba hasta hace unas décadas, el hormigón armado no está exento de la posibilidad de manifestaciones patológicas que puedan comprometer la durabilidad y/o la capacidad portante de los elementos estructurales que el mismo conforma.

Aunque todos los elementos estructurales son susceptibles de ser reparados y/o reforzados, esta trabajo centra el estudio exclusivamente en las vigas. Las conclusiones pueden ser luego fácilmente extrapoladas fácilmente a losas.

El método más económico y frecuentemente utilizado hoy en día, para el refuerzo de vigas consiste en el pegado de planchas de acero o material compuesto en la zona de tracción de hormigón ^[3], un esquema de esta técnica se muestra en la Figura 1.1.

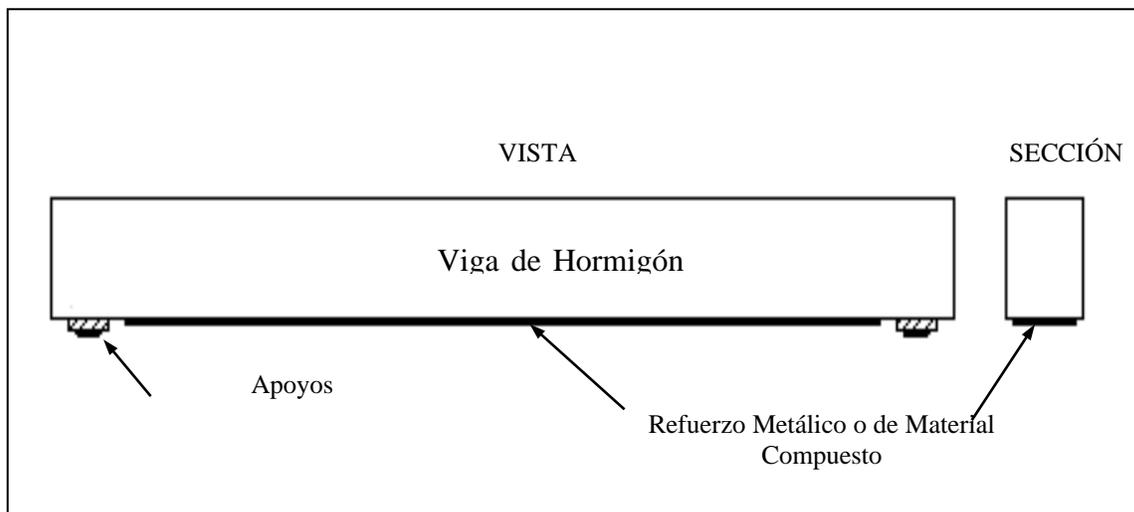


Figura 1.1 – Técnica de Refuerzo mediante pegado de Planchas de Acero o Material Compuesto

Esta metodología de refuerzo es muy usada debido a su baja relación costo / efectividad y a su alta versatilidad, presentando además importantes ventajas, tales como:

- Rápida y económica aplicación en obra, prácticamente sin interrumpir las actividades que se realizan normalmente en el ámbito de la misma;
- Mantenimiento de la configuración original de la estructura y;
- Mínima alteración de las alturas de los vanos, ya que el espesor necesario del refuerzo es mínimo ^[4].

Es necesario conocer perfectamente el nuevo comportamiento del primero y de la estructura de la cual forma parte, a fin de poder cumplir con la premisa fundamental de otorgar a la estructura el nivel de seguridad y habitabilidad adecuado. Por esto, cabe aclarar, que al reparar y/o reforzar estructuras, aparecen indefectiblemente nuevos modos de falla de las estructuras resultantes, ya que siempre en estos procesos se agregan elementos externos, que en mayor o menor medida alteran el comportamiento estructural originalmente previsto en dichas estructuras.

Particularmente, en los elementos tipo vigas o losas, los modos de falla pueden ser divididos de forma general en dos categorías:

- Modos de falla clásicos o flexionales o;
- Modos de falla prematuros o locales.

En los modos de fallas clásicos o flexionales, las vigas llegan a la carga de rotura según lo previsto en los cálculos, es decir presentando los niveles de seguridad requeridos en las normas.

Los modos de fallas locales o prematuros, en cambio, impiden que la viga desarrolle su capacidad última para la cual fue reforzada, lo que se agrava por el hecho de tratarse de modos de rotura sin aviso ^{[1],[5]}.

Dentro de estos últimos modos de falla, el desgarramiento del recubrimiento de la viga, entre la armadura principal y el refuerzo, también llamado “peel-off”, es considerado

como uno de los modos de fallas más frecuentes en estos tipos de refuerzos ^[6]. Este es ilustrado en la Figura 1.2.



Figura 1.2 – Modo de Falla Local: Peel-off

El mismo consiste en el arrancamiento del recubrimiento de hormigón desde el extremo del refuerzo cerca de los apoyos (end peel), o desde el tramo central de la viga (middle peel), y se da por las altas tensiones tangenciales y normales que se generan en dichas zonas de esta interfase, la cual queda, una vez reforzada la viga, entre la armadura longitudinal inferior de esta y el refuerzo propiamente dicho.

La Figura 1.3, muestra, en base a un análisis de especímenes ensayados, y publicados en la Literatura, el porcentaje que representa este modo de falla respecto al total. Este análisis es desarrollado en mayor profundidad en el Anexo I de esta Tesis.

La gran mayoría de trabajos analizados sobre refuerzos metálicos en vigas de H°A° nombran este problema, son muy pocos los que tratan de resolverlo o proponer una solución para el mismo, el problema de su anclaje todavía no presenta soluciones claras.

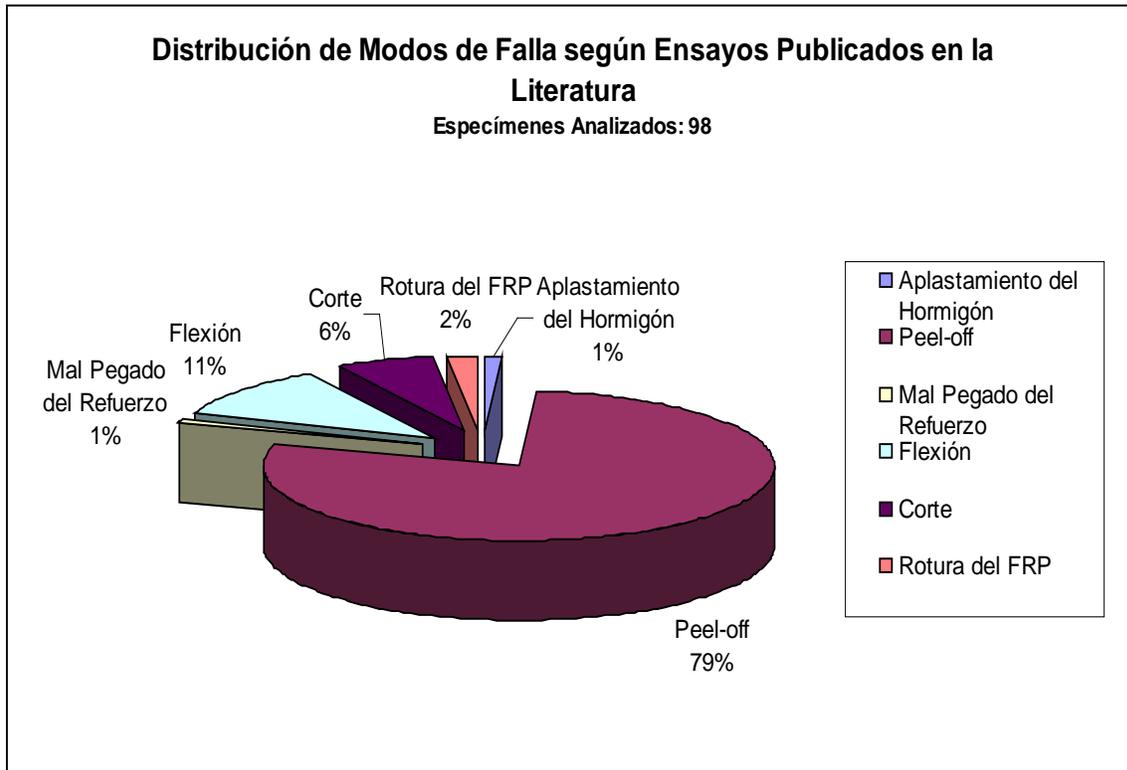


Figura 1.3

Si bien, se han encontrado algunos antecedentes de disposiciones de los refuerzos metálicos que permiten un anclaje adecuado ^{[5],[7]}, pero estos trabajos son generalmente experimentales, y no llegan a describir o fundamentar la solución propuesta.

Es necesario entonces, realizar estudios teóricos-experimentales que permitan formular una técnica de anclaje adecuado, para posteriormente llevar esto al campo de la aplicación profesional.

Dentro los resultados experimentales disponibles en relación a este tema son de utilidad también aquellos referidos al refuerzo de vigas a flexión con láminas de materiales compuestos, ya que la técnica de colocación y el funcionamiento de estas vigas así reforzadas son similares hasta tensiones en el refuerzo del orden del límite de fluencia del acero.

1.2. OBJETIVOS DE LA TESIS

El objetivo fundamental de esta tesis es estudiar el comportamiento de vigas de hormigón armado reforzadas con planchuelas metálicas o de material compuesto. Este análisis se realiza en todo el rango de carga, hasta la rotura de los especímenes, centrandose la investigación principalmente en los modos de fallas locales, en particular en el conocido como peel-off, y en los mecanismos de anclajes necesarios para lograr fallas flexionales, terminando luego con una propuesta de un sistema seguro de anclaje, de manera de optimizar este sistema de refuerzo.

Dentro de dicho marco, interesan fundamentalmente los siguientes puntos:

- Establecer el estado del arte en cuanto a métodos de reparación y refuerzo de estructuras de hormigón armado;
- Estudiar, dentro de estos métodos, principalmente el de pegado de planchuelas metálicas o placas de material compuesto;
- Analizar teóricamente el comportamiento de la viga reforzada con la metodología mencionada en el punto anterior;
- Investigar los modos de falla de este tipo de vigas así reforzadas, mecanismos de transferencia de tensiones del refuerzo a la viga y factores que inciden en la resistencia última.
- Estudiar las reglamentaciones vigentes sobre el tema;
- Plantear soluciones para el problema de los modos de falla locales, como ser un sistema de anclaje seguro.

Todos estos puntos permitirán establecer recomendaciones tendientes a un mejor diseño y cálculo de este tipo de refuerzo.

1.3 ANTECEDENTES

1.3.1 ANTECEDENTES EXPERIMENTALES

Muchas veces ha ocurrido en el campo del desarrollo tecnológico, que los inventos o mejoras a métodos existentes surgen de una necesidad práctica de resolver algún problema en particular, y luego recién, se incursiona en la investigación teórica y experimental. El nacimiento de esta metodología de refuerzo se ha dado también de esta manera.

Así, el primer caso de aplicación que se recuerda de este tipo de refuerzo se dio en Durban, África del Sur, en 1964, donde se usaron planchuelas de acero y epoxi para reforzar las vigas de hormigón de un edificio, en el que parte de la armadura de las vigas fue omitida accidentalmente durante la construcción ^[8]. Las investigaciones comenzaron recién tres años más tarde. Así en 1967, en el mismo país, Fleming y King ^[9] ensayaron vigas de hormigón con planchuelas metálicas pegadas exteriormente. Lo mismo hicieron Bresson en 1971 en Francia e Irwin en Inglaterra en el año 1975 ^[10]. Más tarde The Transport and Road Research contrató a Irwin para la investigación de este tipo de refuerzo.

Recién a esta altura comenzaron las aplicaciones de importancia, y desde 1975 hasta 1977 se reforzaron 4 puentes en Inglaterra ^[11]. En la misma época se realizaron reparaciones en California, EE.UU. ^[12] y en Suiza ^[13].

Hasta aquí, los estudios se realizaban sobre vigas de laboratorio sin fisuras, es decir, no se correspondían al estado en el cual se las encontraba en las estructuras a reparar. Recién a partir de las investigaciones de Toensmeyer y Cook ^[14], en 1981, se empiezan a realizar trabajos en vigas previamente fisuradas y luego reparadas.

Posteriormente, MacDonald y Calder en 1982 ^[15], estudiaron el comportamiento de vigas reforzadas exteriormente mediante pegado de planchuelas de acero. Los resultados de estos ensayos muestran que este tipo de refuerzo desarrolla su máxima capacidad dependiendo del adhesivo y la calidad de pegado usada y que se pueden obtener importantes mejoras en términos de cargas últimas, control de fisuras y rigidez. También

observaron que puede darse una significativa corrosión durante la exposición natural y que como resultado de esta corrosión se produce una pérdida de resistencia en la interfase epoxi-refuerzo. La reducción en la resistencia global de la viga reforzada, según estos investigadores, puede atribuirse a la corrosión.

Luego, VanGemert y VandenBosch en 1985 ^[16], reportaron los resultados de ensayos de durabilidad de este tipo de vigas reforzadas. Ellos estudiaron los efectos de exposiciones a largo plazo, fatiga y cargas de temperatura, concluyendo que los efectos de la corrosión atmosférica dependen en gran parte de la calidad de preparación de las superficies del hormigón y del acero, y de la calidad de la mano de obra usada en el proceso de pegado. Por eso es necesario personal especializado y un cuidadoso control de calidad del trabajo preparatorio.

Swamy et al. en 1987 ^[17], investigaron el efecto del pegado de planchuelas de acero en vigas, específicamente, el comportamiento bajo cargas de servicio y cargas de rotura, la deformación, y resistencia última de estas vigas de hormigón armado. Los resultados indican que la adición de planchuelas pegadas para reforzar vigas de hormigón incrementa substancialmente la rigidez flexional, reduciendo las fisuras y las deformaciones de la estructura para cualquier nivel de cargas, y también contribuye a la última capacidad flexional. El efecto neto de reducir las deformaciones estructurales es que se incrementan sustancialmente las cargas de servicio.

A pesar de la eficacia demostrada por las láminas encoladas de acero, estas presentan algunos inconvenientes:

- Las láminas de acero constituyen elementos de peso elevado, lo que dificulta su manejo y puesta en obra. Son necesarios medios auxiliares para su colocación, los cuales deben permanecer por elevados periodos de tiempo con las consiguientes molestias en el tránsito en el caso de refuerzos de paso a sobre nivel.

- Corrosión en las láminas, que afecta a su resistencia y a la adherencia entre la lámina y el hormigón.

- Necesidad de superficies de hormigón planas que permitan el perfecto encolado de las láminas.

Estas son las principales causas por las que se comienza a investigar y desarrollar el uso de materiales compuestos como material de refuerzo en estructuras civiles.

1.3.2 ESTUDIOS TEÓRICOS

Esta técnica de refuerzo, comenzó a utilizarse a mediados de la década del sesenta, y a investigarse a fines de la misma década en Alemania, Francia, Inglaterra y Suiza ^{[18],[19]}. Este comienzo tuvo como base, los trabajos de L'Hermitte y Bresson realizados en Francia en 1967^[20].

Posteriormente, Oehlers en 1988 ^[21], estudió las tensiones que provocan el desgarro por flexión y la carga última de vigas reforzadas de hormigón. La falla de vigas causada por largas fisuras en la región de hormigón entre el refuerzo y las barras longitudinales se ha categorizado en función de fuerzas que se presentan en las cercanías de los extremos del refuerzo.

Se observaron dos modos distintos de falla:

- Desgarramiento por corte, inducido por la formación de fisuras de corte diagonales, que están asociadas con una rápida separación de la plancha;
- Desgarramiento flexional, inducido por un incremento de la curvatura, que esta asociado con una gradual separación de la plancha.

Se desarrollaron sistemas de ecuaciones que permiten predecir el momento de servicio que cause la formación inicial de la fisura de desgarro y el momento último de desgarro que causa la separación completa de la placa de la viga, inicial de la fisura de desgarro. Se concluyó que la resistencia al desgarro depende de la rigidez flexional de la sección fisurada, de la resistencia a la tracción del hormigón y, del espesor del refuerzo y no depende de la historia de carga previa ni de la viga o de la curvatura inicial de la viga.

Luego, Hamoush y Ahmad ^[22], en 1990, investigaron el comportamiento de vigas dañadas, reforzadas externamente con planchuelas metálicas pegadas, usando mecánica de fractura lineal elástica y el método de elementos finitos. Enfocando el estudio en la falla por despegue de la interfase entre acero y capa de pegamento como resultado de las tensiones de corte interfaciales, se estudiaron los siguientes parámetros fueron estudiados:

- El efecto de fisuras flexionales verticales en el hormigón y las fisuras interfaciales entre el acero y la capa de epoxi en la capacidad última de carga;
- El espesor de la capa de epoxi.

Si bien el sistema de refuerzo mediante el pegado externo de planchuelas metálicas comenzó hace 40 años, primero en el campo de las aplicaciones, y luego en el campo teórico, muy pocos estudios en este último campo, pueden encontrarse actualmente en la literatura.

El uso de esta técnica, con la posterior aparición de los materiales compuestos, se ha extendido sobre todo tipo de estructura, puentes, edificios de vivienda, industrias, y no solo de hormigón armado, sino también estructuras de madera ^[23] y de acero, y se puede decir que hoy en día es el método más utilizado para reforzar vigas y losas que estén dañadas o sub-dimensionadas.

1.3.3 ANTECEDENTES SOBRE REFUERZOS CON MATERIALES COMPUESTOS.

En los últimos años, el uso de materiales compuestos para refuerzo externo de estructuras civiles se ha incrementado notablemente y ha dado lugar a gran cantidad de trabajos de investigación sobre el tema.

El sistema de refuerzo de estructuras con materiales compuestos ha sido desarrollado en los Laboratorios Federales Suizos para el Ensayo de Materiales (EMPA) en la década de los 80, con el objeto de solventar los inconvenientes que surgen de la utilización del acero como material de refuerzo, y ante el elevado número de estructuras existentes que requerían ser reforzadas ^[24]. Particularmente, este uso comenzó a ser

relevante en la ingeniería civil, principalmente en Suiza, luego de los estudios del Dr. Meier en 1995 ^[25].

Los compuestos han sido usados extensamente en varias de otras industrias como la aeroespacial, naval, automotriz, procesos químicos, etc., siendo la precursora la industria aeronáutica-espacial ^[8].

Desde 1944, hasta ahora no se han observado mayores problemas por causas del medio ambiente o por fatiga en componentes compuestos de aeronaves en servicio ^[25], estando algunos de estos componentes en servicio hace más de 20 años. En la actualidad el material compuesto por excelencia en este sector es el reforzado con fibras de carbono.

En la industria naval, los compuestos con fibras de vidrio son muy usados debido a su buena relación precio-resistencia, peso reducido y fácil mantenimiento y reparación. La aplicación en esta área se da en naves off-shore, barcos buscaminas, pequeñas embarcaciones de hasta 25 metros, etc.

En la industria automotriz el empleo de materiales compuestos es generalmente bajo, salvo en el caso de los autos de competición. En la actualidad, los autos de Fórmula 1, están constituidos en un 75% por materiales compuestos, porcentaje que viene incrementándose de año en año.

En el campo de la ingeniería civil, los materiales compuestos se aplican en estructuras sometidas a la acción de ambientes agresivos, partes de plataformas off-shore, depósitos, anclajes al terreno, construcciones no conductivas y no magnéticas, refuerzos de estructuras, armaduras pasivas, armaduras activas, cables, tableros de pasarelas, perfilería y recubrimientos de túneles.

En 1987, el puente de Kattenbush en Alemania fue reforzado usando plástico reforzado con fibras de vidrio (GFRP) ^[26], luego en 1991 se reforzó el puente Ibach en Suiza con plástico reforzado con fibras de carbono (CFRP) ^[27].

En ese año también se realizó la rehabilitación de columnas dañadas por efectos de un sismo en California, mediante GFRP y la rehabilitación de altas chimeneas industriales en Japón usando cintas y barras de CFRP.

Investigaciones realizadas en el Massachusetts Institute of Technology (M.I.T.) enfocaron sus estudios analíticos y experimentales en el comportamiento característico a corto y largo plazo de vigas de H^oA^o reforzadas con láminas de FRP (pretensadas y sin pretensar) en flexión ^{[28],[29],[30],[31]}. El trabajo incluye estudios paramétricos analizando los efectos de diferentes tipos y diferentes cuantías de compuestos unidireccionales sobre la resistencia, rigidez y ductilidad de elementos reforzados y desarrollar modelos verificados experimentalmente para describir el fenómeno tiempo dependiente.

Extensos trabajos teóricos y experimentales sobre refuerzo flexional con placas de GFRP también han sido realizados en estos últimos años (1995) en el Institute for Structural Materials, Concrete Construction and Fire Protection (I.B.M.B.).

Estudios adicionales sobre la respuesta a corto plazo de vigas de H^oA^o y reforzadas en flexión con placas de FRP incluyen los trabajos de Saadatmanesh and Ehsani (1991) ^[8] y Ritchie et al (1991) ^[32].

Una característica común a los estudios antes mencionados es que dan propiedades materiales y los parámetros geométricos de una manera determinística y, en consecuencia, no tienen en cuenta la naturaleza estadística de su variabilidad. En realidad, estas propiedades y parámetros varían aleatoriamente, y las características de esta variación tienen un impacto directo en el diseño de márgenes de seguridad. Estudios realizados teniendo en cuenta esta variabilidad, concluyen que, sobre 10 parámetros tratados aleatoriamente (altura total de la viga, altura efectiva de la viga, base de la viga, cuantía de la armadura, cuantía del refuerzo de FRP, tensión de fluencia del acero, tensión de compresión del hormigón, el módulo de elasticidad del refuerzo, su deformación última en tracción y la deformación inicial en la fibra superior del hormigón), la resistencia a compresión del hormigón, la deformación de rotura del refuerzo y la cuantía de FRP son las propiedades que más influyen sobre la variabilidad de la resistencia del elemento reforzado^[33].

Este método tiene muchas ventajas sobre otros métodos tradicionales, sin embargo, generalmente da lugar a fallas prematuras de las vigas como resultado de una fisura en la

interfase adhesivo-hormigón o a través del hormigón de recubrimiento, debajo del nivel de la armadura principal ^[34].

A partir del año 1991 ^{[8],[35],[34]} se estudió experimentalmente la influencia de la fisuración en la capacidad de carga y los modos de falla de vigas de hormigón. Junto a estos estudios experimentales, en los años recientes se utilizaron aproximaciones analíticas y numéricas para el análisis de vigas de H°A° reforzadas con FRP ^{[36],[37]}.

Este sistema se ha aplicado ya en diversos países, y tan solo en Suiza y Alemania el número de refuerzos mediante el uso de esta técnica asciende a los 250, y más de 1000 en todo el mundo, concentradas estas en países tales como Suiza, Alemania, Japón, EE.UU. y Canadá ^[38].

La cantidad de investigación de estos tipos de materiales, especialmente en lo que hace a su diseño y a su uso para reparación y refuerzo de estructuras ha crecido enormemente en estos últimos cinco años, encontrándose incluso congresos internacionales únicamente relacionados con esta temática.

1.4 IMPORTANCIA DEL REFUERZO DE INFRAESTRUCTURA EN NÚMEROS

Por años, los ingenieros civiles han investigado alternativas para el uso del acero y aleaciones para combatir los altos costos de reparación y mantenimiento de las estructuras, causados entre otras cosas, pero principalmente por la corrosión.

El gasto estimado en todo el mundo para mantenimiento de puentes de H°A° ronda los 90 mil millones de dólares por año ^[39]. Si tenemos en cuenta que el gasto público anual de la Argentina (año 2000) es de 49 mil millones, es decir, del orden de la mitad del valor anterior, esto sirve para tener una idea cierta de la magnitud del gasto que genera el mantenimiento de puentes de hormigón armado en el mundo. Ver Figura 1.4.

De acuerdo a estadísticas de la Federal Highway Administration, más del 40 % de los puentes en los Estados Unidos en 1989 necesitaban ser reemplazados o rehabilitados ^[40]. Además muchos de estos puentes fueron diseñados para tránsitos y cargas mucho más

bajos de lo que es común hoy en día, es decir que, no alcanza con la sola rehabilitación de estos puentes sino también es necesario reforzar los estándares de los mismos, la gran mayoría de los cuales son de H°A° pretensado.

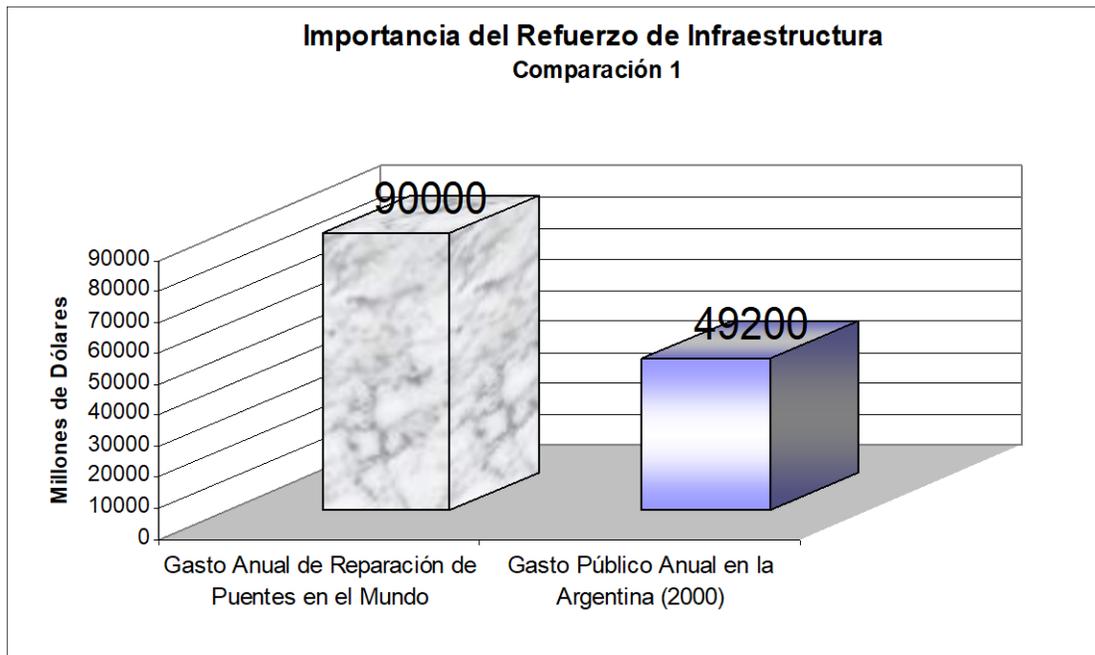


Figura 1.4 – Importancia Económica del Mantenimiento de la Infraestructura (1)

Gran parte del deterioro se debe a medio ambientes agresivos y a problemas relacionados con la durabilidad de los materiales. En particular, el problema de la corrosión, asociada a la baja resistencia a la misma de los tendones de acero usados en el pretensado es el fenómeno predominante [8].

Esto representa que, únicamente en los Estados Unidos, unos 200.000 puentes valuados en 78 mil millones de dólares presentan necesidades críticas de reparación [41],[42] y por lo tanto, son requeridos anualmente, solamente en este país, 5.2 mil millones de dólares para el mantenimiento de sus puentes[43]. La Figura 1.5 muestra la magnitud de esta cifra.

Una situación similar ocurre en Canadá, en donde alrededor del 40% de todos sus puentes tienen una antigüedad de más de 30 años, y necesitan ser rehabilitados o reemplazados [44].

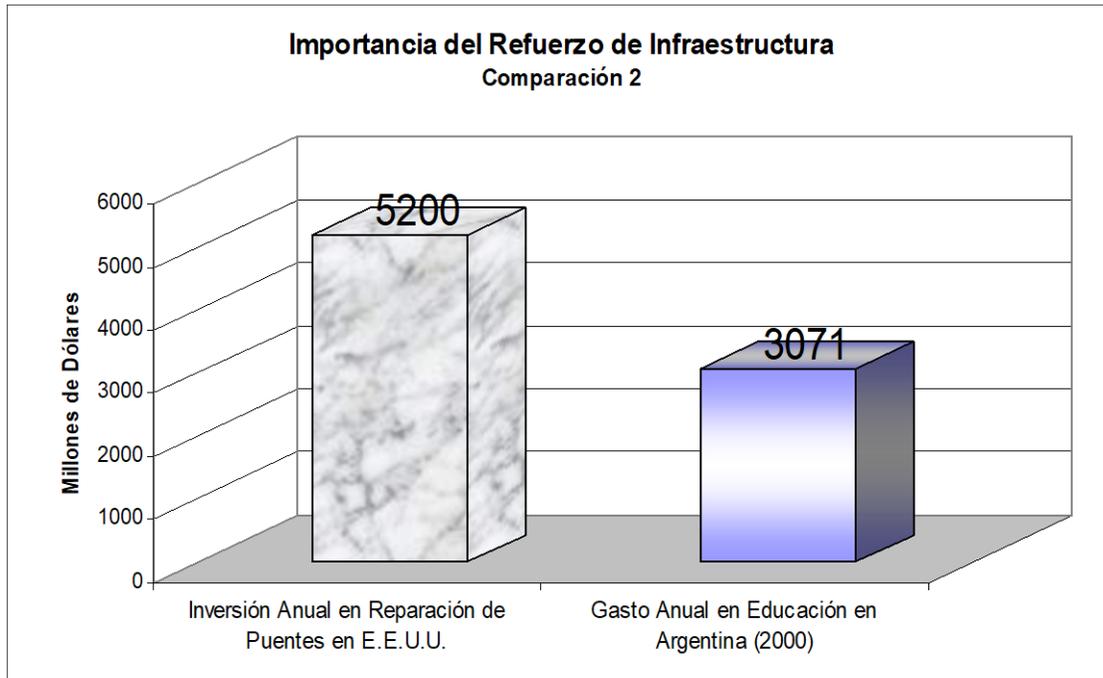


Figura 1.5 – Importancia Económica del Mantenimiento de la Infraestructura (2)

Esta deficiencia refleja, en cierta medida, que, incluso en estos países desarrollados, no se realizaron a su debido momento las tareas de mantenimiento, lo cual generó una cantidad significativa de puentes a ser reparados y/o reforzados en un periodo breve de tiempo.

Si bien, en nuestro país la mayoría de los puentes son más recientes que los de estos países, el presupuesto anual que la Argentina destina a dicho rubro esta en el orden de la quinta parte de lo que se destina internacionalmente al mismo. Ver Figura 1.6.

Esto significa, por un lado, que se necesita un buen plan de inspección y mantenimiento para evitar futuros accidentes y gastos mayores de reconstrucción y por otro, que es imperiosa la necesidad de contar con sistemas de reparación lo más eficientes posibles.

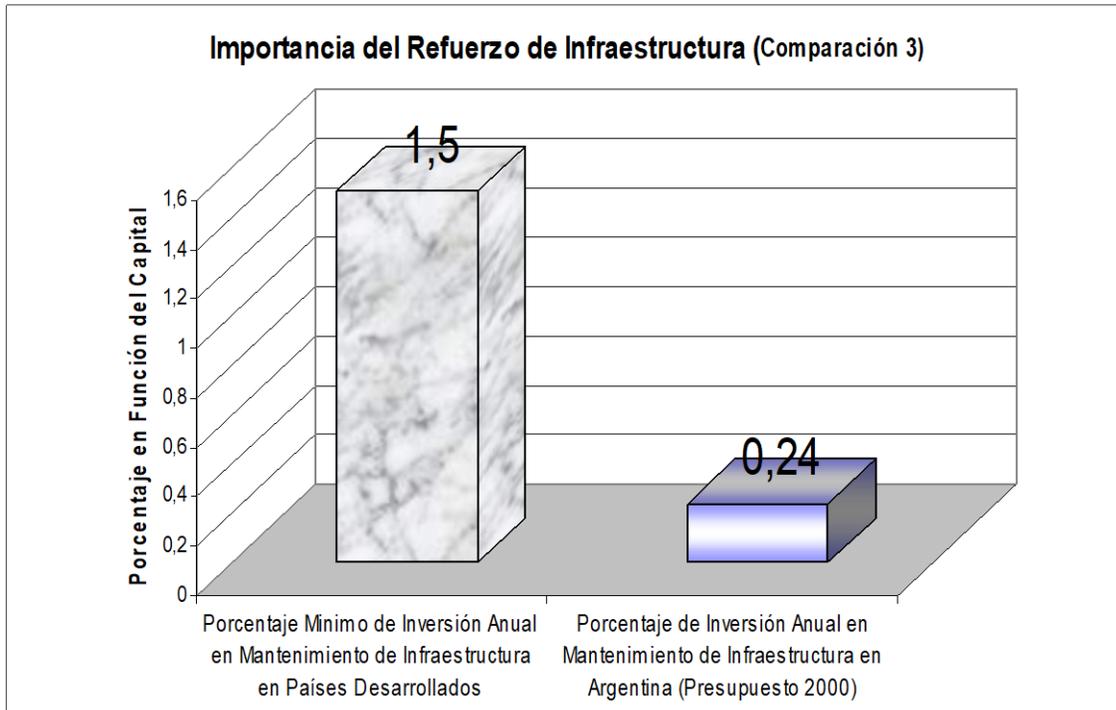


Figura 1.6 – Importancia Económica del Mantenimiento de la Infraestructura (3)

Este alarmante estado de los puentes tiene un importante efecto negativo, no tan solo en términos económicos, sino también en cuanto a un bajo nivel de servicio y seguridad para el público, es decir, incrementando el costo de los usuarios, demorando la entrega de productos y posiblemente, junto al estado deficiente de los caminos, disuadiendo al turismo.

CAPÍTULO 2

MÉTODOS DE REFUERZO

2.1 INTRODUCCION

La reparación y/o refuerzo de estructuras de H^oA^o es un arte que ha evolucionado hasta convertirse en una ciencia compleja.

Debido a los buenos resultados obtenidos en aplicaciones practicas, algunas técnicas, se han vuelto tradicionales y son muy usadas tanto en refuerzos como en recuperaciones.

El sistema de refuerzo puede ser materializado mediante:

2.1.1. Aumento de la sección;

2.1.2. Pos-tesado externo;

2.1.3. Acortamiento del tramo mediante colocación de nuevos apoyos;

2.1.4. Pegado externo de elementos de acero o de materiales compuestos (este tipo de refuerzo será desarrollado más ampliamente en el punto 2.3);

Siempre es posible usar una combinación de los sistemas mencionados anteriormente.

Independientemente de la técnica de refuerzo usada, uno de los requerimientos más importantes del sistema compuesto estructura-refuerzo es la habilidad para actuar como un conjunto, como un sistema integrado. Esto sólo puede ser alcanzado si se provee una buena unión entre el elemento de hormigón existente y el refuerzo externo. La resistencia de la unión deberá ser tal que asegure el comportamiento monolítico del conjunto ^{[45],[46]}.

A continuación se describen brevemente las tres primeras de las técnicas mencionadas. Luego se desarrollara con mayor amplitud el pegado externo de elementos de acero o de materiales compuestos, como técnica de refuerzo.

2.1.1 AUMENTO DE LA SECCIÓN

Este es el método más viejo de refuerzo. Implica colocar hormigón adicional sobre el elemento estructural existente. De esta forma columnas, vigas, losas y muros pueden ser reforzados para incrementar su capacidad de carga o su rigidez.

Este refuerzo de hormigón también puede actuar como protector de la temperatura de los cables postesados de acero o FRP o de los elementos pegados y también puede ser utilizado para proteger de los daños mecánicos y ambientales.

El hormigón agregado debe ser pegado al hormigón existente para producir un elemento monolítico.

Solo se puede considerar el trabajo en conjunto entre la estructura existente y la adicionada puede, si se logra materializar una unión monolítica. Se requiere, por lo tanto, una buena unión o una buena capacidad de transferencia de corte en la interfase, que no debe deteriorarse con las cargas cíclicas del tráfico, el medioambiente o la temperatura.

En el caso de ser aplicado como refuerzo a tracción de vigas, el hormigón adicional deberá ser reforzado con barras de acero.

En el caso de vigas, el espesor generalmente usado para este tipo de refuerzo es de 2 a 3 pulgadas. Por consiguiente, esta metodología es apropiada para elementos en los que con este incremento de altura se alcance el incremento necesario en la capacidad de carga.

Para minimizar el peso del hormigón adicional se recomienda el uso de hormigones livianos.

Existen dos maneras de llevar a la práctica este método:

- 1- Refuerzo con hormigón convencional ó;
- 2- Hormigón proyectado o gunitado;

2.1.1.1 REFUERZO CON HORMIGÓN CONVENCIONAL

El espesor mínimo del refuerzo, generalmente es de 6 cm. pero siempre, en última instancia, el mínimo es función de la posibilidad de colado del hormigón a través del encofrado.

El CEB (Reglamento Brasileño) recomienda la utilización de hormigones con una resistencia de por lo menos 5 MPa superior al hormigón existente.

En esta técnica hay que tener muy en cuenta las distintas edades de los hormigones, para lo cual se debe preparar adecuadamente la superficie a reforzar, adicionalmente, se suelen soldar las armaduras nueva y existente, o crear entrantes en el hormigón viejo, lo cual genera el trabado capaz de absorber posibles esfuerzos cortantes que se generen entre la estructura existente y el refuerzo. Estas medidas se toman de manera de aumentar la monolitividad del conjunto.

Finalmente para cuidar la eficacia de este método es necesario proceder con un curado muy cuidadoso del refuerzo, garantizando su calidad.

2.1.1.2 HORMIGÓN PROYECTADO O GUNITADO

Esta técnica se comenzó a utilizar en 1911 al producirse la evolución de la tecnología del hormigón y desarrollarse el sistema para proyección del mismo.

En esta técnica el hormigón es lanzado con la ayuda de una bomba de aire comprimido. Luego, éste se torna en una masa extremadamente densa, con las características de gran impermeabilidad y adherencia a la superficie proyectada, la cual puede ser hormigón, mampostería, hierro, roca, suelo, etc., lo que permite su aplicación en superficies verticales o en la parte inferior de las losas.

El agregado utilizado debe tener dimensiones máximas pre-establecidas, siendo indispensables estos cuidados en revestimientos de pequeño espesor.

La eficiencia de la técnica depende de la adecuada preparación de la superficie y de la correcta aplicación, que exige un operador altamente calificado, que sepa controlar las tasas de agua y de hormigón que se mezclan en la salida de la bomba, permitiendo la obtención de los espesores deseados y manteniendo un factor de agua-cemento bajo, que garantice la resistencia a la compresión por lo menos igual a la del hormigón normal.

Los trabajos previos consisten en la remoción del hormigón dañado, verificación de las condiciones de la armadura, localización de puntos de oxidación o fisuración, tratamiento de dichos puntos. Luego se enarena la superficie para mejorar las condiciones de adherencia de la superficie y entonces se aplica el gunitado.

Ejemplos de aplicaciones de gunitado son:

- Recuperación de estructuras dañadas por incendio;
- Hormigonado para túneles;
- Revestimiento de canales y taludes;
- Refuerzo protector para estructuras metálicas;
- Hormigonado en locales de difícil acceso como galerías angostas;
- Hormigonado de piscinas y reservorios enterrados o elevados;

- Recuperación de estructuras afectadas por aguas agresivas;
- Hormigonado de estructuras para postesado.

El método de engrosar la sección es relativamente fácil de implementar y económico. La desventaja de este método es el tiempo de ejecución y de comienzo de aprovechamiento y el peso del hormigón adicional ^[47].

2.1.2 POSTESADO EXTERNO

El postesado empezó a ser usado en los años 50'.

Después de haber desaparecido por un tiempo, fue redescubierto como una interesante herramienta con el advenimiento de las nuevas tecnologías de postesado.

Esta técnica ha sido muy empleada y con éxito para corregir deformaciones excesivas en estructuras existentes ^[47].

Sin embargo, este método tiene severas desventajas prácticas, tales como la dificultad para proveer el anclaje adecuado a los cables de postesado, la necesidad de prever un sistema para mantener la estabilidad lateral de la viga durante el postesado y la vulnerabilidad de los cables externos a la corrosión, al fuego y a los posibles actos de vandalismo ^[8].

2.1.3 CREACIÓN DE APOYOS INTERMEDIOS

Este método ha sido muy usado para reducir los efectos de las fuerzas en vigas sobre cargadas. También puede usarse para incrementar la capacidad de carga del elemento estructural. La reducción de la luz del tramo normalmente supone la construcción de columnas adicionales.

Las nuevas columnas requieren generalmente nuevas bases, lo cual en este caso puede transformarlo en un método costoso.

Un intento menos costoso consiste en instalar brazos diagonales que se extiendan hasta las bases de las columnas existentes.

Ambos métodos sacrifican de alguna manera espacio debajo de la viga a reforzar.

Generalmente, el material adoptado en estos casos para reforzar es el acero, dado el refuerzo estructural no debe deformarse demasiado antes de tomar la carga prevista, de no ser así, perdería mucha efectividad todo el sistema.

Otro inconveniente es, que cualquiera sea la solución adoptada, con este tipo de refuerzo siempre se modifica el comportamiento de la viga reforzada y del resto de la estructura, respecto al comportamiento original.

Como puede deducirse, este método sólo factible en casos muy puntuales, donde por ejemplo se tiene la posibilidad de colocar columnas o diagonales sin que esto signifique una gran pérdida de espacio o imposibilite el tránsito por debajo de la viga o losa reforzada [45].

2.2 PEGADO DE PLANCHUELAS METÁLICAS Ó MATERIAL COMPUESTO (FRP).

El principio de este método es muy simple, las placas de acero o de otro material son pegadas a la superficie del hormigón con un adhesivo creando un sistema compuesto de tres fases hormigón-adhesivo-refuerzo, dichas placas funcionan como suplemento de la armadura interna del elemento a reforzar.

Esta técnica es usada gracias a la gran eficiencia obtenida en la unión acero-FRP / hormigón por medio de adhesivos basados en resinas epoxi.

Esta junta adhesiva es utilizada como elemento transmisor de tensiones entre el hormigón y el refuerzo, permitiendo que estos trabajen en forma integrada, propiciando una solución cómoda, rápida, eficaz y económica, pues no causa preocupación en cuanto a la redistribución de las acciones en la estructura.

La transmisión de las tensiones entre el hormigón y el refuerzo causa solicitaciones de corte que deben ser absorbidas tanto por la junta adhesiva como por el hormigón de recubrimiento. Teniendo en cuenta que este último, es el componente más débil del sándwich de refuerzo, la adecuada condición del mismo es de importancia crítica.

Para garantizar la eficiencia del refuerzo es muy importante preparar adecuadamente las superficies a adherir.

Las ventajas de este sistema estructural incluyen la fácil aplicación, la eliminación de los anclajes especiales necesarios en el método de postesado externo y básicamente no se altera el funcionamiento original previsto para la viga. El refuerzo de la estructura puede realizarse mientras la estructura se encuentra en uso, y prácticamente no se reduce la luz libre de los vanos debajo del refuerzo.

El pegado de planchuelas reduce levemente la ductilidad de la viga. Esta reducción depende de la ductilidad original de la viga y debe ser tenida en cuenta en el diseño del refuerzo. Otro de los inconvenientes de este sistema es la protección contra el fuego y la oxidación, en el caso de que el material elegido para el refuerzo sea el acero.

Constructivamente esta técnica es superior a cualquier otra técnica de refuerzo a flexión para vigas y losas ^[47].

2.2.1 REFUERZO CON PLANCHUELAS METÁLICAS

Las planchuelas metálicas fueron el primer material en usarse en este tipo de refuerzo estructural, y se han convertido a lo largo de los últimos cuarenta años en el material base de la técnica más difundida y utilizada para el refuerzo de vigas y losas de hormigón armado.

La disponibilidad comercial de un gran número de tamaños de planchuelas y perfiles de acero, las buenas prestaciones en el campo de la ingeniería civil y el acabado conocimiento que se tiene del material, y de la forma de trabajarlo, constituyen las principales razones por las cuales se ha usado primordialmente al mismo en esta técnica de refuerzo.

Si bien está comprobado, que las grandes estructuras reforzadas con materiales compuestos, tales como puentes, tienen la mejor relación prestación / costo total, costo que incluye puesta en obra, transporte, mantenimiento, etc., esto sólo sucede en países que fabrican estos materiales compuestos tales como la fibra de carbono (Suiza, Inglaterra, EEUU, Japón) y en países que cuentan con acceso directo a estos mercados (Comunidad Europea, Canadá, etc.).

Esta, no es la realidad de países como el nuestro o el resto de Latinoamérica, ya que por ejemplo, el costo relativo de la fibra de carbono en Argentina es del orden de cuatro a cinco veces superior al mismo material en Europa. Este incremento tiene en cuenta el tipo de cambio, importaciones, transporte, etc.

Además, el costo de la demora en la disponibilidad también se incrementa en el caso de estos materiales, ya que los proveedores no tienen una reserva permanente de algunos de ellos.

Teniendo en cuenta esto, en nuestro país el costo total de reparación de estas grandes estructuras es del orden del doble si se usa fibra de carbono en lugar de planchuelas metálicas.

En el caso de que la reparación se deba hacer en estructuras de menor envergadura, tales como edificios de vivienda o similares, la diferencia económica es aún mayor a favor de las planchuelas metálicas, debido a que la diferencia relativa en los costos específicos del trabajo de colocación se reducen.

Por estas razones y bajo las condiciones económicas actuales, en Latinoamérica, el uso de planchuelas metálicas, todavía es más conveniente que el uso de materiales compuestos en la mayoría de los casos.

No obstante esto, el uso de planchuelas metálicas también presenta desventajas respecto al uso de los compuestos. Básicamente, las dos desventajas principales son el problema de la corrosión y el peso del acero.

El mayor problema práctico de este tipo de refuerzo es su peso, y la consecuente restricción en la longitud de las placas individuales en términos de su manipulación. Por

este motivo, la longitud de las placas en algunos casos debe ser limitada, lo cual en ocasiones, complica el diseño y las operaciones de construcción.

Cuando se aplica este sistema a puentes, los cuales están más expuestos a la acción de los efectos medioambientales, que producen la oxidación al refuerzo, es necesaria la instalación de un sistema de protección apropiado y el consecuente mantenimiento del mismo. Otra desventaja de la corrosión es la afectación de la interfase epoxi-acero, que disminuye la resistencia del pegado. Para eliminar el problema de la corrosión, las planchuelas de acero pueden ser reemplazadas por láminas de material compuesto.

2.2.2 REFUERZO CON MATERIALES COMPUESTOS

2.2.2.1 DEFINICIÓN Y PEQUEÑA RESEÑA SOBRE LOS MATERIALES COMPUESTOS

Básicamente el material compuesto, es una sustancia obtenida por la combinación de dos o más materiales diferentes. Puede presentar propiedades mecánicas y físicas especiales, ya que combina las mejores propiedades de sus componentes y suprime sus defectos. Por ejemplo, el plástico reforzado con fibra de vidrio combina la alta resistencia de las delgadas fibras de vidrio con la ductilidad y la resistencia química del plástico; sin embargo, la fragilidad que presentan las fibras de vidrio aisladas no se manifiesta en el material compuesto.

La oportunidad para desarrollar productos para la industria del automotriz y la ingeniería aeroespacial, así como otros usos recreativos, han mantenido el interés en este tipo de materiales. También los materiales compuestos se utilizan en muchas otras aplicaciones, como en las obras públicas para construir puentes o reforzar pilares, y en productos biomédicos, como las prótesis.

Los materiales compuestos suelen elaborarse con fibras sintéticas integradas en una matriz, material que las rodea y las fija. El tipo de material compuesto más utilizado es el compuesto de matriz polímera (plástica), el cual consiste en fibras de un material cerámico,

como el carbono o el vidrio, insertadas en esta matriz plástica. Por lo general, las fibras ocupan alrededor del 60% del volumen en los compuestos de este tipo.

El componente fibroso de refuerzo de estos materiales puede consistir en fibras continuas o en segmentos cortos. Si se utilizan fibras cortas, éstas deben ser de mayor diámetro. Para elaborar materiales destinados a estructuras de alto rendimiento se suelen utilizar fibras largas continuas.

La resistencia específica (relación entre resistencia y densidad) y la rigidez específica (relación entre elasticidad y densidad) de los compuestos de matriz polímera de fibras de carbono continuas, pueden ser muy superiores a las de muchas aleaciones metálicas convencionales.

Los compuestos también pueden tener otras propiedades, como alta conductividad térmica o eléctrica o un bajo coeficiente de dilatación. Además, de acuerdo a la orientación de las fibras o la forma en que estén entretejidas en la matriz, pueden fabricarse con propiedades estructurales específicas para usos hormigóns.

A pesar de presentar ventajas considerables sobre los materiales convencionales, estos materiales tienen algunos inconvenientes. Es decir, los materiales compuestos de matriz polímera y otros tienden a ser muy anisotrópicos, es decir, su resistencia, rigidez y otras propiedades físicas son diferentes de acuerdo a la orientación del material. Por ejemplo, si se fabrica un material compuesto de matriz polímera de manera que queden paralelas todas las fibras, el material será muy rígido en paralelo a las fibras, pero muy poco en dirección perpendicular a ellas. Estas propiedades anisotrópicas constituyen un reto importante para el diseñador que utilice estos materiales en estructuras que apliquen fuerzas multidireccionales a sus componentes. También es dificultosa la elaboración de uniones resistentes entre piezas de material compuesto.

2.2.2.2 PLÁSTICOS REFORZADOS CON FIBRAS (FRP)

Los materiales compuestos más usados en la ingeniería civil son los plásticos reforzados con fibras (FRP – Fiber Reinforced Polymer)

Aunque, algunos materiales plásticos usualmente son moldeados en la forma deseada sin ser reforzados con fibras, este tipo de plásticos exhiben usualmente creep y pérdida de rigidez bajo cargas a lo largo del tiempo.

Para mejorar esto se incorporan fibras de refuerzo, con lo cual también se mejoran las propiedades mecánicas, se reduce el creep y el coeficiente de expansión térmica.

Las fibras que se usan generalmente en el campo de la ingeniería civil son ^[8]:

- Fibras de vidrio (GFRP).
- Fibra de Aramida (AFRP).
- Fibra de carbono (CFRP).

La matriz esta hecha comúnmente de Poliéster, Epoxi o Nylon, sujetando y protegiendo las fibras del daño, y transfiriendo las tensiones entre las fibras.

Las fibras pueden ser orientadas en cualquier dirección para mejorar la resistencia y la rigidez del compuesto en la dirección deseada. La calidad estructural del material compuesto depende principalmente del tipo y la cantidad de fibras usadas en la dirección medida. La resina solo sirve de agente de unión entre las fibras ^[39].

2.2.2.3 APLICACIÓN DE MATERIALES COMPUESTOS

La comercialización de plásticos reforzados con fibras de carbono (CFRP) se inició aproximadamente hace tres décadas, concentrándose básicamente en aplicaciones de la industria aeroespacial. El desempeño del material fue tan satisfactorio que rápidamente surgieron diversas aplicaciones.

En la industria náutica, se resalta la fabricación de catamaranes, kayaks, lanchas y veleros, siendo posible utilizar mástiles de hasta 16 metros de altura.

En los barcos de competición, la madera utilizada para el casco fue cambiada por plástico reforzado con fibras de vidrio (GFRP) y más recientemente por CFRP. También en los autos de fórmula 1 la fibra de carbono está presente hace varios años, en la fabricación de varios componentes.

Una de las mayores aplicaciones de los FRP está relacionada con la medicina. Anillos y arcos de fibra de carbono, para utilización en productos ortopédicos, pesan aproximadamente la mitad que uno similar de acero inoxidable y tiene más del 90% de transparencia a los rayos X, tornándose más adecuado para esta aplicación ^[48].

2.2.2.4 USO DE MATERIALES COMPUESTOS EN LA INGENIERÍA CIVIL

En la ingeniería civil los materiales compuestos, especialmente los plásticos reforzados con (FRP) han comenzado a utilizarse desde la década del 70'.

Estos ofrecen algunas ventajas frente al material tradicional de refuerzo (acero). La alta relación resistencia / peso y la excelente resistencia a la corrosión electroquímica tornan a los materiales compuestos en una interesante alternativa para aplicaciones estructurales. Además, los compuestos son muy versátiles y pueden ser moldeados prácticamente en cualquier forma.

Entre los diferentes tipos de FRP, el CFRP parece ser el más aplicable en el campo de la ingeniería estructural ^[8].

Según Karbhari y Seible ^[49], los CFRP han sido investigados en los EUA, principalmente en la Universidad de California, San Diego (UCSD), sobre todo para las áreas de la recuperación y concepción de infra-estructura de transporte y el desarrollo de técnicas de refuerzo de pilares de hormigón armado.

También la utilización de FRP ha sido significativa en otros países, como el caso de Japón en la principal motivación son los problemas sísmicos. En los Estados Unidos su utilización está fundamentalmente relacionada con la durabilidad de puentes y viaductos, y en Europa con la rehabilitación de patrimonios históricos.

El campo de aplicación de los FRP dentro de la construcción civil se puede subdividir en tres categorías:

- Aplicación en nuevas construcciones.
- Aplicación en reparación y rehabilitación.
- Aplicaciones Arquitectónicas.

Los FRP han sido muy usados en el diseño de nuevas construcciones estructuras tales como puentes y columnas hechas enteramente de FRP, estas han mostrado una excepcional durabilidad, y resistencia a los efectos de la exposición medioambiental. Tendones pre-tesados, barras, mallas y hasta clavos son ejemplos de la gran diversidad de formas de FRP que se usan en nuevas estructuras ^[50].

Uno de los usos más comunes de FRP es la reparación y rehabilitación de estructuras dañadas o deterioradas. Cuando se aplica en vigas de hormigón, las láminas refuerzan a flexión o al esfuerzo cortante. Reforzadas de extremo a extremo, la capacidad de carga puede igualar o superar a la capacidad original. Estos elementos pueden estar situados, indistintamente, en puentes (peatonales, prefabricados y de acero), estructuras para garage, aplicaciones industriales y estructuras elevadas.

En paredes, solucionan la necesidad de refuerzo en muros de hormigón y mampostería que se derivan de cargas excesivas en plano o fuera de plano y la presión debida a impactos. Así, puede utilizarse en los muros con esfuerzo cortante, en los tanques, trincheras y canaletas, y en los fosos de ascensores. Sirven, igualmente, para estructuras industriales expuestas a cargas por explosiones y para mejoras antisísmicas.

Cuando se aplica a pilares, este sistema proporciona resistencia a flexión y confinamiento. Es ideal para soporte de cargas en pilares cuando se necesitan refuerzos sísmicos, aplicaciones en infraestructura, puentes, estructuras para garage y muelles.

En tuberías y túneles se satisfacen las necesidades de refuerzo para cargas laterales y de flexión, así como los refuerzos en el perímetro.

En cuanto a silos y tanques, su reparación con estas membranas permiten cumplir también con los requerimientos para evitar esfuerzos perimetrales excesivos y la propagación de grietas en estructuras hidráulicas. Finalmente, su uso en chimeneas cubre los requisitos de refuerzos exigidos por la deflexión excesiva debido a cargas del viento y esfuerzos de confinamiento.

También hay que destacar que pueden aplicarse igualmente en el exterior de las losas, tanto si las fisuras están orientadas en uno como en doble sentido, para aumentar las cargas de servicio y controlar las deflexiones. Si se utilizan en la superficie inferior, incrementan la capacidad de carga y la deflexión. Las losas pueden estar situadas tanto en tableros de puentes, como en pavimentos de hormigón, en playas de establecimiento, en suelos industriales y en lugares elevados.

Por último, los arquitectos también han descubierto muchas aplicaciones en donde puede utilizarse el FRP. Estas incluyen estructuras tales como recubrimientos estéticos, techados, pisos y divisiones de locales.

2.2.2.5 COMPARACIÓN ENTRE LOS DISTINTOS MATERIALES COMPUESTOS

Los estudios realizados en Suiza demuestran que las fibras de aramida, tienen una inadecuada resistencia a la compresión, y las fibras de vidrio no son resistentes a los ambientes alcalinos.

La importancia de la resistencia a la compresión puede ser relativizada dado que el refuerzo de estructuras de hormigón armado es predominante en las zonas de tracción.

Sin embargo, existen algunas situaciones en donde ciertas regiones normalmente con tensiones de tracción pueden estar bajo cargas de compresión dependiendo de la distribución de las cargas. En estas situaciones, las placas de vidrio como las de fibra de aramida pueden fallar debido a su inadecuada resistencia a la compresión.

La alta resistencia a la tracción de los materiales compuestos permite el uso de placas delgadas que son más flexibles que las placas de acero.

Por lo tanto, el módulo elástico de las placas es muy crítico, especialmente cuando lo aplicamos sin pretensionarlos. Solamente láminas duras pueden efectivamente contribuir a reducir las tensiones en estructuras existentes. Las láminas reforzadas con fibras de vidrio deberán ser varias veces más gruesas que las de las reforzadas con fibras de carbono para tener la misma rigidez, debido al relativamente bajo módulo de elasticidad de las fibras de vidrio. Si las placas de GFRP superan los 6 metros de longitud, la facilidad de manipulación y el pegado pasa a ser muy cuestionable. La incompatibilidad química de las fibras de vidrio con los álcalis del hormigón también limita su uso en el refuerzo de estructuras de hormigón armado.

Se muestra en la Tabla 1.1, una comparación de las propiedades de los tres tipos más utilizados de fibras ^[47]:

Tabla 2.1- Comparación de Propiedades entre las distintas fibras utilizadas en Materiales Compuestos

Criterio	Tipo de fibra		
	Carbono	Aramida	Vidrio
Resistencia a la tracción	Muy Buena	Muy Buena	Muy Buena
Resistencia a la compresión	Muy Buena	Inadecuada	Buena
Módulo de Elasticidad	Muy Buena	Buena	Adecuada
Comportamiento a largo plazo	Muy Buena	Buena	Adecuada
Comportamiento a la fatiga	Excelente	Buena	Adecuada
Densidad	Buena	Excelente	Adecuada
Resistencia alcalina	Muy Buena	Buena	Inadecuada
Precio	Buena	Buena	Muy Buena

Se describen a continuación, las fibras de vidrio y las fibras de carbono, las cuales representan la mayoría de las aplicaciones con materiales compuestos usados en el campo de ingeniería civil.

2.2.2.5.1 GFRP

La fibra de vidrio es la más común de las fibras usadas para refuerzo. El GFRP es comercialmente disponible y bastante barato. En general la relación tensión / deformación es lineal hasta la falla.

La fuerza de ciertos tipos de GFRP excede al acero convencional, es decir la tensión última de barras de GFRP puede llegar hasta los 1.035 MPa. Sin embargo, el módulo de elasticidad de este material es de alrededor de $\frac{1}{4}$ del acero. Esto limita la aplicación del GFRP en la capacidad de carga en muchos tipos de estructuras.

Los resultados indican que se puede incrementar significativamente la resistencia flexional mediante el pegado de GFRP a vigas de hormigón. La ganancia de resistencia última flexional es más significativa en vigas con cuantías bajas.

2.2.2.5.2 CFRP

La fibra de carbono comenzó a tomar fuerza sobre el final de la década de los 90', concentrándose en el refuerzo de estructuras de hormigón armado.

Las propiedades superiores de las fibras de carbono y la prometedora reducción de su costo predicen que este material compuesto es alternativa muy atractiva para el refuerzo de estructuras.

Las fibras de carbono se fabrican oxidando fibras de plástico orgánico (generalmente poliacrilonitrilo), obteniéndose solamente un material con carbono en donde los átomos de carbono se han alineado a lo largo de la longitud de las fibras originales. Estas fibras extremadamente finas son alineadas en hebras o cables. Los cables contienen entre 3000 y 12000 filamentos de carbono y son como un cabello humano ^[47].

Los CFRP tienen distintas calidades, que vienen dadas por la cantidad de fibras por unidad de volumen.

2.2.2.6 NUEVA TÉCNICA DE REFUERZO CON BARRAS DE FRP

La necesidad de una mayor movilización de la capacidad resistente del FRP, motivó a los investigadores a que desarrollaran una nueva técnica, que consiste en la inserción de pequeñas fajas de láminas de CFRP, en canales ejecutados en el hormigón de recubrimiento de los elementos estructurales. Excelentes resultados fueron obtenidos por Barros et al. ^[51] en pilares, y por Blaschko et al. ^[52] en vigas y losas.

Debido al poco conocimiento de esta técnica, un grupo de investigadores de la Universidad de Minho, Portugal ^[48] ejecutaron un conjunto de ensayos para analizar el comportamiento de vigas reforzadas con la aplicación de esta técnica y demostraron la eficacia de la misma.

Otras investigaciones como la de Barros y Cruz ^[53] indican que la longitud para satisfacer la transferencia de esfuerzos es muy pequeña, del orden de los 10 cm.

La técnica en cuestión consiste básicamente en las siguientes etapas:

- 1- Ejecución de los canales en el hormigón de recubrimiento, de cerca de 3 a 4 mm de espesor y 12mm de profundidad;
- 2- Limpieza del canal ejecutado en el hormigón y limpieza de la lámina de FRP;
- 3- Mezcla del adhesivo epoxi bi-componente, conforme a las recomendaciones del fabricante;
- 4- Aplicación del adhesivo a lo largo de todo el canal, procurando llenarlo completamente. Esto puede ser hecho con la ayuda de una espátula;
- 5- Aplicación del adhesivo en toda la superficie de la lámina, previamente limpiada;
- 6- Inserción de la lámina en la canaleta. Con la ayuda de una espátula se procura llenar toda la canaleta, evitando la formación de vacíos, y limpiando el adhesivo excedente.

Con el objetivo de avalar esta técnica Fortes et al. (2002) ^[48] confeccionaron 8 vigas, divididas en series, cada serie con distintas armaduras, y reforzadas con hasta 3 fajas de CFRP.

Por medio de las observaciones realizadas durante los ensayos y los análisis de los resultados, se considera que las cargas de falla de las vigas no están relacionadas con el desprendimiento del refuerzo (peeling), sino más bien con el agotamiento de la capacidad resistente del hormigón a los esfuerzos de tracción-corte, transferidos por las láminas de CFRP. La Figura 2.1 ilustra esta técnica.



Figura 2.1- Nueva técnica de uso de Material Compuesto como Material de Refuerzo en Vigas de Hormigón Armado

El valor máximo de la extensión alcanzada por la lámina, esta muy próxima al valor experimental medio ofrecido por el fabricante (15,6‰), por lo que se puede suponer que la lámina estaba muy cerca de romperse.

Estas cargas de rotura y las extensiones alcanzadas demuestran la eficiencia de esta técnica.

El menor valor de extensión alcanzado experimentalmente es superior en más del 40% del valor de tensión efectiva propuesto por el ACI 440 para láminas de CFRP.

Este tipo de refuerzo todavía no se encuentra regulado dentro del marco del ACI 440^[48].

2.2.2.7 VENTAJAS DE LOS MATERIALES COMPUESTOS

A continuación se analizan las ventajas que presentan los refuerzos con materiales compuestos^[54]:

Resistencia: Para aplicaciones en el refuerzo estructural, se han utilizado compuestos cuyos valores de resistencia han sido de 3 a 5 veces mayores que el acero.

Peso Propio: La densidad de los compuestos representa apenas un 20% de la densidad del acero. Aparte de una sensible disminución en los costos del transporte, la gran economía ocurre en la instalación, una vez que se pueden obviar equipos pesados para su posicionamiento y pegado. Los adhesivos empleados son suficientes para mantener el compuesto en la posición final hasta terminar el proceso de curado.

Transporte: El peso propio de los compuestos es tan bajo, que por ejemplo, una chapa de CFRP de 20m de longitud puede ser cargada por un solo hombre. Algunas chapas pueden ser enrolladas en bobinas de diámetro del orden de 1.5 metros, pudiendo así ser fácilmente transportadas en vehículos de pequeño porte.

Versatilidad de proyecto: La longitud de las chapas de acero para el refuerzo externo es limitada, en función de su peso propio y de las dificultades de manipulación. No es posible la ejecución de soldadura in situ, ya que los adhesivos utilizados no son capaces de soportar altas temperaturas. Esto conduce a la necesidad de la ejecución de enmiendas de costo elevado. Contrastando con esta realidad, los compuestos no poseen limitación de longitud, pudiendo, también ser aplicados en un número variable de capas para atender una situación en particular.

Facilidad de aplicación: El refuerzo a través de las chapas de acero pegadas con resinas epoxi, presenta una serie de peculiaridades en cuanto a su aplicación, principalmente relacionadas con la preparación de las superficies. En algunas formas de

presentación de FRP, no se da de esta manera, necesitando únicamente de una supervisión criteriosa.

Durabilidad: Distinguiéndose de las chapas de acero, los materiales compuestos no sufren el deterioro proveniente de la acción de los agentes agresivos, químicos, físicos o biológicos. Sin embargo, una atención especial debe ser dada a la acción de la radiación ultravioleta.

Resistencia a la acción del fuego: Los materiales compuestos presentan una menor conductividad térmica que el acero, consiguiendo reducir el efecto del fuego sobre las capas internas del adhesivo. El material compuesto se carboniza en vez de quemarse, manteniendo el refuerzo operante por un período de tiempo mayor que el refuerzo de acero. La resistencia a la acción de elevadas temperaturas sobre los compuestos de CFRP depende fundamentalmente de la resina, ya que las fibras de carbono son capaces de mantener sus propiedades mecánicas y de resistencia hasta cerca de los 1000 °C. Meier ^[55] presenta resultados de ensayos a flexión realizados con vigas reforzadas con chapas de acero pegadas y con láminas de CFRP en un gran horno horizontal. El horno fue puesto según las normas ISO 834 hasta una temperatura de cerca de 650 °C. El desprendimiento de la chapa de acero ocurrió alrededor de los 8 minutos. Durante el ensayo de las vigas reforzadas con chapas de CFRP, la superficie de la chapa comenzó a quemarse ocasionando una lenta disminución de la sección transversal del refuerzo conduciendo a una pérdida de rigidez. El desprendimiento de la chapa de CFRP ocurrió después de 1 hora de exposición. El mayor tiempo llevado para el desprendimiento de la chapa de CFRP, se debe principalmente a la baja conductividad térmica de la chapa en la dirección lateral.

Mantenimiento: Los refuerzos realizados con chapa de acero, demandan un mantenimiento periódico a través de pinturas protectoras, conduciendo generalmente a interrupciones en el tráfico en el caso de puentes, y a costos operacionales mayores. Los materiales compuestos no necesitan mantenimiento periódico, lo que disminuye sensiblemente el costo global de la adopción de este sistema.

Comportamiento a la Fatiga: El comportamiento a la fatiga juega un importante rol, sobre todo en obras de refuerzo en puentes, vigas de puente grúa, etc. Investigaciones

realizadas en este tema hechas por Shahawy ^[56] muestran que el comportamiento a la fatiga se mejora notablemente al recurrir al refuerzo con materiales compuestos tales como el CFRP, incluso en vigas previamente fisuradas, aumentando la cantidad de números de ciclos entre la viga sin reforzar y la viga reforzada en hasta casi 7 veces.

Menor tiempo de intervención: Muchas de las ventajas prácticas presentadas encima se combinan, permitiendo que el tiempo de instalación de los sistemas de refuerzo con compuestos pueda ser disminuido significativamente, principalmente cuando lo comparamos con el sistema de refuerzo con chapas de acero. Así los costos de instalación, debido al tiempo, serán menores, de la misma forma, se minimiza la interrupción del tráfico, por ejemplo.

2.2.2.8 DESVENTAJAS

Las desventajas de los FRP son: alto costo inicial, comportamiento quebradizo, susceptibilidad a la deformación bajo cargas a largo plazo, degradación por rayos UV, fotodegradación (por exposición a la luz), carencia de códigos, y aún, falta de conocimiento.

También, es más frecuente el modo de falla local usando FRP que usando acero

2.2.2.9 PROBLEMAS A ESTUDIAR EN LOS FRP

Los más importantes problemas que tienen que ser estudiados son:

- Selección del material de las fibras, diseño y métodos de construcción para varios usos;
- Interacción entre el refuerzo pegado y la estructura de hormigón;
- Longitud de pegado y de anclaje;
- Mecanismos de falla;
- Ductilidad y posibilidad de fallas frágiles;
- Durabilidad.

2.3 COMPARACIÓN DE COSTOS ENTRE REFORZAR CON ACERO Y CON MATERIALES COMPUESTOS (CFRP)

Los siguientes costos están en libras esterlinas y el tipo de obra reforzada es un puente ^[47]:

Tabla 2.2 – Comparación de costos, refuerzos de acero o Materiales Compuestos (CFRP) – Inglaterra

Costo por m2	Placas de Acero	Placas compuestas
Placa	75.00	200.00
Protección	5.50	---
Adhesivo	20.00	20.00
Capa Protectora	10.00	---
Limpieza	3.50	---
Trabajo y Equipamiento	213.50	106.75
TOTAL TRABAJO SOLAMENTE	327.50	326.75
Costo de Transporte y Demoras	45.00	22.50
Mantenimiento	51.00	---
TOTAL FINAL	423.50	349.25

Si aplicamos estos valores a nuestro país, el costo pasa a ser:

Tabla 2.3 – Comparación de costos, refuerzos de acero o Materiales Compuestos (CFRP) – Argentina.

Costo por m2	Placas de Acero	Placas de fibra de carbono
Placa	75.00	800.00
Protección	5.50	---
Adhesivo	20.00	20.00
Capa Protectora	10.00	---
Limpieza	3.50	---
Trabajo y Equipamiento	213.50	106.75
TOTAL TRABAJO SOLAMENTE	327.50	926.75

Costo de Transporte y Demoras	45.00	22.50
Mantenimiento	51.00	---
TOTAL FINAL	423.50	949.25

2.4 CONCLUSIONES

Todos los problemas estructurales presentan más de una solución. Escoger uno u otro sistema dependerá en última instancia de un análisis técnico-económico.

Durante este análisis de debe garantizar que la estimación total de los costos considere la vida útil de la estructura y no sea limitada solamente a la selección de la alternativa que presente el menor costo inicial. El costo total debe incluir los futuros mantenimientos, y también los costos de pérdidas de producción producidas por interrupción del servicio prestado por la estructura a reparar durante la intervención o de la estructura reparada durante los trabajos de mantenimiento, como por ejemplo, interrupción del tráfico en el caso de puentes.

El análisis económico que lleva a la toma de decisión sobre el material a utilizar como refuerzo, esta directamente vinculado, como se muestra en las Tablas 2 y 3, a si el país en donde se realizará el refuerzo, es un país fabricante del material compuesto a utilizar o pertenece al mercado directo de este, o si no lo es.

A continuación se explica que sucede en el primer caso.

En los países fabricantes, los materiales compuestos cuestan cerca de 4 a 20 veces más que el acero por unidad de volumen. Aun así, en proyectos de rehabilitación, donde los costos de los materiales raras veces exceden el 20% del costo total, la economía de la instalación puede justificar el mayor costo de los materiales. Peshkam y Leeming ^[57] consideran la viabilidad comercial de la aplicación de materiales compuestos en el refuerzo de puentes. En una comparación directa con la técnica de chapas de acero pegadas, los costos de materiales son mayores, pero los costos de equipamientos y mano de obra son menores, el tiempo de intervención es menor y la durabilidad mayor. Se comprueba en estos estudios que para la misma resistencia, 2 Kg. de material compuesto pueden sustituir

a 47 Kg. de acero. Los costos totales de instalación son muy parecidos, pero cuando se tiene en cuenta el gerenciamiento del tráfico, los atrasos y los costos de mantenimiento, la utilización de materiales compuestos implica una economía del 17,5%. Meier y Winistorfer^[58] consideran que para aplicaciones en donde la longitud del refuerzo es menor que 8m., la técnica de chapas de acero permanecerá como la opción más favorable. Esto es el caso de edificios y viviendas, en donde el espesor del refuerzo no es importante desde el punto de vista estético. Sin embargo, otros investigadores vienen demostrando que el refuerzo con materiales compuestos es siempre más económico, sin importar su longitud.

Esto no sucede en los países en vías de desarrollo, como lo son los de Latinoamérica, África y algunos países de Asia, en donde la diferencia monetaria y los costos de transporte e importación, hacen que el costo inicial del material compuesto, sea todavía, el factor más influyente en el análisis técnico-económico.

Existen otras situaciones, en que la técnica de las chapas metálicas pegadas no es viable en función de la contaminación de las superficies con cloruros. En estos casos, la utilización de materiales compuestos puede evitar la necesidad de demolición y sustitución. En aplicaciones en donde la corrosión, la longitud necesaria de refuerzo y la manipulación en la obra, sean muy importantes, como por ejemplo en la rehabilitación de puentes, los materiales compuestos son sin dudas la alternativa más atrayente.

El problema del fuego también es importante en muchas aplicaciones, y debe ser examinado en cada caso, pero esto no debe detener el desarrollo de esta técnica, ya que dicho problema no es nuevo y también se manifiesta en otras técnicas de refuerzo externo, y ha causado mucho menos accidentes que la corrosión del acero.

Finalmente hay que notar que el número de aplicaciones ha crecido considerablemente y que la utilización de los materiales compuestos de fibra de carbono ya es un suceso, lo cual es reflejado por el gran interés observado por universidades, centros de investigación, profesionales de la ingeniería y de la industria de los materiales. El factor más importante a ser considerado talvez no sea el costo del material, sino la relación final costo / beneficio de la rehabilitación de la estructura, considerándose la expectativa de vida

útil, futuras intervenciones para mantenimiento y el coste de otras alternativas ^[59]. Aunque todavía esta no sea la realidad de países como el nuestro.

CAPÍTULO 3

MODOS DE FALLA

3.1 INTRODUCCION

En forma general, los modos de falla en elemento reforzados se pueden clasificar, como modos clásicos / flexionales y modos prematuros / locales.

En particular, para vigas reforzadas a flexión con planchas de acero o FRP pegadas al hormigón, existen nueve modos de falla posibles, cuatro clásicos-flexionales, tres de los cuales se dan también en las vigas no reforzadas y cinco modos de falla que se agregan al incorporar el refuerzo. En la práctica, estos modos suelen presentarse en forma combinada [50].

A continuación se identifican los mismos:

- Falla por aplastamiento del hormigón del cordón de compresión (modo de falla clásico flexional)(Figura 3.1);

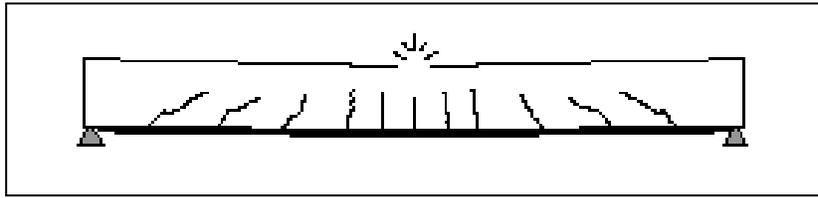


Figura 3.1.

- Falla por fluencia de la armadura principal a tracción (modo de falla clásico flexional);
- Colapso de la viga por corte (modo de falla clásico pero no flexional, es decir frágil)(Figura 3.2);

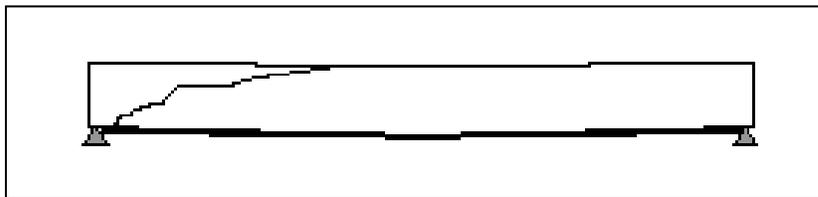


Figura 3.2.

- Falla por fluencia o rotura del refuerzo metálico o de FRP respectivamente (modo de falla flexional)(Figura 3.3);

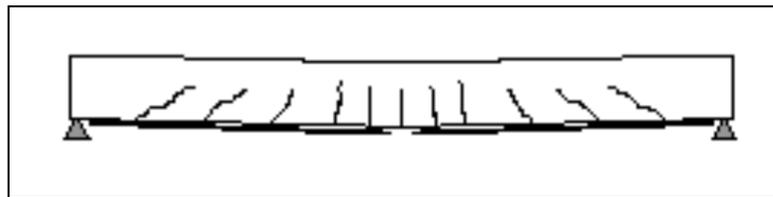


Figura 3.3.

- Falla por delaminación. En el caso de que el material de refuerzo sea una material compuesto, se puede producir el despegue de las láminas que lo forman. Este modo de falla y no ocurre cuando se usa un refuerzo metálico (modo de falla prematuro);

- Falla de la interfase Refuerzo-Adhesivo (modo de falla prematuro);
- Falla del adhesivo (modo de falla prematuro);
- Falla de la interfase Hormigón-Adhesivo (modo de falla prematuro);
- Falla por arrancamiento del recubrimiento de la viga de hormigón, ha este fenómeno se lo conoce como “peeling” o “peel-off” (modo de falla prematuro).

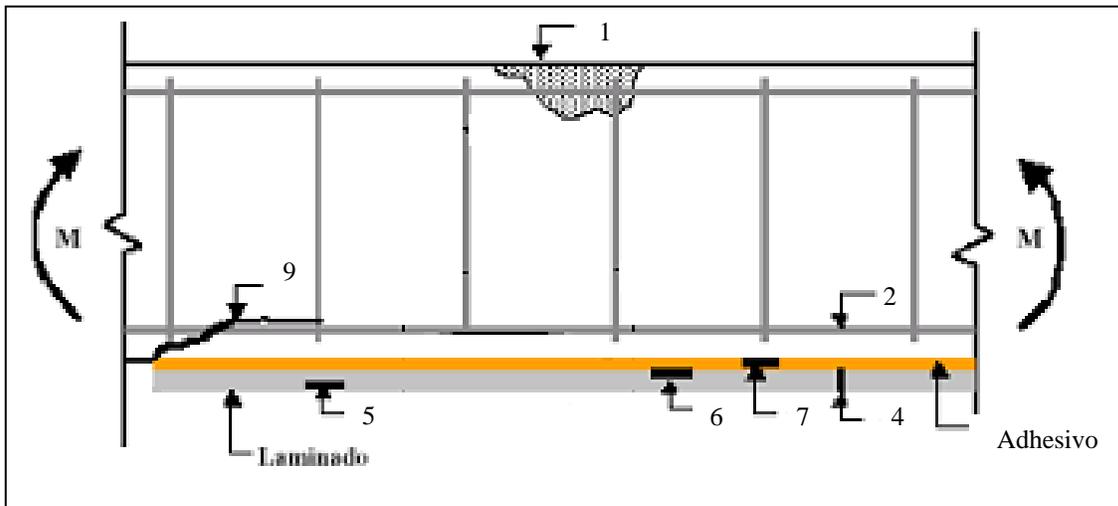


Figura 3.4.

La Figura 3.4 señala algunas de las formas de falla nombradas anteriormente.

Otros trabajos experimentales concluyen que vigas de H°A° reforzadas con esta técnica y sujetas a incrementos de cargas monótonamente creciente exhiben tres modos fundamentales de falla que pueden ser identificados como: flexional, por corte y por desgarro [60].

Todos estos dependen de varios factores de la viga, tales como relación largo-alto, longitud sin planchuelas, cantidad de armadura, etc.

El primer modo de falla es caracterizado por una gran flexión del elemento y presenta el rendimiento más deseable, particularmente en cuanto a la ductilidad del comportamiento. Este tipo de falla es característica de la fluencia en tracción del refuerzo

de acero, rotura en tracción del FRP, fluencia de la armadura principal y/o aplastamiento en compresión del hormigón, y generalmente ocurre en vigas reforzadas con planchuelas delgadas.

Sin embargo, vigas reforzadas con planchuelas “rígidas” o de mayor espesor, exhiben un comportamiento de falla más frágil, dominado por las altas tensiones en los extremos del refuerzo que causan el desgarramiento del recubrimiento del hormigón de recubrimiento de la viga ^{[17],[61],[62],[63]}. En estos casos nos encontramos frente al tercer modo de falla.

El segundo modo de falla, es decir, la falla por corte, será explicado más adelante.

Para tener una idea de la probabilidad de ocurrencia de estos modos de falla se analizaron los ensayos experimentales realizados en alrededor de 16 trabajos de investigación, presentando un total de 98 ensayos experimentales. Con los mismos, se confeccionó la tabla 1 del Anexo I de esta tesis donde se volcaron algunos de los resultados de dichos ensayos.

Según estos datos, la mayoría de las vigas reforzadas, falla en el hormigón a pocos milímetros por encima de la interfase hormigón / adhesivo, esto también es confirmado por otros trabajos de investigación ^{[64],[65]}.

3.2 MODOS DE FALLA FLEXIONALES

Las fallas por flexión en vigas convencionales de hormigón armado son principalmente iniciadas por la entrada en fluencia de la armadura interna, y en algunos casos, menos frecuentes, también pueden ser iniciadas por el aplastamiento del hormigón, sin fluencia de la armadura.

Esto se da de esta manera debido a que las normas tienden a favorecer la falla por fluencia de la armadura principal, a través de promover el uso de secciones de viga sub-armadas, con lo cual se logra una falla dúctil.

En el caso de vigas reforzadas, esta situación cambia drásticamente al incorporar el refuerzo. En ese momento la viga pasa casi indefectiblemente a tener una configuración sobre armada, salvo casos muy particulares en donde la cuantía original fuese muy baja.

Por lo tanto, en el caso de vigas reforzadas a flexión mediante el pegado de planchuelas metálicas o material compuesto en la zona de tracción, la falla flexional está casi siempre originada por el aplastamiento del hormigón.

En el caso de usar material compuesto como material de refuerzo, la lámina de FRP pegada en la cara inferior de la viga puede fracturarse debido a las tensiones de tracción, resultando esto también en una falla flexional ^[66].

Hay que hacer notar que, al reforzar inferiormente una viga con planchuelas metálicas o material compuesto, generalmente la misma pasa de tener una configuración sub-armada a ser sobre armada, pudiendo llegar a presentar una rotura por aplastamiento del hormigón. Aunque esta falla no es deseable, la viga alcanza la carga última calculada.

3.2.1 CONDICIONES PARA ALCANZAR LA FALLA FLEXIONAL

En la práctica, y de acuerdo con la filosofía de diseño por capacidad similar a la adoptada por el diseño sísmico de estructuras de H°A°, un comportamiento dúctil satisfactorio, puede alcanzarse asegurando que la última capacidad de corte o de desgarro de los elementos, excedan el corte correspondiente a la máxima capacidad de flexión alcanzable.

La efectividad de este diseño aproximado, para que los elementos se comporten sustancialmente como se intenta en el diseño, será asegurada si se puede predecir razonablemente la resistencia al corte y a la flexión de los elementos.

Sin embargo, no es siempre posible proporcionar geometrías de placas para asegurar un modo de falla flexional. De hecho, en el caso de tener una baja relación longitud / altura de viga, o con una desfavorable combinación de geometría y propiedades mecánicas de los materiales, que no pueden ser modificadas por los diseñadores, la falla por corte es inevitable. Es por esta razón que, en determinadas circunstancias, placas adicionales son

pegadas a la viga en sus laterales, para incrementar su resistencia última al corte y cambiar el modo de falla por corte por el modo de falla flexional.

Cabe aclarar que la capacidad de resistencia al corte de vigas reforzadas con esta metodología no es tan fácil de determinar [60].

3.3 MODO DE FALLA POR CORTE

La falla por corte en estructuras de H^oA^o no es deseable debido a su naturaleza frágil, es decir por el hecho de no dar avisos previos a la falla (no se observan grandes fisuras).

En este caso de vigas reforzadas, la rotura por corte del hormigón, se da en la forma de fisuras diagonales, y ocurre si la resistencia al corte de la viga es inadecuada para desarrollar la capacidad flexional [66].

Como se puede deducir de lo dicho anteriormente, esto sucede porque al reforzar la capacidad flexional de la viga mediante el pegado de planchuelas, la carga de rotura por corte pasa a ser inferior a la carga necesaria para que la viga reforzada falle por flexión.

Por lo tanto, es muy importante no sólo saber estimar la futura resistencia flexional del elemento reforzado, sino también asegurar que la carga necesaria para producir la rotura por corte sea superior a la carga necesaria para romper la viga por flexión una vez que esta halla sido reforzada.

La falla por corte es altamente influenciada por la relación distancia de la carga al apoyo / altura de la viga.

3.4 MODOS DE FALLA LOCALES

3.4.1 INTRODUCCION

Los modos de falla locales que ocurren en vigas reforzadas con planchuelas metálicas o materiales compuestos se enumeraron en el punto 3.1.

La posibilidad de fallas locales o prematuras con este tipo de refuerzo resulta de la posibilidad de que ocurra una separación del refuerzo de la viga. De hecho, si un elemento es parcialmente reforzado con placas o láminas, la separación de las mismas puede ocurrir antes de que la capacidad máxima a flexión sea alcanzada ^[60]. Según la literatura existente (Ver Anexo I), los modos locales son los que dominan en vigas reforzadas con esta técnica, tal como lo muestra la Figura 3.5.

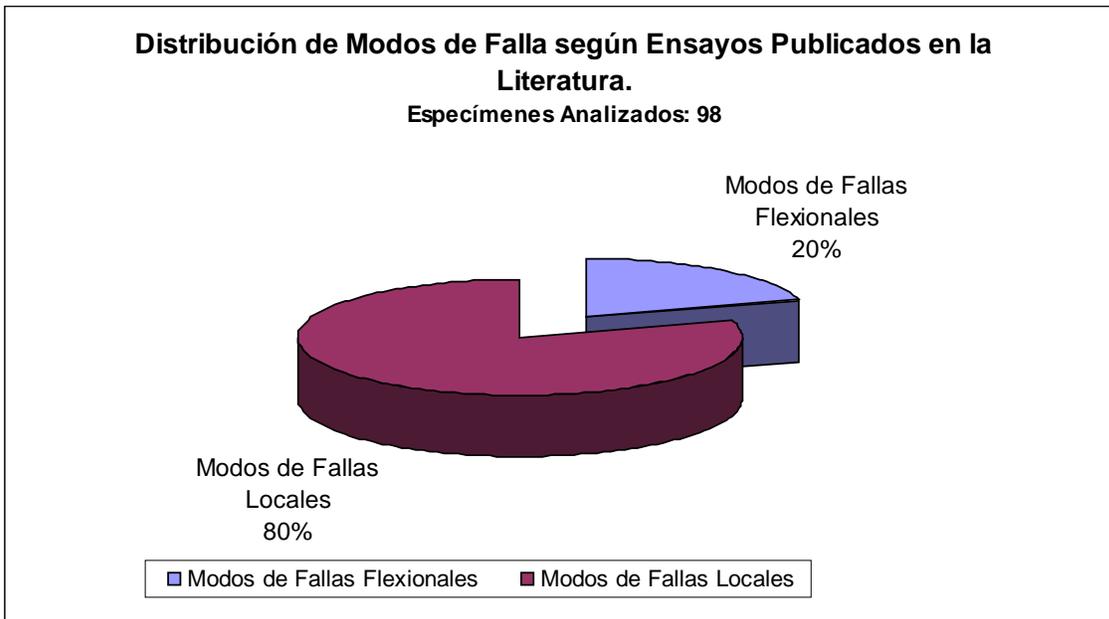


Figura 3.5

Por otro lado, el aumento de la carga de rotura y el mejoramiento del comportamiento de estas vigas así reforzadas, está vinculado directamente con el éxito de la transmisión de tensiones de corte desde el refuerzo a la viga. Esta transmisión se realiza vía las capas adyacentes y sus distintas interfaces, es decir, el refuerzo, la interfase refuerzo-adhesivo, el adhesivo, la interfase adhesivo-hormigón de recubrimiento y el hormigón de recubrimiento propiamente dicho.

Las altas tensiones en este paquete de interfaz son generalmente las causas de las fallas locales.

Cuando esto ocurre la unión refuerzo-viga pierde efectividad y el conjunto deja de tener un comportamiento monolítico, después de lo cual rápidamente sobreviene la falla ^[67].

A continuación se describen con más detalles cada uno de los modos de falla locales.

3.4.2 FALLA POR LAS INTERFASES O POR EL ADHESIVO.

Específicamente, los modos de falla relacionados con las dos interfases, a saber, hormigón-adhesivo y adhesivo-refuerzo, están íntimamente ligados a la limpieza y preparación de las superficies del hormigón y el refuerzo respectivamente, es decir si quedan partículas de polvo o partículas muy finas la calidad de la unión no es asegurada, y junto al modo de falla por rotura de la capa del adhesivo, también son consecuencia directa de la eficacia y dureza de los mismos ^[68].

Ya que los datos experimentales recogidos en el Apéndice I corresponden a datos de vigas realizadas, reforzadas y ensayadas en laboratorios, las condiciones de pegado son óptimas y por lo tanto se observa un número muy bajo de casos en que hayan fallado las interfases. Pero no por esto, este modo de falla es menos importante, ya que como es conocido, las condiciones de pegado en obra distan mucho en general de las de un laboratorio.

Si bien las tareas de limpieza de las superficies no son algo que sea sumamente difícil de lograr en obra, son de vital importancia para el correcto funcionamiento de la viga reforzada, y no sólo afectan en una posible disminución inmediata de la resistencia del conjunto, sino también en la posibilidad de facilitar la corrosión en el refuerzo del lado interno, lo cual es algo muy difícil de detectar, y el costo necesario para su reparación es muy alto.

La falla de la capa de adhesivo es poco probable de ocurrir debido a que la resistencia al corte de los adhesivos es muy superior a la del hormigón y, por ello, las tensiones en esta capa están casi siempre por debajo de la capacidad última de este material.

Dichos adhesivos han tenido un gran desarrollo en los últimos tiempos, no existiendo ningún caso de falla debido a estos, en la Tabla 1 del Anexo I.

3.4.3 FALLA POR DELÁMINACIÓN

Este tipo de falla sólo se produce cuando el refuerzo a utilizar es alguno de los tipos de materiales compuestos presentados en el Capítulo 2.

Las láminas o placas de material compuesto están formadas por láminas de fibra de carbono pegadas unas con otras con resinas. De ambos materiales, la resina es el más débil, por lo tanto al llegar a cierto estado tensional, esta resina comienza a deteriorarse, existiendo la posibilidad de que las láminas de fibras de carbono (o de cualquier otra fibra) se separen.

Debido que este estado tensional generalmente no se desarrolla en estructuras civiles y a que la tecnología usada en la fabricación de estos materiales compuestos ha mejorado notablemente en estos últimos diez años, este modo de falla tiene una muy baja probabilidad de ocurrencia.

De los ensayos relevados presentados en el Anexo I, un pequeño número de especímenes falló por rotura del FRP y el mismo número por delaminación del FRP.

En el modo de falla por delaminación del FRP, ocurre usualmente la falla del hormigón en los primeros 20-50% de la longitud de pegado, que es el proceso de falla clave y predominante. Rompiéndose el hormigón, entonces la fisura se extiende dentro de la matriz del FRP, llevando a la delaminación del mismo ^[68].

3.4.4 PEEL-OFF

3.4.4.1 INTRODUCCIÓN.

La eficacia de este sistema de refuerzo reside básicamente en el éxito de la transmisión de tensiones desde el refuerzo a la viga.

De los materiales que forman este paquete estructural de transmisión de esfuerzos, el recubrimiento de hormigón de la viga, es comúnmente el de menor resistencia, y por lo tanto, en la gran mayoría de los casos, la rotura ocurre a través de la separación de este material.

A esto, se debe sumar el hecho de que el hormigón no es un material dúctil, por lo tanto cualquier modo de despegue a través del mismo se propaga rápidamente, casi sin aviso previo ^[67].

Este modo de falla que se da a través del recubrimiento de la viga de hormigón recibe el nombre de “peel-off” que literalmente significa “piel afuera” o “despellejamiento” y generalmente se lo conoce como “desgarramiento”.

A manera de una introducción rápida en la causa del desgarramiento, se puede decir que se da por la existencia de elevadas tensiones de corte y de despegue en esta interfase (peeling) ^[3].

En los comienzos de la aplicación de este método se observó que este desgarramiento se daba de manera diferente en las vigas reparadas, que presentan un cuadro de fisuración, que en las vigas que han sido reforzadas desde el comienzo ^[69].

3.4.4.2 MODOS DE FALLA PARA LAS VIGAS REFORZADAS INICIALMENTE.

En general, todas estas vigas fallan de la misma manera, por falla de la capa de hormigón por debajo de la armadura.

El desarrollo de las fisuras durante los ensayos es altamente influenciado por la presencia del refuerzo. La primera fisura es demorada y más difusa. Las fisuras de corte ocurren en los extremos de la placa para valores de carga del 70 al 80% de la carga última. Entonces, estas fisuras tienden casi hasta los puntos de aplicación de carga. Finalmente, ocurre la propagación brusca de la fisura horizontal en la región cercana a la interfase hormigón-acero, por encima del refuerzo. Esta fisura corre a lo largo de esta superficie débil, lo cual lleva a la falla de la viga en cuanto dichas fisuras se abren y se separa el recubrimiento del resto de la viga.

También se observa, en el caso particular de los materiales compuestos, que la deformación en la falla de las láminas de carbono es bastante baja, entre 2.8‰ y 4‰, mientras la deformación última del material es del 14‰. La máxima capacidad flexional de las vigas reforzadas con láminas de carbono no es alcanzada y la alta deformación elástica de la lámina no es realmente usada.

3.4.4.3 MODOS DE FALLA PARA LAS VIGAS REFORZADAS CON FISURAS PRE-EXISTENTES.

Debido a que generalmente las vigas que se van a reforzar presentan un grado de fisuración muy bien definido, este es el caso que se da la mayoría de las veces en la práctica.

En estos casos la falla también se da en forma muy rápida, pero la diferencia fundamental con respecto al caso anterior es que estas vigas, antes de ser reforzadas, ya tienen deformaciones importantes, fisuras y hasta tensiones cercanas a las de fluencia en su armadura principal.

Justamente, es la presencia de estas fisuras lo que modifica la forma en que se produce el desgarro en estos casos.

Una explicación más acabada de este fenómeno se dará en el punto 3.4.4.5.

De la observación de esta diferencia en la forma en que ocurre este modo de falla, se comenzó a estudiar la posibilidad de que existan causas distintas para el mismo. Luego de algunos años de incertidumbre respecto a este tema, recién en la década pasada se planteó seriamente la existencia de un desgarro que se da desde la sección central de la viga.

De esta manera, en la actualidad se trabaja considerando que existen dos modos de “desgarro”, denominados, desgarro desde el borde del refuerzo o “end peel” y desgarro desde la mitad del tramo de la viga o “midspan peel” ^[67].

3.4.4.4 END PEEL (DESGARRAMIENTO DESDE EL BORDE DEL REFUERZO)

Las fallas locales ocurren principalmente debido a concentración de tensiones de corte y normales en los extremos de la placa, como muestra la Figura 3.6. La distribución de tensiones muestra una significativa concentración en el extremo del refuerzo ^[1]:

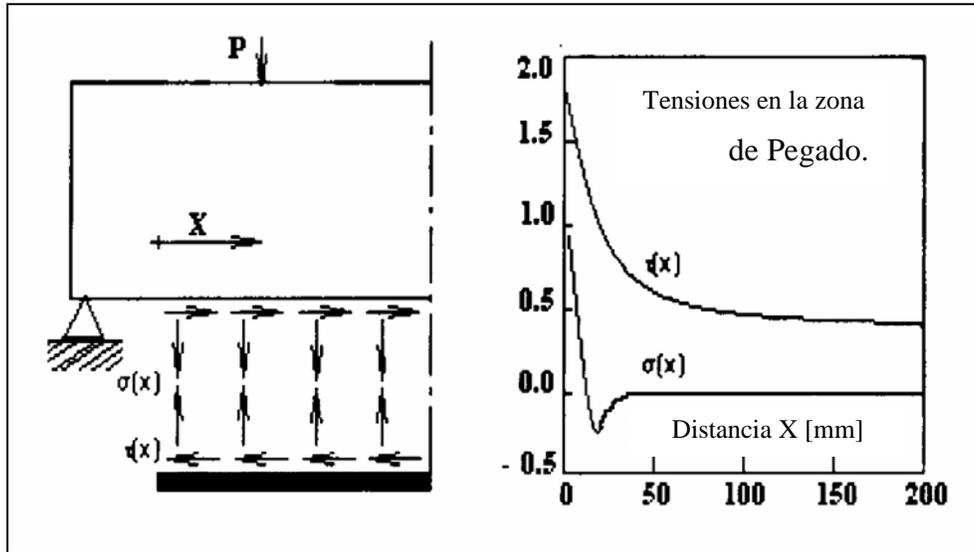


Figura 3.6. Concentración de tensiones en los extremos del refuerzo

Por esta razón, dicho modo de falla comienza en el extremo y se propaga hacia el interior. Las fisuras inclinadas y horizontales formadas en el recubrimiento causan una rotura en el extremo de la viga mientras el resto queda firmemente vinculado a la placa. Este modo ha sido investigado experimentalmente y analíticamente por algunos investigadores ^{[70],[71],[72],[73],[74],[75],[76]}.

Las tensiones responsables de este modo de falla surgen del desplazamiento relativo a lo largo de la viga, del sector que se encuentra entre la zona de momento nulo (apoyo) y el borde de la placa. La presencia de tensiones cerca del apoyo indica que este desplazamiento, aunque pequeño es inevitable.

Debido a este desplazamiento relativo, mientras la deformación axial en el extremo del refuerzo es nula (borde libre), en el hormigón de recubrimiento inmediatamente adyacente al borde de dicho refuerzo la deformación es distinta de cero.

Debido a la rigidez al corte de la conexión adhesiva, el refuerzo trata de acompañar las deformaciones del recubrimiento adyacente, mediante un cambio en la deformación axial, desde cero en el extremo a un valor que produce el equilibrio. Esta deformación axial se da en el recubrimiento a una distancia muy corta del extremo.

Se producen importantes cambios en las tensiones axiales en la placa de refuerzo, en una distancia muy corta desde el extremo de la placa. Para lograr el equilibrio se requieren altas tensiones de corte que son transmitidas desde la placa a través del adhesivo al recubrimiento.

La condición de borde libre del final de la placa también significa que aquí la curvatura es cero. Sin embargo, existe curvatura y momento en el extremo de la placa en la viga.

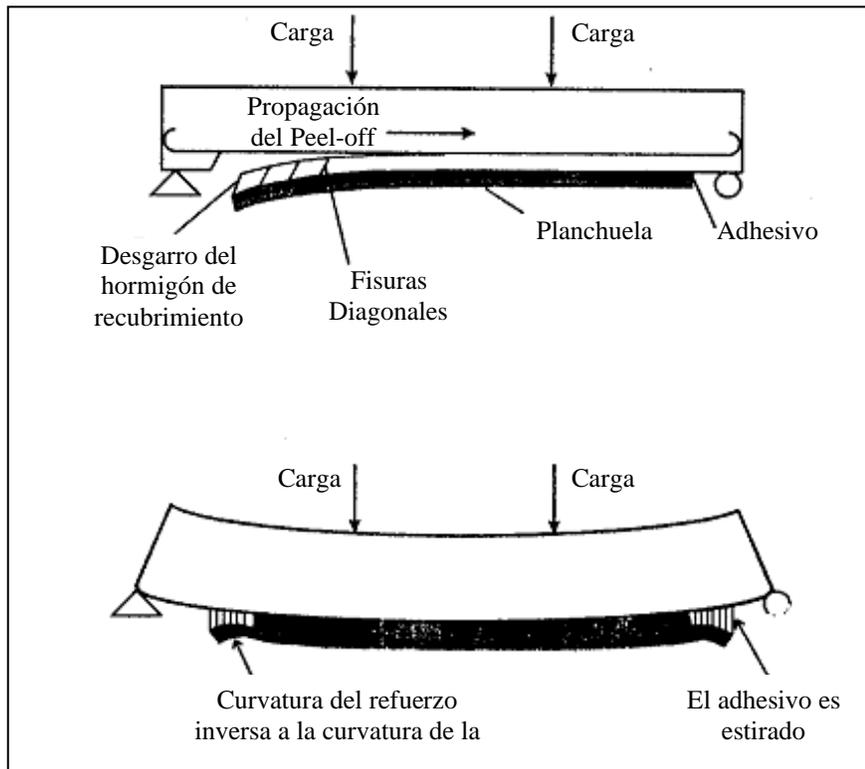


Figura 3.7

Para desarrollar una curvatura cero, el extremo de la placa debe doblarse hacia fuera de la viga, es decir tratando de separarse de la misma, lo cual, causa un estiramiento vertical del adhesivo y tira verticalmente del recubrimiento, originando, además de las tensiones de corte ya descritas, tensiones de despegue axiales, lo cual se muestra en la Figura 3.7. La tensión máxima de despegue ocurre en el extremo de la placa y disminuye hacia el interior.

Así, los efectos en el extremo de la placa crean concentración de tensiones de corte y tensiones verticales en el recubrimiento cerca del extremo de la placa. Es esta coexistencia de tensiones la causante de las fisuras inclinadas y la acción del desgarro del extremo del recubrimiento.

Estos efectos se incrementan cuando se acorta la distancia de la placa al apoyo.

3.4.4.5 MIDSPAN PEEL (DESGARRO DESDE LA SECCIÓN MEDIA DE LA VIGA)

Mientras que el desgarro anterior involucra todo el espesor del recubrimiento y se propaga desde el extremo de la placa hacia el interior de la misma, existe otro modo de desgarro, que fractura en el principio, solamente parte de todo el espesor del recubrimiento. El mismo se inicia al borde de la fisura flexional en el medio del tramo, para luego propagarse hacia el extremo de la placa, como muestra la Figura 3.8.

En este proceso de desgarro existen dos fases denominadas fase de iniciación y fase de propagación.

Durante la fase de iniciación, se forman fisuras inclinadas en el recubrimiento, cerca de las fisuras de flexión. La apertura de estas fisuras induce una curvatura local de la placa, trayendo como consecuencia que la placa ejerza una fuerza vertical sobre el adhesivo adyacente y sobre el recubrimiento. Este tirón eventualmente fractura una pequeña capa de hormigón a lo largo de un plano horizontal. La rotura del recubrimiento, en este tipo de peel-off, comprende un espesor de más o menos 6 mm.

Durante la segunda fase, el proceso de desgarro se auto propaga. La longitud de la zona de fractura del recubrimiento a lo largo de la viga aumenta primero de una manera estable con cada subsiguiente incremento de carga sobre la viga.

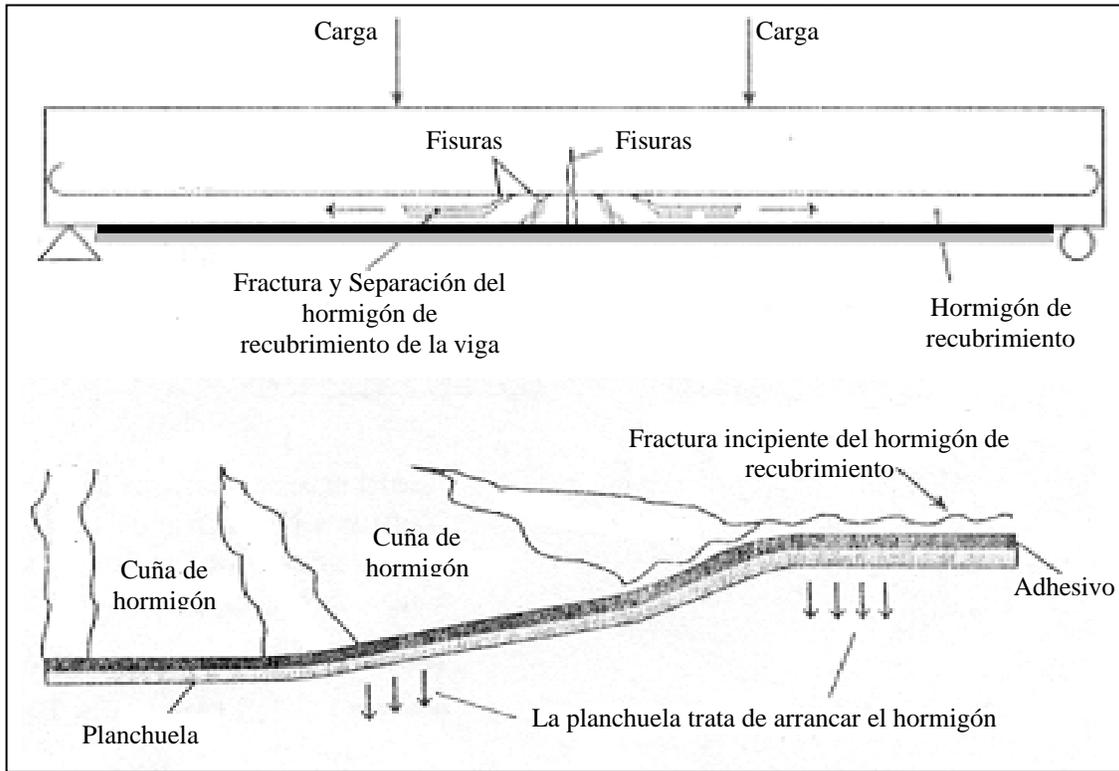


Figura 3.8

La energía liberada por este desgarramiento es a veces suficiente para desalojar de la viga las cuñas de hormigón.

En el caso de que el refuerzo sea de material compuesto, y dado que el FRP usado para refuerzo estructural suele ser muy delgado, las placas son bastantes flexibles. Debido a esto, la propagación de las fisuras desde la base de las fisuras inclinadas es más limitada que cuando se usa refuerzos metálicos.

Uno de los últimos trabajos publicados que describe este problema esta realizado por Arduini and Nanni ^[77], ellos exponen que "...el desgarro comienza en una de las fisuras flexionales en la zona de momento constante y se propaga hacia el final de la lámina hasta

que ocurre el desgarro total. Rahimi y Hutchinson ^[78] también exponen que, en contraste con los patrones típicos de falla, reportados para vigas reforzadas con acero, es decir, el desgarramiento de borde, para vigas reforzadas con FRP, esta no es la única forma en que se inicia dicho desgarramiento, existiendo una variante, en donde la falla es iniciada dentro de la zona de momento constante.

3.4.4.5.1 ORIGENES DEL MIDSPAN PEEL

Las fisuras inclinadas que inician la fractura del recubrimiento y se propagan subsiguientemente, ocurren por las excesivas tensiones de corte de pegado requeridas para equilibrar los gradientes de tensiones axiales a lo largo de la placa. Estas tensiones son transmitidas al recubrimiento a través del adhesivo. El equilibrio axial de un elemento de placa esta dado por ^[67]:

$$\tau = t_p \frac{d\sigma_{mp}}{dx} = t_p E_p \frac{d\varepsilon_{mp}}{dx} \quad (3.1)$$

Donde τ es la tensión de corte; y t_p , E_p , σ_{mp} , ε_{mp} , x son el espesor, el módulo de Young, tensión axial y deformación a lo largo de la planchuela, respectivamente. Para una variación lineal de las deformaciones a través del espesor de la placa, la deformación media es la deformación de la sección media de la misma. Esto muestra que las tensiones de corte de pegado que son las disparadoras del desgarro en la mitad del tramo son generadas por cualquier influencia que induzca gradientes de tensión axial en la placa.

Uno de los orígenes de estos gradientes de tensión es la rigidización en tracción ^[79], que se refiere a la variación de las tensiones de tracción en el sentido longitudinal de la viga, en las cuñas de hormigón entre fisuras, debido al pegado entre el refuerzo a tracción y las fisuras del hormigón. Por equilibrio, el gradiente de tensión axial también debe existir en la placa de refuerzo pegada al hormigón fisurado. Estas tensiones disminuyen al alejarse de las caras de las fisuras.

Otro origen de estos gradientes de tensiones es la corrosión de la armadura principal, que es más pronunciada en la vecindad de las fisuras flexionales. La corrosión induce una reducción de la calidad de unión entre armadura-hormigón y también reduce el área de la armadura. En una región de momentos constante, el equilibrio requiere la variación de las tensiones axiales en la placa para permitir los cambios en el vínculo y en el área.

Durante la propagación del desgarro, existe un cambio a lo largo de la viga, desde la sección con la placa pegada a la sección con la placa despegada. La presencia de acero plástico en la sección con la placa despegada y de acero elástico en la sección con la placa pegada aumenta dicho cambio. Esto induce altos gradientes de tensiones axiales a lo largo de la placa, en la región de transición entre ambas secciones, que a su vez inducen un desgarro más intenso. Así, el proceso de desgarro en la mitad del tramo es auto-propagado y puede volverse particularmente pronunciado después de la plastificación de la armadura principal.

3.4.4.6 ¿QUÉ MODO DE DESGARRO ES CRÍTICO?

Para vigas simplemente apoyadas, el desgarro desde el extremo ocurre cuando coexisten tres condiciones:

Reducida longitud desde la carga a los apoyos, de manera que se desarrollen altas tensiones de corte de pegado entre placa-viga cerca del apoyo;

Que las planchuelas terminen lejos de los apoyos (para los efectos de extremo que amplifican las tensiones de corte de pegado);

Que las placas usadas sean bastante rígidas de manera de atraer altas tensiones de corte de pegado cerca del final de la placa.

El desgarro en la mitad del tramo, por el contrario requiere que las distancias desde las cargas a los apoyos sean largas de manera de generar grandes momentos cerca de la mitad del tramo, que el refuerzo termine muy cerca de los apoyos y placas débiles o

flexibles. Estas dos últimas condiciones son requeridas para minimizar la tendencia al desgarramiento de borde.

En la práctica, muchos puentes están sujetos a cargas distribuidas, que son altas cargas de corte en el tramo. También, en el caso de refuerzo con materiales compuestos, debido a la alta resistencia de los mismos, solo son necesarias placas muy delgadas para la mayoría de las aplicaciones, así estas placas son muy flexibles. Además, generalmente se puede llevar el extremo del refuerzo bastante cerca de los apoyos sin dificultad.

Esto sugiere que, con estas condiciones, el desgarro de tramo puede ser el crítico en muchos puentes de tramos simples de H^oA^o reforzados con FRP.

Sin embargo, en el caso de que el refuerzo sea metálico y no se trate de estructuras de puentes, el modo de falla que domina es el que comienza en el borde del refuerzo.

3.5 CONCLUSIONES

Este tipo de refuerzo, transforma la falla flexional dúctil de la viga en una falla repentina, que no es deseable en estructuras civiles ^[19].

De acuerdo con esto, considerables esfuerzos en investigación son llevados a cabo para resolver el problema de la falla prematura y frágil, con fuerte énfasis en el modelo analítico de la distribución de tensiones en la interfase placa / hormigón ^[71].

A partir de dichas investigaciones se llega a la conclusión de que, de todos los modos de fallas conocidos para este tipo de vigas reforzadas con esta metodología, el que domina en cuanto a la probabilidad de ocurrencia es el denominado desgarramiento o “peel-off” del refuerzo a través del recubrimiento de hormigón de la viga.

Por consiguiente, se necesita optimizar este método de refuerzo, de manera de neutralizar o reducir las causas que producen este modo de falla, con el objetivo principal de poder permitir que se desarrollen fallas dúctiles.

Este desgarramiento debido en gran medida a las tensiones de corte en el hormigón de recubrimiento, puede evitarse con el confinamiento de los extremos de la placa mediante algún método de anclaje ^[60].

Este anclaje puede alcanzarse, por ejemplo, envolviendo las secciones extremas de la viga. La practicidad y efectividad de este método es demostrado por Deuring ^[80].

El anclaje provisto por la sujeción externa es también beneficioso en minimizar el fenómeno tiempo-dependiente en el adhesivo.

Por lo tanto, una estrategia global de diseño de refuerzos metálicos o de material compuesto para vigas de hormigón armado, requiere de:

La determinación, por una lado, de leyes de interfase que gobiernan el comportamiento de la viga, ya que las leyes de tensiones-deformaciones de los materiales intervinientes son bastante conocidas;

Analizar el modo de falla dominante en cada caso, y de ser necesario, diseñar la tipología del anclaje necesario y suficiente para asegurar el modo flexional de falla en cada caso en particular.

CAPÍTULO 4

TEORÍAS DE REFUERZO

4.1 INTRODUCCION

En este capítulo se resumen aquellas teorías que se aplican luego al estudio del comportamiento de las vigas ensayadas. Solo se dan los principios de los modelos de flexión en hormigón armado.

4.2 TEORIAS DEL COMPORTAMIENTO DE VIGAS DE HORMIGON ARMADO REFORZADAS CON PLANCHUELAS

4.2.1 PRIMERAS TEORIAS

La primera idea que se planteó en el cálculo teórico de la capacidad de carga de vigas reforzadas, fue darles a éstas el mismo tratamiento que a las vigas convencionales. Así, se puso la atención solamente en la capacidad flexional de la sección central y la verificación al corte de la misma, sin tener en cuenta los demás modos de falla, ni tampoco la transferencia de esfuerzos entre refuerzo y hormigón.

En aquellas teorías, las cuales se siguen usando aun hoy, para el cálculo de vigas sin refuerzo ^[81] y para muchas de las teorías para vigas reforzadas, se hacen las siguientes hipótesis:

- 1- Distribución lineal de las deformaciones en toda la altura de la sección.
- 2- Pequeñas deformaciones.
- 3- Resistencia a la tracción del hormigón nula.
- 4- Deformaciones por corte despreciables.
- 5- Adherencia perfecta entre el refuerzo y el hormigón.

En las teorías más sencillas, se supone, además, que el área del refuerzo y por consiguiente la fuerza última en el mismo, son suficientemente pequeñas como para que no ocurra falla por corte en la capa entre el refuerzo y la armadura longitudinal.

En la Figura 4.1 se muestra la distribución de tensiones y deformaciones asumidas en este caso:

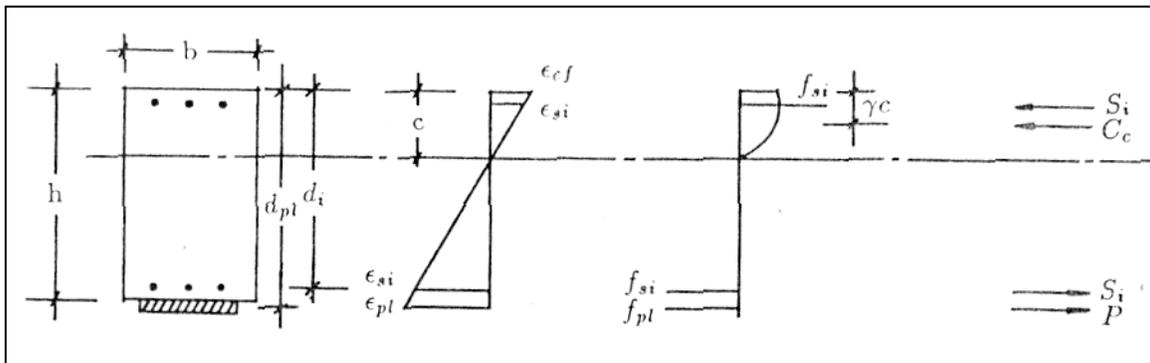


Figura 4.1. Distribución de tensiones y deformaciones

Se supone inicialmente, si la falla se da por aplastamiento del hormigón o por fluencia del refuerzo, con lo cual se fija la deformación en estado último de uno de los materiales intervinientes en la sección.

Luego, se comienza un proceso iterativo, que se inicia con la suposición de la posición del eje neutro en carga de rotura. En esta instancia se está en condiciones de

calcular las deformaciones existentes en los distintos materiales que forman la viga, ya que por hipótesis la distribución de deformaciones es lineal en toda la altura de la viga y por otro lado, se tienen dos puntos de esta variación de deformaciones.

Con las ecuaciones constitutivas de los materiales se puede calcular la fuerza que cada uno de ellos está soportando y, por lo tanto, se puede plantear el equilibrio de fuerzas en la sección.

Si existe el equilibrio en dicha sección, tanto el modo de falla como la posición supuesta del eje neutro son correctos, sino, se vuelve al comenzar el proceso iterativo corrigiendo la posición del eje neutro, hasta lograr el equilibrio seccional.

De no producirse en esta instancia dicho equilibrio, esto implica que el modo de falla adoptado para la viga fue incorrecto y debe cambiarse por el otro, esto es, si se supuso falla por aplastamiento del hormigón, cambiar por falla de fluencia del refuerzo o viceversa.

Una vez alcanzado el equilibrio de fuerzas en la sección central, se está en condiciones de calcular el momento interno resistente último, con los respectivos brazos de palanca de estas fuerzas, respecto al eje neutro.

Este momento interno último debe ser igual al momento externo último generado por las fuerzas externas, de aquí, se puede obtener la carga última que puede soportar la viga reforzada.

En la Figura 4.2 se muestra un esquema que ilustra este método teórico, que es el más simple.

El modelo analítico basado en la compatibilidad de deformaciones y equilibrio de fuerzas presenta una razonable aproximación al comportamiento de vigas de hormigón con este tipo de refuerzo ^[81], cuando se utiliza un epoxi de buena calidad para garantizar la transferencia de las fuerzas desde la planchuela a la viga de hormigón, cuando la longitud de anclaje es la suficiente, cuando el hormigón de la viga a reforzar es de buena calidad para reducir la probabilidad de desgarro y cuando el hormigón de recubrimiento es capaz de soportar las tensiones de adherencia a transmitir en los extremos del refuerzo

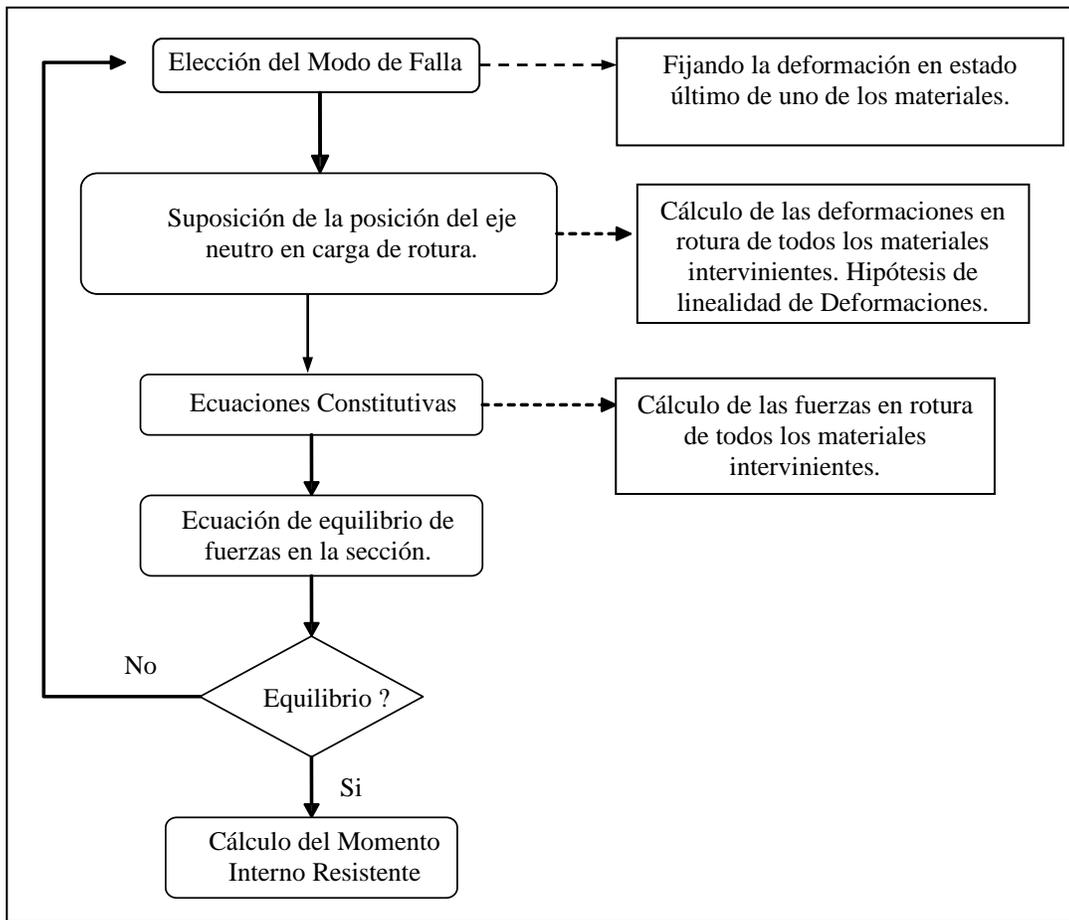


Figura 4.2. Procedimiento de Cálculo.

Todas estas condiciones solo se cumplen en muy pocos casos. Este procedimiento da un valor de capacidad de carga que es un limite superior, el cual puede alcanzarse en contadas ocasiones. Por estas razones estas teorías fueron evolucionando.

El primer paso hacia mejores teorías, fue el hecho de considerar la longitud de anclaje necesaria para que el refuerzo pueda alcanzar su máxima capacidad.

4.2.2 TEORIAS CON INTERVENCIÓN DE LA ADHERENCIA DEL REFUERZO

Supóngase una viga de hormigón armado simplemente apoyada, reforzada con una chapa pegada en su cara inferior. La extremidad de la chapa está a una distancia “a” del eje de apoyo (sección I), según la Figura 4.3:

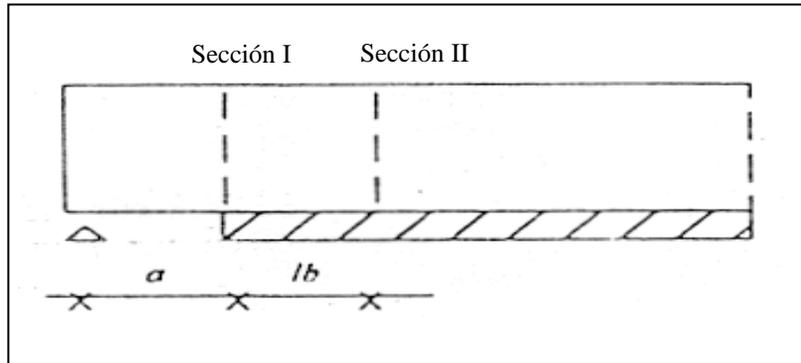


Figura 4.3. Longitud de anclaje de refuerzo pegado

La chapa solo será efectiva, o sea, podrá desarrollar su máxima capacidad resistente, a partir de cierta distancia “l_b” de su extremo, necesaria para que las tensiones existentes en el mismo, puedan ser transmitidas al cuerpo de la viga (sección II) ^[3]. Esta transmisión se da básicamente, a través de tensiones de adherencia en las interfaces chapa-adhesivo y adhesivo-hormigón.

El material menos resistente de los que forman estas interfaces, y por lo tanto el que limita esta transferencia de tensiones, es el hormigón. Por eso, se toma a este material como el de referencia para el cálculo de la longitud de anclaje necesaria.

Admitiéndose que la distribución de tensiones de adherencia sea uniforme en este tramo, la longitud de anclaje “l_b” necesaria para que el refuerzo alcance su máxima capacidad resistente, será:

$$l_b = \frac{A_{sch} \cdot f_{ych}}{\tau_b \cdot b_{ch}} \quad (4.1)$$

Donde:

A_{sch} : Sección de la planchuela de refuerzo.

b_{ch} : ancho del refuerzo.

f_{ych} : tensión de fluencia o rotura del refuerzo según sea metálico o de material compuesto respectivamente.

τ_b : tensión de adherencia.

Se puede suponer que el valor de la tensión de adherencia máxima τ_b , es una función de la resistencia media del hormigón y puede ser expresado de la siguiente manera:

$$\tau_b = 0.28\sqrt{f_{cj}} \text{ [MPa]} \quad (4.2)$$

Siendo f_{cj} la resistencia media del hormigón en la fecha de ensayo. Esta expresión corresponde a la utilizada para calcular la tensión de adherencia de barras lisas por la norma brasileña NBR6118 ^[82]. Suponiendo que la sección en que la chapa pasa a ser solicitada en su capacidad máxima resistente (Sección II) está funcionando en Estado II.

Se debe tener que:

$$f_{ych} = \frac{E_{sch}}{E_c} \frac{M_{II}}{I_x} (d_{ch} - x) \quad (4.3)$$

Donde:

M_{II} = Momento flector en la sección II necesario para que el refuerzo alcance su capacidad máxima.

d_{ch} = Distancia desde el borde superior de la viga al eje del refuerzo.

E_{sch} = Módulo de elasticidad longitudinal del refuerzo

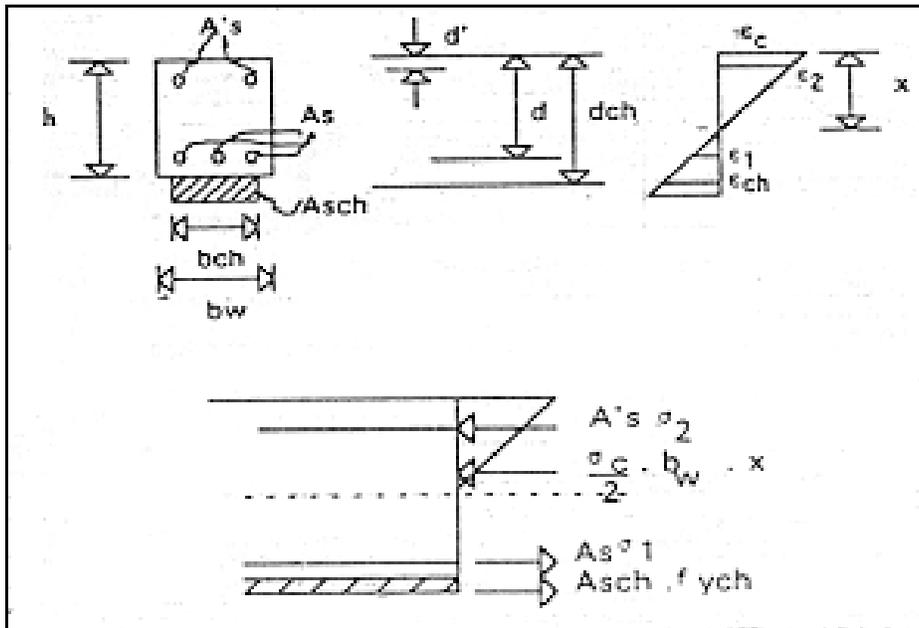


Figura 4.4. Distribución de tensiones y deformaciones en sección II

E_c = Módulo de elasticidad longitudinal del hormigón, calculado según la norma brasileña NBR 6118 [82]:

$$E_c = 0.9 \times 6600 \sqrt{f_{cj}} \text{ [MPa]} \quad (4.4)$$

I_x = Momento de inercia de la sección homogeneizada del hormigón armado reforzada respecto al eje neutro, calculado según:

$$I_x = \frac{b_w \cdot x^3}{3} + \frac{E_s}{E_c} A_s (d-x)^2 + \frac{E_s}{E_c} A'_s (x-d')^2 + \frac{E_{sch}}{E_c} A_{sch} (d_{ch}-x)^2 \quad (4.5)$$

x = Profundidad del eje neutro, determinada por:

$$x = \frac{-[A_s \cdot E_s + A'_s \cdot E_s + A_{sch} \cdot E_{sch}]}{E_c \cdot b_w} + \frac{\sqrt{[A_s \cdot E_s + A'_s \cdot E_s + A_{sch} \cdot E_{sch}]^2 + 2 \cdot E_c \cdot b_w [E_s \cdot A_s \cdot d - A'_s \cdot d' + E_{sch} \cdot A_{sch} \cdot d_{ch}]}}{E_c \cdot b_w} \quad (4.6)$$

Con:

A_s y A'_s = Armadura principal y armadura constructiva superior.

d y d' = Profundidades a ejes de las armaduras A_s y A'_s , respectivamente.

E_s = Módulo de elasticidad longitudinal de la armadura principal.

b_w = Ancho de la viga.

Finalmente, considerando que la viga esta sometida a una carga total P (dos cargas $P/2$ ubicadas simétricamente en los tercios), el valor límite de la misma, previsto para la separación de la chapa en su extremidad, será:

$$P = 2 \frac{E_c}{E_{sch}} \frac{f_{ych} \cdot I_x}{(l_b + a) \cdot (d_{ch} - x)} \quad (4.7)$$

Debe recordarse que esta carga representa la carga que produce la separación del refuerzo siempre y cuando exista la longitud de anclaje necesaria para que en la sección II, este refuerzo pueda llegar a su carga máxima. Por lo tanto, dicha carga se podrá desarrollar solamente cuando la longitud “ l_b+a ” sea menor que la distancia desde el apoyo hasta la carga ubicada en el tercio de la viga, ya que de no ser así, no se estaría asegurando la longitud de anclaje necesaria.

Los resultados obtenidos muestran que la metodología desarrollada consigue estimar con buena precisión la carga de rotura cuando ocurre la separación de la chapa. La máxima diferencia entre la carga de rotura real y la teórica es del 9%.

Algunas investigaciones analíticas ^{[83],[84]} muestran que el mecanismo flexional de una viga reforzada puede ser razonablemente estimado usando los mismos modelos aplicables a vigas de H°A° y basados en la teoría flexional clásica, lo cual es razonablemente válido cuando la falla es precisamente flexional ^[60].

Sin embargo, cuando los mecanismos de corte o desgarro gobiernan la respuesta de la viga reforzada, la correcta predicción de la resistencia al corte es más complicada. Por esta razón, muchas de las predicciones analíticas propuestas en la literatura han sido derivadas de formulaciones empíricas basadas en ensayos experimentales o de aplicaciones de mecanismos análogos a reticulados.

A continuación se expone una de las últimas de estas teorías.

4.2.3 MODELOS DE RETICULADOS

Los modelos reticulados han sido ampliamente usados para el diseño de vigas convencionales de H°A°, y ahora este concepto es extendido a vigas reforzadas.

Hay que marcar una diferencia fundamental entre ambas estructuras, y es que los elementos convencionales de H°A° no están gobernados por fuerzas de pegado a lo largo de la armadura interna, mientras que en las vigas reforzadas, la potencial separación de la placa juega un rol dominante en el comportamiento en rotura. Así, los modelos de reticulado que ignoren la transferencia de cargas por pegado, no proveen un modelo consistente para el diseño de vigas reparadas, con respecto a la falla por corte debido a la separación de la placa.

Algunos modelos reticulados, tales como el propuesto por Colotti ^[60] muestran que estos modelos proveen una metodología de diseño simple pero eficiente y pueden ser considerados como una herramienta válida en el diseño preliminar de vigas reforzadas, en donde una aproximación rigurosa por elementos finitos puede ser muy costosa y, por lo contrario, una formulación puramente empírica puede ser demasiado simplificada y no confiable.

A continuación se presenta uno de los últimos modelos teóricos basados en esta analogía, desarrollado por Colotti y Spaeda en 1999 [60].

De acuerdo a esta analogía, una viga genérica de H°A° fisurada es idealizada como un reticulado, donde las barras longitudinales y los estribos constituyen las barras traccionadas, mientras que los elementos en compresión están formados por el hormigón en el cordón superior y en las diagonales. En este modelo se incluye la transferencia de esfuerzos desde el refuerzo a la viga.

La analogía del reticulado, se puede observar en la Figura 4.5:

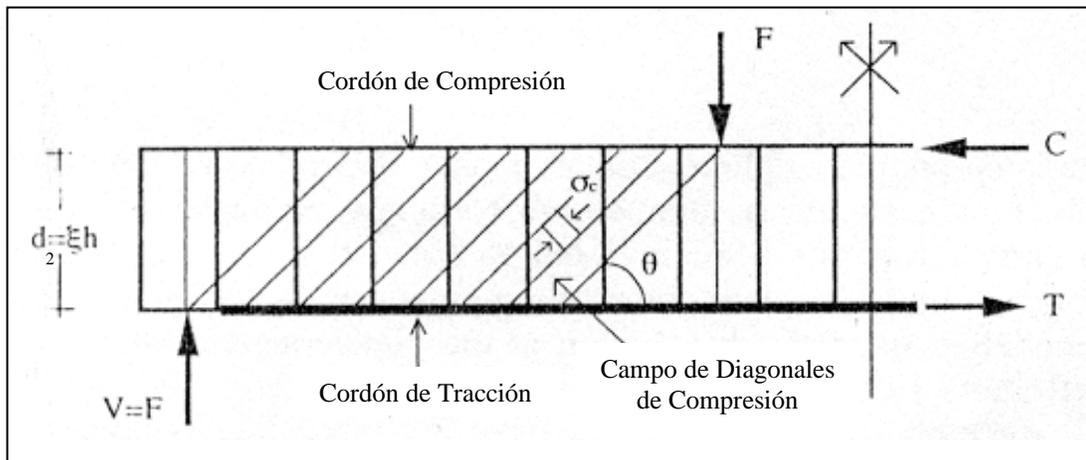


Figura 4.5. Analogía del modelo de reticulados para vigas reforzadas

La zona comprimida es idealizada como un cordón que lleva la fuerza C, y la zona traccionada como un cordón que lleva la fuerza T, la distancia entre estas dos fibras, d_2 , es igual a la distancia entre la fuerza de compresión, y la fuerza de tracción resultante en la sección de mayor momento.

La resistencia al corte de la viga es provista por los estribos verticales, si los mismos están uniformemente espaciados, la fuerza, por unidad de longitud, llevada por los estribos puede ser calculada como:

$$p_s = \frac{A_t f_t}{s} \quad (4.8)$$

El hormigón de las diagonales se encuentra bajo una tensión de compresión uniaxial σ_s inclinada en un ángulo θ respecto al eje de la viga. Esta zona diagonal de compresión no es activa cerca de los puntos de carga y de apoyo, que se supone que son regiones libres de tensiones.

Tanto el refuerzo como los cordones son incapaces de resistir deformaciones perpendiculares a sus ejes axiales.

Se supone un comportamiento perfectamente plástico de los materiales. En particular, para el hormigón, se utiliza un criterio de fluencia de forma cuadrada, sin tener en cuenta la resistencia a la tracción, como muestra la Figura 4.6. La fuerza de aplastamiento de la biela de compresión es $f_c = v_c \times f'_c$ donde f'_c es la resistencia cilíndrica, y v_c es un factor de efectividad, introducido para tener en cuenta el límite de ductilidad del hormigón.

La planchuela externa es tratada como una barra convencional, suponiendo un pegado perfecto entre el hormigón y la planchuela. La contribución de las barras longitudinales es despreciada cuando se considera el mecanismo de falla por pegado.

La tensión de pegado resultante U representa el flujo de fuerza del campo de tensiones planas en la interfase planchuela-hormigón. Como condición de fluencia para la interfase planchuela-hormigón, se utiliza un modelo de resistencia constante de pegado con una tensión de corte (Hong 1996) ^[85], como muestra la Fig. 4.6.

Un típico ensayo de corte, consiste en una viga simplemente apoyada sujeta a dos cargas concentradas F aplicadas simétricamente a una distancia “ a ” de los apoyos, como muestra la Figura 4.7. La viga con una sección rectangular $b \times h$ (ancho \times alto), reforzada con barras de sección de A_s , y externamente reforzada mediante una planchuela de sección “ A_p ” que termina a una distancia “ c ” del apoyo.

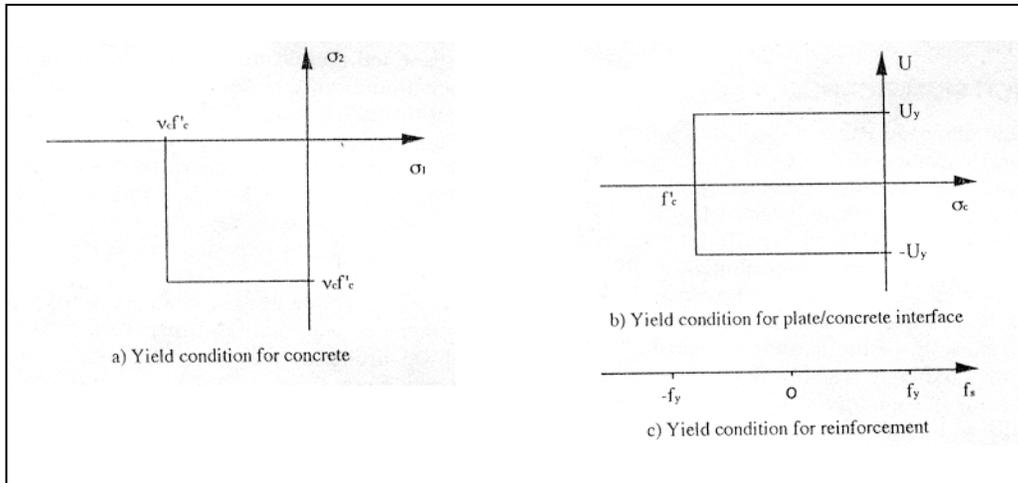


Figura 4.6. Condiciones de fluencia para los materiales

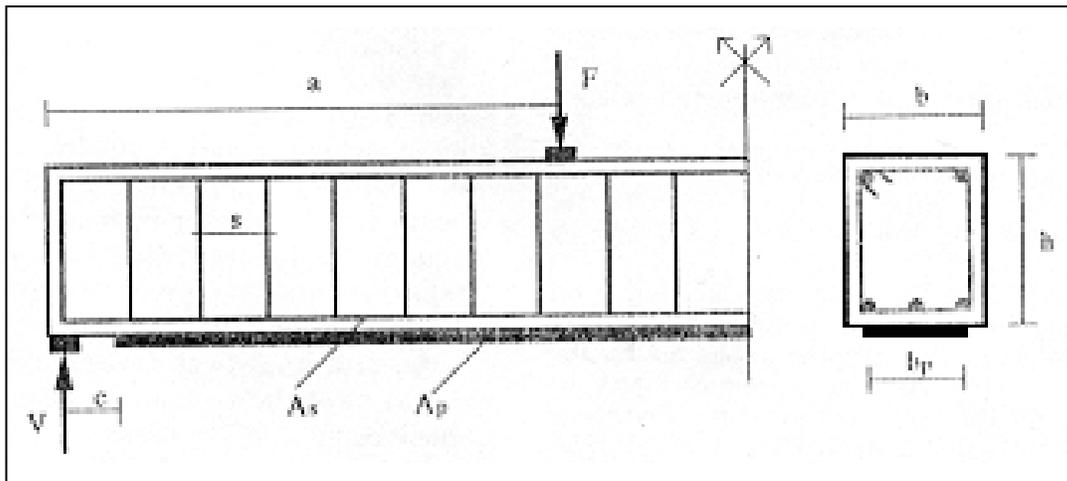


Figura 4.7. Esquema de ensayos de corte en vigas

Con referencia a un sistema x-y, una distribución estáticamente admisible de tensiones es la dada por (Nielsen 1984) ^[86]:

$$\sigma_x = -\sigma_c \times \cos^2 \theta \tag{4.9a}$$

$$\sigma_y = -\sigma_c \times \sin^2 \theta + \frac{p_s}{b_p} \tag{4.9b}$$

$$\tau_{xy} = \sigma_c \times \sin \theta \times \cos \theta \quad (4.9c)$$

Para satisfacer las condiciones de borde en las superficies superior e inferior de la viga, y de acuerdo con la definición de tensiones de pegado resultantes, se debe cumplir que:

$$U = \frac{dT}{dx} = \tau_{xy} \times b = \tau_b \times b_p \quad (4.10)$$

Se obtiene la siguiente relación de tensiones:

$$p_s = U \times \tan \theta ; \sigma_c = \frac{U}{b_p} \times \frac{\cot^2 \theta + 1}{\cot \theta} \quad (4.11a,b)$$

Donde τ_b y b_p representan la tensión de pegado y el ancho de la planchuela respectivamente. La condición de fluencia para el sistema requiere que:

$$|U| \leq U_y ; T \leq T_y = A_s f_{sy} + A_p f_{py} \quad (4.12a,b)$$

$$p_s \leq p_y = \frac{A_t f_{ty}}{s} ; -f_c \leq \sigma_c \leq 0 \quad (4.12c,d)$$

Donde f_{sy} , f_{ty} y f_{py} , son respectivamente, la tensión de fluencia de la armadura principal, de la armadura transversal (estribos) y de la planchuela.

El diagrama de cuerpo libre, mostrado en la Figura 4.8, sirve para establecer la relación entre las fuerzas externas a ser resistidas por el reticulado, y las fuerzas internas resultantes.

Las condiciones de equilibrio en las direcciones “x” e “y”, y la condición de equilibrio de momento alrededor del punto 0, requiere que:

$$C - T = 0 ; V = \int_{x_n}^{x_0} p_s dx \quad (4.13a,b)$$

$$U = U_y \text{ para } x_m \leq x \leq x_n \quad (4.14a)$$

$$p_s = p_y \text{ para } x_n \leq x \leq x_0 \quad (4.14b)$$

Sustituyendo (6a) en (3a) e integrando desde el punto N(x=x_n) al final del refuerzo (x=x_m), se obtiene lo siguiente:

$$T = U_y(x_n - x_m) = U_y(l_a - \Delta x) \quad (4.15)$$

Donde l_a es la longitud del refuerzo en el tramo de corte, y $\Delta x = (x_0 - x_n) = d \times \cot \theta$, identifica la longitud de la región de tensiones libres a lo largo del cordón de tracción.

Sustituyendo (4.14b) y (4.15), en (4.13b) y (4.13c) se obtiene la carga última para el modo de falla por desgarro:

$$V = p_y(\theta \times d + a) - \sqrt{p_y^2(\theta \times d + a)^2 - 2p_y^2\theta \times d \times l_a} \quad (4.16a)$$

Que se puede escribir de la siguiente manera:

$$V = p_y \times d \left[\phi + \alpha - \sqrt{(\phi + \alpha)^2 - 2 \times \phi \times \beta} \right], \text{ con } p_y > 0 \quad (4.16b)$$

En donde $\alpha = a / d$, denota la relación longitud del tramo de corte / altura de la viga; $\beta = l_a / d$ es la relación entre la longitud del refuerzo y la altura de la viga; y $\Phi = U_y / p_y$ es la relación entre la resistencia de pegado y la resistencia a tracción de los estribos.

La carga de falla por desgarro en (4.16b) representa una solución por defecto si el estado de tensiones últimas no viola las restantes condiciones de fluencia no usadas en la solución previa (4.12b) y (4.12d).

Esto implica que:

$$T_{max} = V \frac{a}{d} \leq T_y \quad (4.17a)$$

$$|\sigma_c| = \frac{U_y}{b} \times \frac{\cot^2 \theta + 1}{\cot \theta} \leq |f_c| \quad (4.17b)$$

Introduciendo los siguientes parámetros:

$$\tau = \frac{V}{b \times d}; \psi = \frac{p_y}{b \times f_c}; \eta = \frac{T_y}{b \times d \times f_c} \quad (4.18)$$

La capacidad de soportar cargas, dada por (4.16b) y las condiciones de fluencia (4.17) pueden ser expresadas en una forma adimensional, de la siguiente manera:

$$\frac{\tau}{f_c} = \psi \left[\phi + \alpha - \sqrt{(\phi + \alpha)^2 - 2 \times \phi \times \beta} \right], \psi \geq 0 \quad (4.19)$$

$$\frac{\tau}{f_c} \times \alpha \leq \eta; \left| \frac{\sigma_c}{f_c} \right| = \frac{U_y}{b \times f_c} \times \frac{\cot^2 \theta + 1}{\cot \theta} \leq 1 \quad (4.20)$$

La inclinación θ del campo de tensiones de las diagonales de compresión se obtiene de (4.13b) describiendo:

$$V = \int_{x_n}^{x_0} p_s d_x = p_y (x_0 - x_n) = p_y \times d \times \cot \theta \quad (4.21a)$$

De donde:

$$\cot \theta = \frac{V}{p_y \times d} = \frac{\tau}{\psi \times f_c} \quad (4.21b)$$

Para modos de falla no influenciados por el desgarro, las soluciones derivadas por Nielsen y Braestrup (1975) ^[87] para vigas de H°A° sin reforzar pueden considerarse válidas para vigas de H°A° reforzadas. Así:

- Para el modo de falla relacionado con el aplastamiento del hormigón y / o con la fluencia de los estribos, las condiciones de fluencia son: $\sigma_c = f_c$ y $p_s \leq p_y$:

$$\frac{\tau}{f_c} = \frac{1}{2} \left[\sqrt{1 + \alpha^2} - \alpha \right] + \psi \times \alpha = \frac{\sqrt{1 + \alpha^2} - \alpha}{2\sqrt{1 + \alpha^2}}, \text{ para } 0 \leq \psi \leq \psi_0 \quad (4.22a)$$

$$\frac{\tau}{f_c} = \sqrt{\psi(1 - \psi)}, \text{ para } \psi_0 \leq \psi \leq 0.5 \quad (4.22b)$$

$$\frac{\tau}{f_c} = \frac{1}{2}, \text{ para } \psi \geq 0.5 \quad (4.22c)$$

- Para los modos de falla relacionados con la fluencia de la armadura longitudinal o transversal ($\psi \leq \psi_0$: vigas con refuerzo al corte); las condiciones de fluencia son: $p_s = p_y$, $f_s = f_{sy}$, y $f_p = f_{py}$:

$$\frac{\tau}{f_c} = \psi \left[\sqrt{\frac{2\eta}{\psi} + \alpha^2} - \alpha \right] \quad (4.23)$$

- Para las fallas relacionadas con el aplastamiento del hormigón y / o con la fluencia de la armadura longitudinal ($\psi \leq \psi_0$: vigas sin refuerzo al corte); las condiciones de fluencia son: $\sigma_c = f_c$, $f_s \leq f_{sy}$, y $f_p \leq f_{py}$:

$$\frac{\tau}{f_c} = \frac{1}{2} \left[\sqrt{4\eta(1 - \eta) + \alpha^2} - \alpha \right], \text{ para } \eta \leq 0.5 \quad (4.24a)$$

$$\frac{\tau}{f_c} = \frac{1}{2} \left[\sqrt{1 + \alpha^2} - \alpha \right], \text{ para } \eta \geq 0.5 \quad (4.24b)$$

- Para la falla relacionada con la rotura por tracción del FRP, la fluencia de la armadura principal y / o por el aplastamiento del hormigón en compresión (modo de falla flexional), las condiciones de fluencia son: $f_s = f_{sy}$, $f_p = f_{py}$, y $\sigma_c = f_c$.

En este caso la solución puede obtenerse por medio de las técnicas analíticas basadas en la teoría flexional convencional para vigas de H°A°.

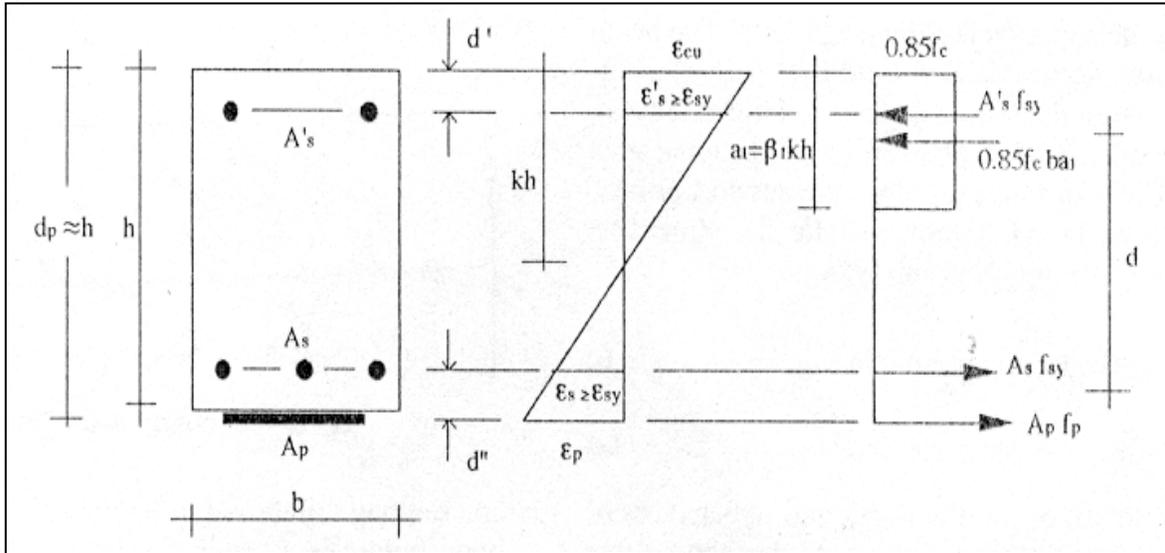


Figura 4.9. Sección compuesta en carga última

Para una sección compuesta, como es el caso de estas vigas reforzadas, las cuantías actuales y balanceadas se obtienen con las siguientes ecuaciones:

$$\rho_a = \rho_p + (p_s - p_s') \frac{f_{sy}}{f_{py}} \quad (4.25)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times \beta_1 \times f_c}{f_{py}} \times \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{py}} \quad (4.26)$$

Donde:

$\rho_p = A_p / bh$ = cuantía del refuerzo;

$\rho_s = A_s / bh$ = cuantía de la armadura principal;

$\rho_s' = A_s' / bh =$ cuantía de la armadura de constructiva superior;

$\varepsilon_{cu} = 0.003 =$ deformación última del hormigón;

$\varepsilon_{pu} = f_{py} / E_p =$ deformación última de tracción del refuerzo;

$E_p =$ módulo de elasticidad del refuerzo;

$\beta_1 = 0.85 - 0.008(f_c - 30)$ (Hsu 1993 ^[88]).

Para la mayoría de las vigas, en donde $\rho_a \leq \rho_b$, es decir vigas sub-armadas, la altura del bloque de hormigón, ya transformadas las tensiones a un diagrama rectangular, y el momento último M_u son definidos como:

$$a_1 = \frac{A_p \times f_{py} + (A_s - A_s')f_{sy}}{0.85 \times f_c \times b} \quad (4.27)$$

$$M_u = (A_p \times f_{py} + A_s \times f_{sy}) \times d \quad (4.28)$$

De la definición dada en (4.18), la capacidad de carga adimensionalizada resulta:

$$\frac{\tau}{f_c} = \frac{\eta}{\alpha} \quad (4.29)$$

La magnitud a_1 y el momento último M_u , para una viga sobre-armada ($\rho_a > \rho_b$) son las siguientes:

$$0.85 \times f_c \times b \times a_1^2 + [E_p \times A_p \times \varepsilon_{cu} - (A_s - A_s')f_{sy}]a_1 - E_p \times A_p \times \varepsilon_{cu} \times \beta_1 \times h = 0 \quad (4.30)$$

$$M_u = 0.85 \times f_c \times b \times a_1 \times \left(h - \frac{a_1}{2} \right) + A_s \times f_{sy} \times (h - d') \quad (4.31)$$

Donde d' es la profundidad de la armadura constructiva superior.

De (4.18) se obtiene lo siguiente:

$$\frac{\tau}{f_c} = \frac{0.85 \times \beta_1 \times k \times \left(1 - \frac{\beta_1 \times k}{2}\right)}{\xi^2 \times \alpha} + \frac{\eta'_s \times (1 - \gamma)}{\xi \times \alpha} \quad (4.32)$$

Donde:

$$\gamma = d'/h;$$

$$\eta'_s = A'_s \times f_{sy} / (b \times d \times f_c);$$

$$k = a_1 / (\beta_1 \times h).$$

La capacidad de carga de la viga, es entonces determinada por el mínimo de los valores obtenidos de (4.19), (4.22), (4.23), (4.29), y (4.32) para vigas con refuerzo a corte, y de (4.24), (4.29) y (4.32) para vigas sin refuerzo a corte. De hecho, debido a que el mecanismo asociado con la falla de desgarro involucra tanto un desgarramiento del refuerzo como la plastificación de los estribos, la ecuación (4.19) es válida para vigas con refuerzo a corte, en la práctica cuando $\psi \geq \psi_0$.

4.2.3.1 VALIDACION DEL MODELO

Para verificar la fiabilidad de este modelo para predecir la capacidad al corte de vigas reforzadas a flexión por medio del concepto de modelo de reticulados descrito, se ha comparado los resultados de los ensayos del Anexo I, con la predicción de este modelo.

Los especímenes de este Anexo presentan diferencias en cuanto a la calidad del hormigón, la cantidad de armadura longitudinal y transversal, relación de longitud de tramo de corte / altura de la viga, y características geométricas.

El paso clave en la formulación del modelo consiste en la identificación de un adecuado valor de resistencia de pegado, reflejando un comportamiento promedio de la interfase hormigón / refuerzo / adhesivo.

Sin embargo, las propiedades mecánicas de la interfase son más difíciles de caracterizar y analizar que las propiedades de los materiales constituyentes (acero o FRP, hormigón y adhesivo) ya que dependen de varios factores (combinación, geometría, características y propiedades mecánicas de los materiales, tratamiento de las superficies, etc.).

Varios autores han analizado la interacción entre la superficie de hormigón y la superficie del refuerzo en términos de soluciones de deslizamiento del pegado, o desarrollando modelos analíticos simplificados para predecir la resistencia del pegado (Swamy et al., 1986 ^[89]; Chajes et al. 1996 ^[90]; Varastehpour and Hamelin, 1996b ^[62]; Neubauer and Rostasy 1997 ^[50]).

A los fines de disponer de un criterio práctico, la condición de fluencia para la internase refuerzo / hormigón ha sido supuesta aquí como constante.

Para calcular las diferentes fallas por despegue, las siguientes relaciones son adoptadas para la evaluación de la resistencia de pegado:

Criterio de falla debido al despegue del refuerzo del hormigón.

$$U_y = b_p (2.17 + 0.02(f'_c - 20)) \text{ para } 20 < f'_c \leq 50MPa \quad (4.33a)$$

$$U_y = b_p (2.77 + 0.06(f'_c - 50)) \text{ para } f'_c \geq 50MPa \quad (4.33b)$$

Criterio de falla debido a la falla de la capa de hormigón entre el refuerzo y la armadura principal:

$$U_y = \frac{f'_t \times l_c \times b}{6 \times d''} \quad (4.34)$$

Donde f'_t = resistencia del hormigón a tracción; d'' = espesor de la capa de hormigón de recubrimiento entre el refuerzo y la armadura principal; y l_c = espaciamiento entre fisuras.

Las ecuaciones (4.33a) y (4.33b) son derivadas sobre la base de resultados experimentales, obtenidos de una serie de ensayos de pull-out ^[89], mientras la ecuación (4.34) del modelo teórico propuesto por Varastehpour y Hamelin (1996) ^[62].

La resistencia efectiva del pegado es el mínimo valor de los calculados por las ecuaciones (4.33a), (4.33b) y (4.34). Esto puede ser interpretado como un valor inferior del campo resultante de tensiones de la interfase refuerzo-hormigón más que un pico de tensiones locales, y por consiguiente un factor de efectividad igual a uno es implícitamente considerado.

Del análisis de modelos numéricos, surgen las siguientes suposiciones:

$$d = 0.9 \cdot h \quad (\xi = 0.9) \quad (4.35)$$

$$v_c = 0.7 \quad (4.36)$$

Mientras que la resistencia a tracción del hormigón “ f'_t ” y el espaciamiento entre fisuras “ l_c ”, de acuerdo con el Euro Código 2 (1992), se suponen como:

$$f'_t = 1.3 \cdot 0.3 f_c^{2.3} \quad (4.37)$$

$$l_c = 50 + \frac{0.25 k_1 k_2 \phi_l}{\rho_r} \quad (4.38)$$

Donde:

$$k_1 = 0.8$$

$$k_2 = 0.5$$

$$\rho_r = \frac{A_s}{2.5 \cdot b \cdot d''}$$

ϕ_l = diámetro de las barras de la armadura inferior.

Los resultados de los ensayos experimentales realizados en este trabajo se muestran en la Tabla 4.1:

Tabla 4.1

	TEORÍA DE RETICULADOS Carga de Rotura [kgf]	ENSAYO EXPERIMENTAL Carga de Rotura [kgf]	Error Porcentual
Viga V2	2883	4000	0.72
Viga V3	5521	5900	0.94

Según Colotti y Spaeda ^[60] el rango de los valores calculados, comparados con valores experimentales se encuentra entre 0.75 y 1.41. y un coeficiente de variación promedio de 1.04 y 18% respectivamente.

Debido al nivel de aproximación, y al relativamente pequeño valor del coeficiente de variación, esto indica que el modelo propuesto predice razonablemente bien la resistencia considerada en los ensayos. Sin embargo, para reducir el rango de variación y obtener una mejor correlación entre los resultados analíticos y experimentales, algunos parámetros materiales, tales como la resistencia efectiva a compresión y la resistencia de la interfase de pegado pueden ser calibrados sobre la base de ensayos experimentales más amplios y apropiados.

En el caso de vigas convencionales de H^oA^o, la suposición de un comportamiento perfectamente plástico del hormigón y de la interfase hormigón-refuerzo, aun cuando esto constituye una idealización drástica, puede ser usada como una base para la evaluación de cargas últimas. La introducción de un “factor de efectividad” para la resistencia de los materiales, junto con el hecho de que la fluencia de la armadura principal ocurre antes de que el hormigón se aplaste y/o se desprege el refuerzo (como generalmente ocurre con elementos bien diseñados), hace que el uso de modelos plásticos para estimar la capacidad de soportar cargas de vigas reforzadas sea aceptable.

4.2.3.2 CONCLUSIONES

El modelo descrito provee una simple pero eficaz metodología de diseño y puede considerarse como una herramienta valida para el diseño preliminar de una viga de H°A° reforzada.

Sin embargo, aún cuando el modelo teórico anterior tiene en cuenta la transferencia de esfuerzos del refuerzo a la viga, no deja de ser una adaptación de un modelo para vigas de H°A° convencionales y no una teoría particularmente desarrollada para el caso de vigas reforzadas. Además la distribución de tensiones de corte y normales resultante en la interfase, muestra una importante concentración de tensiones en los extremos de la placa y por otro lado, los ensayos han mostrado que debido a las fisuras flexionales, la distribución de tensiones en el estado último a lo largo de la interfase, cambia considerablemente desde el estado elástico ^[60].

Por consiguiente, los modelos analíticos que no tengan en cuenta dichos fenómenos no son totalmente adecuados para una correcta interpretación de los resultados experimentales del estado último.

Para que esta condición sea satisfecha se debe llevar a cabo un análisis no lineal de alto orden, el cual será presentado en la próxima sección.

4.2.5 APROXIMACION NO-LINEAL DE ALTO ORDEN PARA VIGAS FISURADAS REFORZADAS

Todavía, muchas de estas investigaciones concentradas en el comportamiento global del elemento fisurado, con énfasis en el comportamiento de la sección crítica sujeta a fuerzas extremas de corte o momentos flectores, ignoran la concentración de tensiones que ocurre en las fisuras y en los bordes del refuerzo de FRP. Si bien esta teoría fue desarrollada para materiales compuestos, también es valida para planchuelas metálicas.

Las aproximaciones más comunes para predecir la respuesta global no lineal carga-deflexión de vigas reforzadas suponen como hipótesis una de distribución lineal de deformaciones a través del espesor de la sección reforzada incluyendo la capa de adhesivo

y de refuerzo ^{[29],[83],[91]}. La no linealidad material es introducida en estos modelos a través de relaciones constitutivas idealizadas para varios materiales (hormigón, acero, FRP). En tales aproximaciones, el requerimiento de compatibilidad es impuesto entre la cara inferior del hormigón y el eje central del refuerzo de FRP. Así, las tensiones y deformaciones en la capa del adhesivo, así como también los efectos de la flexión de la viga sobre las cintas de FRP no son considerados. Además, la detección de concentración de tensiones en el borde del refuerzo excede la capacidad de estas aproximaciones.

Hay otros modelos, que siguen los conceptos de la teoría de formas cerradas de alto orden (CFHO)(teorías no lineales), para aproximar el comportamiento de vigas de hormigón armado reforzadas con FRP ^{[76],[92]}. Esta teoría esta basada en el equilibrio y compatibilidad de deformaciones entre varios materiales constituyentes de una estructura.

Este modelo provee una aproximación sistemática y general para el análisis de tensiones resultantes y deformaciones en estructuras multicapas tales como paneles sándwich ^[93], uniones pegadas (Frostig et al. 1999 ^[94]) y refuerzo de vigas (Rabinovitch and Frostig 2000 ^[76]).

En estos modelos analíticos CFHO, el comportamiento del elemento de $H^{\circ}A^{\circ}$ y del refuerzo se obtiene a partir de considerar validas las hipótesis de Bernoulli-Euler's y siguiendo las teorías clásicas de vigas y laminación, respectivamente. La capa adhesiva es modelada como un continuo lineal elástico 2D, teniendo solamente en cuenta la rigidez al corte y la fuerza vertical, en cambio, la rigidez en el plano longitudinal es despreciada (Rabinovitch and Frostig 2000 ^[76]).

La respuesta no lineal de la viga reforzada es determinada introduciendo varios modelos constitutivos materiales no lineales dentro del modelo CFHO. Esta formulación genera un juego de ecuaciones que gobiernan el problema, las cuales son implícitas no lineales. Luego se linealiza este modelo matemático a través de un procedimiento iterativo en el cual es determinada una ley constitutiva equivalente. La implementación de esta relación constitutiva equivalente en el modelo CFHO y la solución en forma cerrada de las ecuaciones gobernantes proveen el completo análisis del elemento reforzado en cuanto a la respuesta global carga / deflexión y de la concentración de tensiones en la vecindad del

refuerzo. Así, el análisis CFHO predice el comportamiento del elemento reforzado a lo largo de todas las etapas de carga, y provee las bases para fijar el criterio de falla para predecir la falla prematura del borde del refuerzo.

En este trabajo no se planteará el desarrollo matemático de esta formulación, ya que excede el alcance de esta tesis, pero se lo plantea para mostrar las bondades y defectos del mismo, y los aportes que ha hecho al entendimiento del funcionamiento de vigas reforzadas.

Todavía existen algunas discrepancias debido principalmente al pegado imperfecto del FRP, despegues locales y algunos parámetros que no están disponibles en los informes experimentales.

Un segundo resultado, que también es de gran importancia, se refiere a la concentración de tensiones en la cercanía del FRP. Se ha mostrado que las tensiones de corte y de desgarro en esta zona, no pueden ser consideradas como fenómenos locales que son gobernados por la geometría y la curvatura de la sección de este borde. Además, también se vio que la magnitud de las tensiones en esta zona depende mucho de la respuesta no lineal de la viga reforzada. Un análisis lineal de esta zona conduciría valores de estas tensiones por debajo de las reales y por lo tanto puede dar lugar a un diseño no confiable.

Se puede ver que la distribución de tensiones a través del espesor de la sección del adhesivo es del tipo zigzag más que del tipo lineal. Estos resultados contradicen algunos estudios previos que están basados en la compatibilidad de las deformaciones entre el borde inferior del recubrimiento de hormigón y el eje central del refuerzo de FRP (An et al. 1991^[83]; Picard et al. 1995^[91]).

Otro resultado importante es el incremento de la tensión axial resultante en el FRP a través del proceso de carga. La fuerza desarrollada en el FRP no es lineal respecto de la carga externa. Además, el análisis no lineal predice valores mucho más altos que los que predice el análisis lineal. Esto significa que la predicción de la fuerza de tracción en el FRP

basado en análisis lineal elástico sin hacer referencia a las fisuras del hormigón subestima la magnitud de las fuerzas reales desarrolladas.

Otro beneficio del análisis no lineal CFHO de vigas reforzadas es la habilidad para definir el comportamiento local en la vecindad del FRP a través de todo el proceso de carga. Debe notarse que la predicción de las tensiones en esta vecindad por el método de elementos finitos requiere un mallado muy fino y un muy grande e innecesario esfuerzo computacional que limita la aplicabilidad. Además, el correcto cumplimiento de las condiciones de contorno de borde libre de la capa de adhesivo requiere de elementos muy especiales, y en la mayoría de los casos, estas condiciones de borde son violadas en el cálculo por elementos finitos (Rabinovitch and Frostig 2000 ^[76]).

La zona del extremo del FRP esta sujeta a tensiones de corte y de desgarro extremadamente altas y en muchos casos, una fisura horizontal se inicia en esta zona y lleva a la falla frágil de la viga reforzada. La predicción de la carga de falla debido a las tensiones en la vecindad del FRP requiere criterios de falla basados en estas tensiones de corte y de desgarro, y en conceptos de la mecánica de fractura.

Los resultados revelan que las tensiones en la vecindad del refuerzo son altamente afectadas por la fisuración de la viga y se observa una respuesta totalmente no lineal.

Este comportamiento contradice la hipótesis de que la concentración de tensiones en la vecindad del FRP es un fenómeno local gobernado exclusivamente por las propiedades geométricas, mecánicas y la curvatura en esta sección, mientras que esta magnitud cambia linealmente con la carga impuesta. Esta respuesta no lineal significa que un análisis lineal localizado de esta zona, ignorando la respuesta no lineal global es inadecuado y peligroso.

Para finalizar, se hace notar que, con esta formulación se obtiene en general muy buenos resultados ya que es un modelo teórico de comportamiento global, que, además tiene en cuenta la concentración de tensiones en bordes de fisuras, la distribución de tensiones en la capa de adhesivo con la concentración de dichas tensiones en el extremo del refuerzo y en los bordes de fisuras. La debilidad de esta teoría es que el procedimiento de cálculo no es práctico para el uso profesional, teniéndose que resolver sistemas de

ecuaciones diferenciales, dentro de un proceso iterativo para cada paso de carga. Estas soluciones del alto-orden no presentan expresiones explícitas para las tensiones de interfase, lo cual lo hace poco atractivo todavía para aplicaciones profesionales.

Debido a esta dificultad temporal de cálculo, se plantean soluciones intermedias que, si bien no son globales, porque no estudian el comportamiento de toda la viga, dan solución a problemas particulares como la concentración de tensiones en la interfase de transferencia de esfuerzos y otros que plantean la solución a través de limitar las deformaciones de la viga o el refuerzo.

4.3 TEORIAS SOBRE TRANSFERENCIA DE ESFUERZOS DEL REFUERZO A LA VIGA.

La tensión en la planchuela es transferida al hormigón principalmente a través de tensiones de corte en el adhesivo, en una corta longitud cercana a la aplicación de la carga [68].

Van Gemert [64] examinó estas tensiones en ensayos de corte realizados en vigas de H^oA^o reforzadas con acero. Se encontró que la tensión de tracción en la planchuela decae exponencialmente hacia el final del anclaje de la planchuela. A grandes cargas, la distribución de las fuerzas de tracción se vuelve mayor incluso en las zonas iniciales de pegado. Esto significa que prácticamente no hay fuerzas que son transferidas desde el refuerzo al hormigón en esta zona (cercana a la carga), porque la rotura del hormigón cerca de la carga aplicada, cambia la zona de pegado activa a nuevas áreas más lejos del punto de carga. Este fenómeno ha sido confirmado por muchos estudios sobre uniones pegadas acero-hormigón [95] y FRP-hormigón [65].

El cambio de la zona activa significa que, en un tiempo dado, sólo parte del pegado es efectivo. Esto es, mientras la rotura se propaga en el hormigón, la resistencia del pegado va gradualmente disminuyendo en la zona cercana a la carga, pero al mismo tiempo, esta resistencia del pegado, es activada en una zona más alejada de la misma. Esto implica que la resistencia de anclaje no siempre crece con un incremento en la longitud de pegado, y

que la resistencia última de tracción de la planchuela nunca puede alcanzarse, aunque tenga una longitud de pegado extensa. Esto lleva al importante concepto de longitud efectiva de pegado, más allá de la cual, cualquier incremento en la longitud del pegado no representa un aumento de la resistencia de anclaje, como lo confirman muchos estudios experimentales ^{[65],[90],[95]} y análisis de mecánica de fractura ^{[96],[97],[98]}. Sin embargo, una larga longitud de pegado puede mejorar la ductilidad del proceso de falla.

Se cree que este fenómeno es la principal causa de las bajas tensiones, observadas en planchuelas pegadas, cerca de las fallas de anclaje. La resistencia última del FRP cerca de la falla, tiene un valor promedio del 28% respecto de su resistencia nominal última, mientras que en el acero se tiene una resistencia media del 58%, ambos valores con un coeficiente de variación del 40%.

Este fenómeno es sustancialmente diferente al comportamiento de la adherencia en la armadura interna, a causa del pegado puede alcanzar siempre su máxima resistencia si se tiene el suficiente recubrimiento de hormigón. Este aspecto clave debe ser considerado en un desarrollo de un modelo de resistencia del anclaje al corte.

A continuación se presenta un análisis de los modelos teóricos de forma cerrada, especialmente desarrollados para vigas reforzadas mediante el pegado de planchuelas en su cara traccionada.

4.3.1 MODELOS TEÓRICOS RELACIONADOS CON LA DISTRIBUCION DE TENSIONES EN EL REFUERZO.

A partir de 1988 y durante la última década se comenzaron a desarrollar e investigar teorías para vigas pegadas con acero o FRP, que permiten tener en cuenta las tensiones de interfase normales y de corte, ya que las fallas por desgarro dependen en gran medida de las mismas y estos modos de falla constituyen los modos de falla más frecuentes en estos elementos estructurales reforzados ^[99].

En particular, se han desarrollado varias soluciones de formas cerradas aproximadas, relativamente simples para las tensiones de interfase basadas en hipótesis simples ^{[71],[100],[101],[102],[103],[104]}.

A pesar de todos estos estudios, un hecho llamativo es que la relación entre estas soluciones existentes no se ha establecido claramente en la literatura.

4.3.1.1 REVISIÓN DE LAS SOLUCIONES EXISTENTES

4.3.1.1.1 Hipótesis adoptadas

Todas las soluciones existentes se refieren a materiales elásticos lineales.

La hipótesis más importante en todas estas soluciones, es que se considera que la capa adhesiva está sujeta a tensiones de corte y normales que son constantes en el espesor de la misma. Aunque esta hipótesis está algo oculta en algunas soluciones, es la hipótesis clave que permite obtener una solución de forma cerrada relativamente simple.

En las soluciones existentes, se han presentado dos aproximaciones diferentes. Roberts ^[101] y Roberts y Haji-Kazemi ^[71] presentan una aproximación del análisis por pasos, mientras Vilnay ^[100], Liu y Zhu ^[102], Taljsten ^[103] y Malek et al. ^[104] consideran directamente las condiciones de compatibilidad de deformación.

4.3.1.1.2 Soluciones basadas en la compatibilidad de deformación

Vilnay ^[100], Liu y Zhu ^[102], Taljsten ^[103] y Malek et al. ^[104] directamente consideraron la compatibilidad de deformaciones para determinar las tensiones de la interfase. Un resumen de las diferencias principales entre estas soluciones analíticas se da en la Tabla 2 que se encuentra en el Anexo I.

La solución de Malek et al. ^[104] es general, en términos de las cargas aplicadas, esto quiere decir que se puede aplicar a cualquier tipo de cargas en la viga reforzada a resolver. El momento aplicado puede ser expresado a través de $M(x) = a_1 \xi^2 + a_2 \xi + a_3$, donde $\xi = x +$

L_0 y L_0 es la distancia entre el borde de la placa y el origen de ξ , mientras el resto se restringe a otras condiciones de la carga.

Las tensiones de corte en la capa adhesiva (interfase), se relacionan con la diferencia entre el desplazamiento longitudinal en la base de la viga y el desplazamiento longitudinal de la parte superior del refuerzo.

Las diferencias entre estas soluciones para las tensiones de corte en la interfase surgen de las opciones diferentes de términos para la inclusión de estos desplazamientos longitudinales.

En todas estas soluciones se tienen en cuenta las deformaciones por flexión en la viga y las deformaciones axiales en el refuerzo.

La solución de Liu y Zhu ^[102] es la única que considera los efectos de deformaciones por corte de la viga, pero las contribuciones de las deformaciones por corte debido a las tensiones normales de interfase, tanto en la viga como en el refuerzo, son ignoradas.

Las tensiones normales de interfase se relacionan con la compatibilidad de la deformación vertical entre la viga y el refuerzo. Vilnay ^[100] y Taljsten ^[103] derivaron las ecuaciones gobernantes en términos del desplazamiento vertical del refuerzo.

Liu y Zhu ^[102] y Malek et al. ^[104] derivaron las ecuaciones gobernantes en términos de las tensiones normales de interfase. No obstante, pueden reducirse las ecuaciones gobernantes derivadas por Vilnay ^[100] y Taljsten ^[103] a aquéllas de Liu y Zhu ^[102] y Malek et al. ^[104] con algunas diferencias.

También debe notarse que la solución de Liu y Zhu ^[102] está incompleta, ya que no se dan las constantes de integración, y sólo se presentan las condiciones de contorno.

4.3.1.1.3 Solución de Roberts y Haji-Kazemi

Las soluciones de Roberts y Haji-Kazemi ^[71] son únicamente para una carga uniformemente distribuida. En la primera fase o paso de esta solución, se hacen

consideraciones sobre compatibilidad de deformaciones que conducen a la determinación de la tensión de corte de interfase. Son consideradas las deformaciones axiales y de flexión en la viga y el refuerzo. Las tensiones libres que pueden surgir debido a la retracción del pegamento, creep o temperatura, en la viga y el refuerzo también son incluidas.

En esta primera fase, se supone que la viga y el refuerzo tienen desplazamientos verticales idénticos. Como resultado, la tensión normal de interfase de la primera fase tiene que ser calculada bajo una consideración de equilibrio de la viga. Este análisis de la primera fase lleva a un momento y una fuerza de corte no nulos en los extremos del refuerzo.

En la segunda fase de análisis, un momento flector y una fuerza de corte iguales pero de sentido contrario a aquellos de la primera fase, se aplican a cada extremo del refuerzo. El refuerzo es tratado como una viga flexible sobre una fundación elástica que representa el adhesivo. Es ignorada cualquier deflexión de la viga debida a las tensiones normales de la interfase. Esta segunda fase lleva a la determinación de tensiones normales y de corte de interfase adicionales, debido a la deflexión relativa del refuerzo respecto a la viga.

Las tensiones finales de interfase, normales y de corte, son encontradas combinando los resultados de ambas fases; las tensiones normales de interfase en la fase 1 y las tensiones de interfase de corte de la fase 2, son en general, relativamente pequeñas.

4.3.1.1.4. La solución de Roberts

La solución de Roberts ^[101] es general en términos de condiciones de carga y consiste en tres fases.

En la primera fase, la tensión de corte en la capa adhesiva es determinada para la sección compuesta completa de longitud infinita. Para un refuerzo delgado de longitud finita, este primer paso del análisis produce una fuerza axial en cada extremo del refuerzo.

Como esta fuerza no existe en la práctica, la segunda fase del análisis es aplicar una fuerza axial igual pero opuesta en cada extremo del refuerzo. En esta segunda fase, el refuerzo es tratado como un elemento axial sin deformaciones por flexión, sobre una

fundación de corte elástica que representa el adhesivo, la viga se supone como un elemento rígido. Al final de la fase dos de análisis, existe un momento y una fuerza de corte no nulos a cada extremo del refuerzo.

En la tercera fase, se aplican momentos y fuerzas de corte, iguales y opuestas a las resultantes de la fase dos, en los extremos del refuerzo. El mismo es tratado como una viga sobre una fundación elástica que representa el adhesivo, mientras se supone que la viga es rígida. Las tensiones finales de interfase de corte son obtenidas combinando los resultados de las fases 1 y 2, mientras que las tensiones normales son dadas por la fase 3 del análisis.

4.3.1.2 LA SOLUCIÓN DE SMITH Y TENG

En esta sección se presenta una de las últimas teorías del tipo de forma cerrada sencilla. Se muestran las ecuaciones gobernantes y sus soluciones generales para las condiciones de cargas generales, mientras para las tensiones de la interfase se dan expresiones para tres casos de carga importantes: una carga puntual arbitrariamente posicionada, dos cargas puntuales simétricamente posicionadas respecto a la sección central y una carga uniformemente distribuida.

La formulación matemática de esta teoría escapa a los objetivos de esta tesis, por lo tanto sólo se presentarán los aspectos fundamentales y los resultados encontrados.

Los autores hacen la derivación de la nueva solución en términos de las partes 1 y 2, donde la parte 1 es la viga y la parte 2 es el refuerzo. La parte 2 puede ser o acero o FRP pero no se limita a estos dos.

Se supone un comportamiento elástico lineal de ambas partes, así como también de la capa adhesiva. Las deformaciones de las partes 1 y 2 se deben a momentos flectores, fuerzas axiales y de corte.

Se supone que la capa adhesiva está sujeta a tensiones constantes en su espesor.

Bajo las tensiones normales en la dirección espesor, la capa adhesiva se deforma, para que el desplazamiento vertical en el fondo de la viga y la parte superior del refuerzo no

sea el mismo. Como resultado, la curvatura de la viga difiere de la curvatura del refuerzo. Se admiten estas deformaciones del espesor del adhesivo para lograr el efecto de las tensiones de corte de la interfase. Es decir, encontrando la tensión de corte en la interfase, se suponen que las curvaturas de ambas partes son las mismas. La misma hipótesis ha sido usada por Roberts y Haji-Kazemi ^[71]. Dicha hipótesis no se usa en la determinación de las tensiones normales de interfase.

En la figura 4.10 se muestra un segmento diferencial de la viga reforzada:

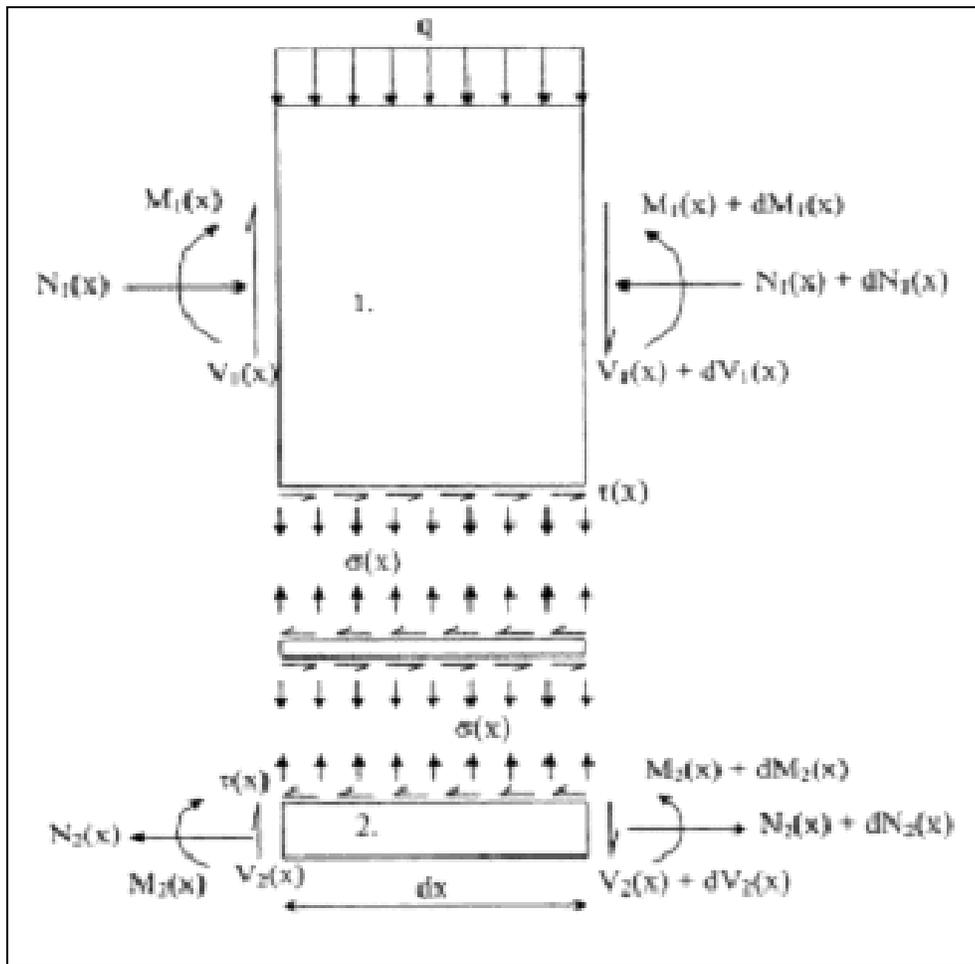


Figura 4.10. Porción diferencial de viga con refuerzo.

Las tensiones de interfase de corte y normales son denotadas como $\tau_i(x)$ y $\sigma_i(x)$ respectivamente. La Figura 4.10 anterior también muestra la convención de signos para el momento flector, la fuerza de corte, la fuerza axial y la carga aplicada.

A través del análisis descrito anteriormente se llegan a dos ecuaciones que gobiernan las tensiones de corte y normales en la interfase, estas son:

$$\begin{aligned} \frac{d^2\tau_i(x)}{dx^2} - \frac{G_a b_2}{t_a} \left(\frac{(y_1 + y_2)(y_1 + y_2 + t_a)}{E_1 I_1 + E_2 I_2} + \frac{1}{E_1 A_1} + \frac{1}{E_2 A_2} \right) \tau_i(x) &= \quad (4.39) \\ = -\frac{G_a}{t_a} \left(\frac{y_1 + y_2}{E_1 I_1 + E_2 I_2} \right) V_T(x) - \frac{G_a y_1}{t_a G_1 \alpha A_1} \frac{dq}{dx} - \frac{G_a b_2}{\alpha t_a} \left(\frac{y_1}{G_1 A_1} - \frac{y_2}{G_2 A_2} \right) \frac{d\sigma_i(x)}{dx} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{d^4\sigma_i(x)}{dx^4} - \frac{E_a b_2}{\alpha t_a} \left(\frac{1}{G_1 A_1} + \frac{1}{G_2 A_2} \right) \frac{d^2\sigma_i(x)}{dx^2} + \frac{E_a b_2}{t_a} \left(\frac{1}{E_1 I_1} + \frac{1}{E_2 I_2} \right) \sigma_i(x) &= \quad (4.40) \\ = -\frac{E_a b_2}{t_a} \left(\frac{y_1}{E_1 I_1} - \frac{y_2}{E_2 I_2} \right) \frac{d\tau_i(x)}{dx} - \frac{E_a}{t_a E_1 I_1} q + \frac{E_a}{t_a G_1 \alpha A_1} \frac{d^2 q}{dx^2} \end{aligned}$$

Donde:

E: es el módulo elástico;

G: módulo de corte;

b_2 : ancho del refuerzo;

A: sección correspondiente;

I: momento de inercia de la sección correspondiente;

α : multiplicador de área de corte efectiva, que en el caso de una sección rectangular es 5/6;

y_1 e y_2 : distancias desde el borde superior de la viga, hasta el baricentro de la parte 1 (y_1) y hasta el baricentro de la parte 2 (y_2).

Luego, se desacoplan estas ecuaciones. Esto puede llevarse a cabo si se ignoran los efectos de las deformaciones por corte, tanto en la viga como en el refuerzo. Posteriormente se simplifican aún más dichas ecuaciones considerando solamente tres casos de carga, a saber, carga uniformemente distribuida, carga puntual y dos cargas puntuales ubicadas simétricamente respecto de la sección central de la viga.

Una vez realizadas dichas simplificaciones, las ecuaciones anteriores quedan de la forma siguiente:

$$\tau_i(x) = B_1 \cosh(\lambda x) + B_2 \sinh(\lambda x) + m_1 V_T(x) \quad (4.41)$$

$$\sigma_i(x) = e^{-\beta x} [C_1 \cos(\beta x) + C_2 \sin(\beta x)] - n_1 \frac{d\tau_i(x)}{dx} - n_2 q \quad (4.42)$$

Donde:

$$\lambda^2 = \frac{G_a b_2}{t_a} \left(\frac{(y_1 + y_2)(y_1 + y_2 + t_a)}{E_1 I_1 + E_2 I_2} + \frac{1}{E_1 A_1} + \frac{1}{E_2 A_2} \right)$$

$$m_1 = \frac{G_a}{t_a \lambda^2} \left(\frac{y_1 + y_2}{E_1 I_1 + E_2 I_2} \right)$$

$$M_1(0) = M_T(0) = Pa$$

$$n_1 = \frac{y_1 E_2 I_2 - y_2 E_1 I_1}{E_1 I_1 + E_2 I_2}$$

$$n_2 = \frac{E_2 I_2}{b_2 (E_1 I_1 + E_2 I_2)}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{E_a b_2}{4 t_a} \left(\frac{1}{E_1 I_1} + \frac{1}{E_2 I_2} \right)}$$

Para encontrar las constantes de estas ecuaciones se recurre a las condiciones de borde, que en este caso serán las correspondientes a una viga simplemente apoyada. Se

presenta solamente la solución de estas ecuaciones para un el caso particular de dos cargas puntuales, ubicadas simétricamente respecto de la sección media de la viga, como se muestra en la figura 4.11.

Haciendo los cálculos correspondientes, los cuales se pueden encontrar en el trabajo de Smith y Teng ^[99], se llegamos a las siguientes ecuación para la tensión de corte en la interfase:

$$\tau_i(x) = \frac{m_2}{\lambda} P \cdot a \cdot e^{-\lambda x} + m_1 P - m_1 P \cdot \cosh(\lambda x) \cdot e^{-k} \quad 0 \leq x \leq \text{punto de aplicación de carga} \quad (4.43)$$

$$\tau_i(x) = \frac{m_2}{\lambda} P \cdot a \cdot e^{-\lambda x} + m_1 P \cdot \sinh(k) \cdot e^{-\lambda x} \quad \text{Punto de aplicación de carga} \leq x \leq \text{sección media} \quad (4.44)$$

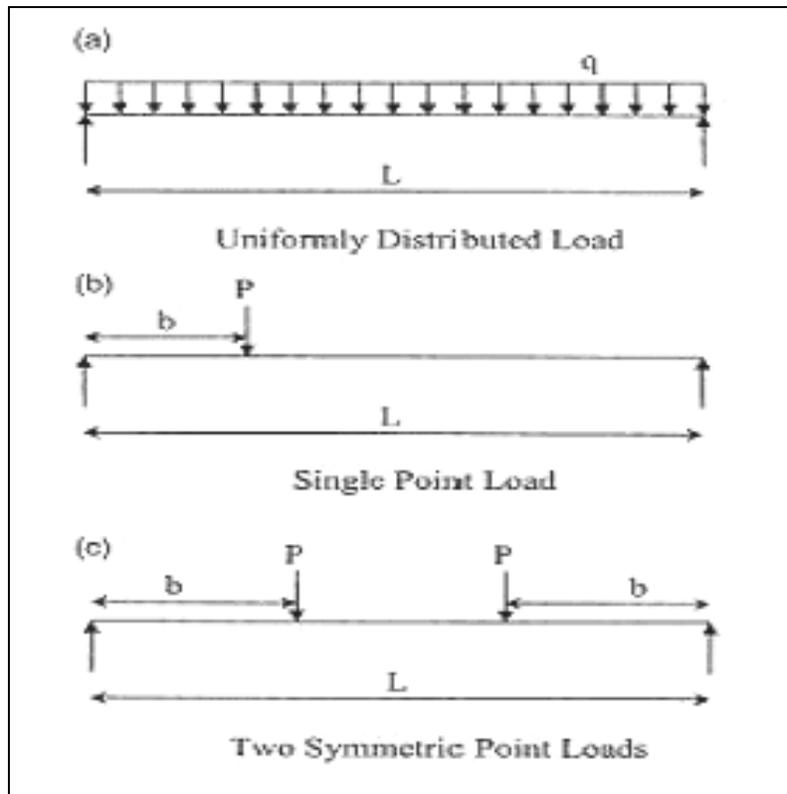


Figura 4.11. Condiciones de carga consideradas.

Donde:

$$m_2 = \frac{G_a y_1}{t_a E_1 I_1}$$

$$k = \lambda(b - a)$$

Y para las tensiones de interfase normales, se usa la ecuación (4.42) con los siguientes valores para las constantes C1 y C2:

$$C_1 = \frac{E_a}{2\beta^3 t_a E_1 I_1} [V_T(0) + \beta M_T(0)] - \frac{n_2}{2\beta^3} \tau(0) + \frac{n_1}{2\beta^3} \left(\left. \frac{d^4 \tau_i(x)}{dx^4} \right|_{x=0} + \beta \left. \frac{d^3 \tau_i(x)}{dx^3} \right|_{x=0} \right)$$

$$C_2 = \frac{E_a}{2\beta^2 t_a E_1 I_1} M_T(0) - \frac{n_1}{2\beta^2} \left. \frac{d^3 \tau_i(x)}{dx^3} \right|_{x=0}$$

Donde:

$M_T(0)$ y $V_T(0)$ son el momento flector y la fuerza de corte en el extremo del refuerzo, respectivamente.

4.3.1.3 CONCLUSIONES

La revisión de las teorías anteriores, sugiere que el análisis de Roberts y Haji-Kazemi ^[71] sea probablemente el más exacto para las tensiones de corte en la interfase, ya que las deformaciones axiales en la viga y las deformaciones por corte en el refuerzo se tienen en cuenta. Pero esta solución, se restringe sin embargo a cargas uniformemente distribuidas y es algo compleja.

La mayoría de las soluciones ignoran los efectos de deformaciones axiales en la viga y/o las deformaciones por flexión en el refuerzo. Por lo tanto, se espera que tales soluciones sean impropias para los casos en que el refuerzo tenga una rigidez flexional significativa, comparada con la viga, tal es el caso de planchuelas de acero de un espesor considerable.

Para las tensiones normales de interfase, la solución de Taljsten ^[103] es la más exacta, ya que, considera tanto las deformaciones por flexión en la viga como las deformaciones por flexión adicionales del refuerzo debido a las tensiones de corte en la interfase. Pero esta solución sirve, únicamente para una sola carga puntual.

La solución de Liu y Zhu ^[102] también considera ambos factores, pero se deben determinar las constantes de integración en su solución.

La mayoría de las soluciones ignora el efecto de las deformaciones de flexión en la viga. Esta omisión puede ser inapropiada cuando la rigidez flexional del refuerzo se vuelve importante frente a la rigidez flexional de la viga.

Mientras las hipótesis de partida de estas soluciones son razonables para vigas de H^oA^o pegadas con un refuerzo delgado, la revisión anterior hace pensar en la necesidad de una solución más exacta, para las aplicaciones a otras situaciones donde la rigidez flexional de la viga y del refuerzo pegado sean comparables, y para evaluar la importancia de los términos que han sido omitidos por soluciones existentes. Con dicho fin, se presenta la solución de Smith y Teng ^[99], que corrige esta falencia de las otras teorías.

Desde un punto de vista físico, las tensiones de interfase en la capa adhesiva son inducidas por los esfuerzos que soporta dicha capa, para que exista compatibilidad de deformaciones entre la viga de H^oA^o y el refuerzo, el cual, de otra forma se deformaría sin interacción. Por lo tanto, un método de compatibilidad de deformación que incluya un aspecto físico simple, es más ventajoso que las aproximaciones propuestas por Roberts ^[101] y Roberts y Haji-Kazemi ^[71], y esta es otra de las ventajas que presenta el modelo de Smith y Teng ^[99].

Este último modelo, se identifica como el más exacto de los analizados.

Las soluciones aproximadas de la forma cerrada, discutidas en este trabajo constituyen una herramienta útil pero simple para entender el comportamiento de la interfase y para desarrollar una regla de diseño

Debe notarse que el tipo de análisis discutido en esta sección no satisface la condición de cero de tensión de corte al final de la capa adhesiva. Se sabe que este

inconveniente tiene un efecto limitado en una zona muy pequeña cerca del extremo del refuerzo ^[101]. Otro tema a tener en cuenta es que el análisis recién presentado permite estimar la distribución de las tensiones de corte y normales en la interfase de transferencia de tensiones, pero lo que se necesita generalmente en el uso profesional es más bien una carga ultima o un criterio de falla para estas tensiones, por este motivo a continuación se plantean distintos modelos que similarmente al anterior permiten calcular las tensiones máximas en la interfase, pero además, permiten calcular la carga ultima que resiste el refuerzo pegado al hormigón.

4.3.2 MODELOS EXISTENTES PARA LA RESISTENCIA AL CORTE DEL ANCLAJE

4.3.2.1 MODELOS EMPÍRICOS

Hiroyuki y Wu (1997) ^[105] realizaron una serie de ensayos de corte doble, basada en derivaciones de las siguientes relaciones empíricas entre la longitud de pegado L (cm.) y las tensiones de pegado de corte promedio en la falla τ_u :

$$\tau_u = 5.88L^{-0.669} \text{ [MPa]} \quad (4.45)$$

Tanaka (1996) ^[106] presentó otra expresión simple (Sato et al. 1996) ^[107]:

$$\tau_u = 6.13 - \ln(L) \text{ [MPa]} \quad (4.46)$$

Donde L está en milímetros. La resistencia última de pegado del punto “P_u” se obtiene multiplicando τ_u por el ancho “b_p” y la longitud L del área de pegado en los dos modelos de arriba.

Maeda et al. ^[65] desarrollaron un modelo más robusto que considera la longitud efectiva de pegado:

$$\tau_u = 110.2 \times 10^{-6} E_p t_p \text{ [MPa]} \quad (4.47a)$$

Donde t_p [mm] y E_p [MPa] son iguales al espesor y al módulo de Young del refuerzo respectivamente.

La resistencia última de pegado es obtenida multiplicando τ_u por el área de pegado efectiva $L_e \cdot b_p$. Aquí, la longitud efectiva de pegado L_e es dada por:

$$L_e = e^{6.13-0.580 \ln(E_p t_p)} \text{ [mm]} \quad (4.47b)$$

En este caso E_p esta en giga pascales y t_p en milímetros. Este modelo no es válido cuando $L < L_e$.

4.3.2.2 MODELOS BASADOS EN MECÁNICA DE FRACTURAS

Holzenkämpfer ^[96] investigó la resistencia de pegado entre planchuelas de acero y el hormigón usando mecánica de la fractura no-lineal (NLFM). Luego estos estudios sufrieron de modificaciones por parte de Niedermeier (1996) ^[108] y Blaschko et al. (1996) ^[109] que calcularon la resistencia del pegado como:

$$P_u = \begin{cases} 0.78b_p \sqrt{2G_f E_p t_p} & \text{si } L \geq L_e \\ 0.78b_p \sqrt{2G_f E_p t_p} \frac{L}{L_e} \left(2 - \frac{L}{L_e}\right) & \text{si } L < L_e \end{cases} \quad (4.48a)$$

Donde la longitud efectiva de pegado “ L_e ” y la energía de fractura “ G_f ” son dadas por:

$$L_e = \sqrt{\frac{E_p t_p}{4f_{cm}}} \text{ (mm)} ; G_f = c_f k_p^2 f_{cm} \text{ (N} \cdot \text{mm/mm}^2\text{)} \quad (4.48a;b)$$

Donde:

f_{ctm} [MPa] = resistencia a tracción media de la superficie del hormigón determinada en ensayos de pull-off de acuerdo con la norma DIN 1048 (Deutsches 1991)^[110];

c_f = constante determinada en una regresión lineal usando los resultados de ensayos de corte dobles similares;

k_p = factor geométrico relacionado con el ancho de la planchuela pegada b_p y el ancho del elemento de hormigón b_c :

$$k_p = \sqrt{1.125 \times \frac{2 - \frac{b_p}{b_c}}{1 + \frac{b_p}{400}}} \quad (4.48d)$$

También por un análisis NLFM, Täljsten (1994)^[111] desarrolló un modelo similar:

$$P_u = \sqrt{\frac{2E_p t_p G_f}{1 + \alpha_r}} b_p \quad (4.49a)$$

Donde:

$$\alpha_r = \frac{E_p t_p}{E_c t_c} \quad (4.49b)$$

Debido a las dificultades en acceder a la tesis de Täljsten (1994)^[111], no queda claro como es definido en este caso el valor de “ G_f ”.

Yuan y Wu^[97] y Yuan et al.^[98] estudiaron la resistencia del pegado entre FRP's y el hormigón usando mecánica de fractura lineal elástica (LEFM) y NLFM. Estos estudios LEFM (Yuan y Wu^[97]) resultaron en la misma ecuación (4.49a), pero incluyendo el efecto de los anchos del refuerzo y del elemento a reforzar.

Esto es, α_r en (4.49a) es reemplazado por α_Y , dado a continuación:

$$\alpha_Y = \frac{b_p E_p t_p}{b_c E_c t_c} \quad (4.50)$$

También se ha resuelto la ecuación de NLFM para cinco diferentes relaciones de pendientes de tensiones de corte mostradas en la Figura 4.12:

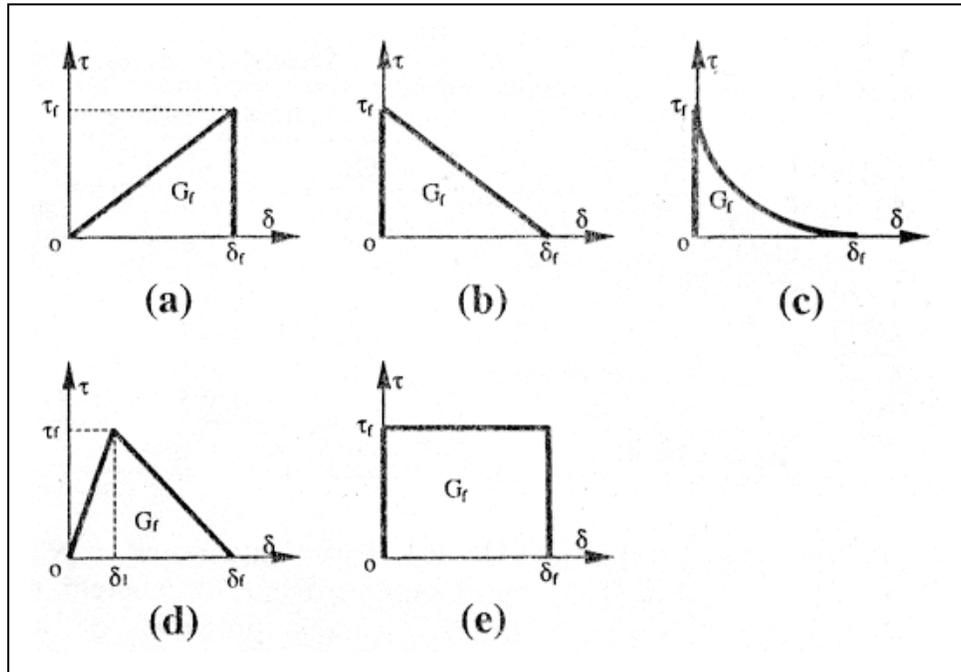


Figura 4.12. Distintas hipótesis sobre el comportamiento de las tensiones de corte en el extremo del refuerzo.

De estos casos, el que más se aproxima a la realidad es el caso “b”. La máxima capacidad de soportar carga para este caso es (Yuan et al. ^[98]):

$$P_u = \frac{\tau_f b_p}{\lambda_2} \frac{\delta_f}{\delta_f - \delta_1} \sin(\lambda_2 a) \quad (4.51a)$$

Donde “a” es obtenida luego de resolver:

$$\tanh[\lambda_1(L-a)] = \frac{\lambda_2}{\lambda_1} \tan(\lambda_2 a) \quad (4.51b)$$

Donde τ_f es la máxima tensión de la curva de tensiones de corte de pegado, δ_1 es el correspondiente deslizamiento; δ_f es el máximo deslizamiento; y λ_1 y λ_2 son definidos como:

$$\lambda_1^2 = \frac{\tau_f}{\delta_1 E_p t_p} (1 + \alpha_Y) \quad \text{y} \quad \lambda_2^2 = \frac{\tau_f}{(\delta_f - \delta_1) E_p t_p} (1 + \alpha_Y) \quad (4.51c)$$

En esta solución, la relación entre P_u y L es una función implícita y es dependiente de los coeficientes de la curva de comportamiento de las tensiones de corte que hayamos elegido, que no son fáciles de obtener. Yuan et al.^[98] define la longitud de pegado efectiva como el valor correspondiente al 97% de la capacidad de carga si L es infinita. Esto da:

$$L_e = a_0 + \frac{1}{2\lambda_1} \ln \frac{\lambda_1 + \lambda_2 \tan(\lambda_2 a_0)}{\lambda_1 - \lambda_2 \tan(\lambda_2 a_0)} \quad (4.51d)$$

Donde:

$$a_0 = \frac{1}{\lambda_2} \sin^{-1} \left(0.97 \sqrt{\frac{\delta_f - \delta_1}{\delta_f}} \right) \quad (4.51e)$$

Esta teoría no fue tomada en cuenta ya que es poco práctica para la ingeniería profesional.

Neubauer y Rostásy^[50] llevaron a cabo una serie de ensayos de corte doble sobre CFRP pegado a hormigón.

Ellos concluyeron que, para el desgarramiento del hormigón como para la falla por delaminación del FRP, el comportamiento de las tensiones de corte puede ser representado

por un modelo triangular como el mostrado en la Fig. 4.12(d), y la energía de fractura puede ser calculada usando:

$$G_f = c_f f_{ctm} \quad (4.52)$$

Donde f_{ctm} es la resistencia a tracción del hormigón. Reportan un valor medio de 0.204 mm para c_f , con una variación estándar de 0.053 para 51 especímenes. También presentan una forma modificada del modelo de Holzenkämpfer's ^[96] para que sea aplicable tanto a placas de acero como de material compuesto.

$$P_u = \begin{cases} 0.64k_p b_p \sqrt{E_p t_p f_{ctm}} & \text{si } L \geq L_e \\ 0.64k_p b_p \sqrt{E_p t_p f_{ctm}} \frac{L}{L_e} \left(2 - \frac{L}{L_e}\right) & \text{si } L < L_e \end{cases} \quad (4.53a)$$

$$L_e = \sqrt{\frac{E_p t_p}{2f_{ctm}}} \quad (4.53b)$$

4.3.2.3 PROPUESTAS DE DISEÑO

Suponiendo una distribución triangular de tensiones de corte en toda la longitud de pegado, Van Gemert ^[64] propuso una regla de diseño ^[74]:

$$P_u = 0.5b_p \cdot L \cdot f_{ctm} \quad (4.54)$$

El único parámetro material en la ecuación anterior, es la resistencia a tracción de la superficie de hormigón f_{ctm} . De acuerdo con Brosens y Van Gemert ^[74], la ecuación (4.54) da la carga de fisuración del hormigón en la zona inicial de transferencia de fuerzas, pero no tiene en cuenta la reserva de resistencia luego de la primer fisura.

La ecuación (4.54) implica que cualquier carga P, por encima de la resistencia última a tracción de la placa pegada, puede ser transmitida por una longitud de pegado suficientemente larga.

Esto es conceptualmente engañoso, ya que contradice el hecho de que cualquier longitud adicional de pegado más allá de la longitud efectiva de pegado no incrementa la resistencia de anclaje.

En el modelo de diseño de Chaallal et al (1998) ^[112], se propuso, en base a los estudios de Roberts ^[101] y Varastehpour y Hamelin ^[62], que el pegamento se comporta como un material de tipo Mohr-Coulomb. Para refuerzo al corte, ellos suponen que la máxima tensión de corte es el doble que la tensión media τ_{avg} y la máxima tensión de corte no excede la ecuación de resistencia de Mohr-Coulomb dada por Varastehpour y Hamelin ^[62].

Esta es:

$$\tau_{avg} = \frac{\tau_{max}^{debonding}}{2} = \frac{2.7}{1 + k_1 \tan 33^\circ} \quad (4.55a)$$

Donde:

$$k_1 = t_p \sqrt[4]{\frac{k_a}{4E_p I_p}}; \quad k_a = E_a \frac{b_a}{t_a} \quad (4.55b)$$

Donde b_a , t_a , y E_a son el ancho, el espesor y el módulo de Young del adhesivo respectivamente; y I_p es el momento de inercia del refuerzo.

Debido a que las fórmulas (4.55b) están basadas en datos experimentales limitados y no aplicados para reforzar hormigón, esta ecuación tiene una seria limitación. Otro inconveniente de esta propuesta es que no considera la longitud efectiva de pegado.

Khalifa et al. (1998) ^[113] propusieron una modificación del modelo de Maeda et al. ^[65] incluyendo el efecto de la resistencia del hormigón, para que pueda ser usado en el diseño. Ellos suponen que la variación en la resistencia de pegado, entre el hormigón y el

FRP es una función de $(f'_c)^{\frac{2}{3}}$ (Horiguchi y Saeki 1997) ^[114]. Debido a que se utilizó un hormigón de 42 MPa en los ensayos llevados a cabo por Maeda et al. ^[65], la ecuación modificada queda así:

$$\tau_u = \frac{110.2}{10^6} \left(\frac{f'_c}{42} \right)^{2/3} E_p t_p \quad (4.56)$$

La longitud efectiva de pegado se calcula usando (4.47b) ^[50]. Proponen usar el 75% de la resistencia última de pegado para el diseño, es decir reducir el factor de 0.64 a 0.5 en (4.53a).

4.3.2.4 MODELOS PRÁCTICOS INGENIERÍA

La limitación de los modelos anteriores indica la necesidad de desarrollar un nuevo modelo para el diseño práctico que sea simple de usar, con bases razonables y capaces de capturar los rasgos fundamentales del comportamiento del pegado y predecir la resistencia del pegado y la longitud efectiva de pegado con buena aproximación.

Para uniones FRP-hormigón, los valores típicos de deslizamiento son $\delta_1=0.02$ mm y $\delta_f = 0.2$ mm, es decir, que δ_1 es bastante más pequeño que δ_f . Por lo tanto, se puede usar un modelo con decrecimiento lineal corte-deslizamiento tal como el de la figura 4.12b. La solución NLFM para este caso es (Yuan y Wu ^[97]):

$$P_u = \begin{cases} \frac{\tau_f b_p}{\lambda} & \text{si } L \geq L_e \\ \frac{\tau_f b_p}{\lambda} \sin(\lambda L) & \text{si } L < L_e \end{cases} \quad (4.57a)$$

Donde:

$$L_e = \frac{\pi}{2\lambda} ; \lambda^2 = \frac{\tau_f}{\delta_f E_p t_p} (1 + \alpha_Y) \quad (4.57b)$$

Las propiedades corte-deslizamiento en la ecuación (4.57) pueden ser expresadas en función de la resistencia del hormigón. La resistencia última de pegado ha sido relacionada con la resistencia a tracción de la superficie del hormigón según (4.48), (4.52) y (4.54) y a la resistencia al corte según (4.56). Sin embargo, varias observaciones experimentales (Chajes et al. ^[90]) muestran que la resistencia última de pegado es proporcional a $\sqrt{f'_c}$ similarmente a lo que ocurre con la resistencia de las barras de acero (British 1985 ^[115]) y FRP (Ehsani et al. 1996 ^[116]) completamente recubiertas de hormigón.

El coeficiente α_Y en (4.57) (comparado con (4.50)) aparece como muy pequeño para configuraciones prácticas comparadas por unidad.

Este término surge de la hipótesis de que la distribución de tensiones es uniforme a través de toda la sección del hormigón, como también de la placa pegada. Debido al comportamiento localizado del pegado, esta hipótesis es claramente inválida para el hormigón. En cambio, la relación de anchos entre el refuerzo y la viga b_p/b_c muestra un efecto significativo sobre la resistencia última de pegado, en una forma similar a la del coeficiente propuesto por Holzenkämpfer ^[96] (comparado con 4.48d). Si el ancho del refuerzo es menor que el ancho de la viga, la transferencia de fuerza desde la placa al hormigón llevará a una distribución no uniforme de las tensiones a través del ancho del elemento de hormigón. Un pequeño “ b_p ” comparado con el “ b_c ” puede resultar en una alta tensión de corte en el adhesivo, atribuido a la contribución del hormigón fuera del área de pegado.

La regresión de los ensayos muestran que la resistencia última de pegado es lineal para β_p en la forma de:

$$\beta_p = \sqrt{\frac{2 - \frac{b_p}{b_c}}{1 + \frac{b_p}{b_c}}} \quad (4.58)$$

Tomando en cuenta las anteriores consideraciones, se propuso un modelo simple para calcular la resistencia última de pegado, basado en la ecuación (4.57) y en la regresión de los datos de los ensayos.

$$P_u = 0.427 \cdot \beta_p \cdot \beta_L \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_p \cdot L_e \quad (4.59a)$$

Donde:

$$L_e = \sqrt{\frac{E_p t_p}{\sqrt{f'_c}}} \quad (4.59b)$$

$$\beta_L = \begin{cases} 1 & \text{si } L \geq L_e \\ \sin \frac{\pi L}{2L_e} & \text{si } L < L_e \end{cases} \quad (4.59c)$$

Las unidades usadas en esta ecuación son megapascales y milímetros. Este modelo es más conveniente para aplicaciones prácticas porque utiliza la resistencia a la compresión cilíndrica del hormigón f'_c , que es usada en la mayoría de los casos.

La ecuación 4.59b muestra que la longitud efectiva se incrementa linealmente con $\sqrt{E_p t_p}$. Los valores predichos por el nuevo modelo propuesto para longitudes efectivas de pegado son congruentes con muchos de las observaciones experimentales.

Los datos experimentales se encuentran dispuestos alrededor de la curva predicha por la ecuación (4.59), validando estadísticamente el importante concepto de la longitud efectiva de pegado.

4.3.2.5 DISEÑO DE RESISTENCIA DE ANCLAJE

El coeficiente “0.427” en la ecuación (4.59) puede ser reducido al 95% del valor característico de $0.427 \times (1 - 1.64 \times 0.159) = 0.315$, para que pueda ser usado para el diseño de la resistencia última:

$$P_u = 0.315 \cdot \beta_p \cdot \beta_L \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_p \cdot L_e \quad (4.60)$$

Algunos estudios (Swamy et al. 1986) muestran que la carga de fisuración en el extremo cargado es de alrededor del 60% de la carga última. Por consiguiente, el coeficiente “0.315” en la ecuación (4.60) puede ser reducido aun más, a $0.315 \times 0.6 \approx 0.2$ para el diseño del estado de servicio (sin fisuración):

$$P_s = 0.2 \cdot \beta_p \cdot \beta_L \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_p \cdot L_e \quad (4.61)$$

4.3.2.6 CONTROL DE TENSIONES EN EL REFUERZO PEGADO

En el diseño práctico, generalmente se necesita conocer las tensiones más que las cargas que llegan al refuerzo de FRP.

Sustituyendo la ecuación (4.59b) y $\sigma_p = P_u / b_p t_p$ en la ecuación (4.59a) se obtiene la tensión en el refuerzo pegado en el momento de la falla:

$$\sigma_p = 0.427 \cdot \beta_p \cdot \beta_L \cdot \sqrt{\frac{E_p \sqrt{f'_c}}{t_p}} \quad (4.62)$$

La ecuación (4.62) muestra claramente que deben usarse las placas con un alto módulo de Young's y un espesor pequeño si se necesita una alta tensión en el refuerzo (la resistencia del hormigón prácticamente no se puede cambiar en trabajos de refuerzo).

La relación de tensiones en el refuerzo en la falla con la resistencia a tracción de la placa puede ser obtenida como:

$$\frac{\sigma_p}{f_p} = \frac{0.427 \beta_p \beta_L}{E_p \varepsilon_p} \sqrt{\frac{E_p \sqrt{f'_c}}{t_p}} = \frac{0.427 \beta_p \beta_L}{\varepsilon_p} \sqrt{\frac{\sqrt{f'_c}}{E_p t_p}} \quad (4.63)$$

Donde ε_p es la deformación última de FRP's o la deformación de fluencia del acero de la placa. Obviamente, si dos materiales tienen deformaciones últimas similares (tales como GFRP y CFRP), conviene usar una placa delgada hecha de un material con un menor módulo de elasticidad a fin de utilizar por completo la resistencia a tracción del material, con tal de que la resistencia deseada pueda ser alcanzada.

4.3.3 OTROS ESTUDIOS

Malek, Saadatmanesh y Ehsani (1998) ^[104] desarrollaron un modelo analítico para predecir las tensiones normales y de corte de la interfase hormigón / FRP. Estas ecuaciones muestran la máxima tensión de corte y máxima tensión normal que ocurre en el extremo del refuerzo.

$$\tau_{\max} = t_f (b_3 \sqrt{A} + b_2) \quad (4.64)$$

$$A = \frac{G_a}{t_a t_f E_f} \quad (4.65)$$

$$\sigma_{n,\max} = \frac{K_n}{2\beta^3} \left(\frac{V_f}{E_f I_f} - \frac{V_c + \beta \cdot M_0}{E_c I_c} \right) + \frac{q E_f I_f}{b_f E_c I_c} \quad (4.66)$$

Estas ecuaciones pueden proveer las herramientas de diseño para reforzar estructuras sin que sucedan fallas locales. Los parámetros en estas ecuaciones pueden ser calculados simplemente usando las características mecánicas de los materiales. Los autores de este trabajo indican que los resultados obtenidos de esta forma se aproximan bastante a los resultados del análisis con elementos finitos y a los resultados experimentales.

También Täljsten ^[95] hizo extensas investigaciones usando la teoría de la mecánica de las fractura y derivando ecuaciones analíticas cerradas para las tensiones de corte y de desgarro en el final de la placa. Sin embargo, estas ecuaciones son demasiado complicadas para usarlas, por lo tanto, solamente muestran los resultados de las derivaciones de las tensiones de corte para situaciones particulares tales como la siguiente:

$$\tau(x) = \frac{G_a P}{2t_a E_c W_c} \frac{(2 \cdot l + a - s)}{l + a} \frac{(a \cdot \lambda \cdot e^{-\lambda x} + 1)}{\lambda^2} \quad (67)$$

$$\lambda^2 = \frac{G_a b_f}{t_a} \left[\frac{l}{E_f A_f} + \frac{l}{E_c A_c} + \frac{z_0}{E_c W_c} \right] \quad (68)$$

En las soluciones existentes, dos tipos de aproximaciones han sido empleadas. Roberts ^[101] y Roberts and Ají-Kazemi ^[71] usan una aproximación de distintos pasos, mientras que Vilnay ^[100], Liu y Zhu ^[102], Taljsten ^[103] y Malek et al. ^[104] consideran directamente las condiciones de compatibilidad de deformaciones.

Los resultados de la aplicación de estas teorías, a las vigas ensayadas con motivo de esta Tesis, se presentarán en el Capítulo 9 de la misma.

CAPÍTULO 5

MECANISMOS DE INCREMENTO DE ANCLAJE

5.1 INTRODUCCIÓN

Cabe destacar que no se ha encontrado ningún trabajo que trate el comportamiento teórico de estos mecanismos de incrementos de anclaje, transformándose así en una de las cuestiones a estudiar si se quiere entender un poco más el comportamiento de los mismos. En la literatura, solamente se encuentran resultados experimentales.

En la gran mayoría de estos ensayos, se ha observado que en los especímenes sin una solución para el anclaje, ocurre una rotura prematura de la viga reforzada, caracterizada por el desprendimiento del recubrimiento del hormigón. Este tipo de rotura es extremadamente indeseable ya que ocurre sin aviso y anticipa el colapso de la estructura, imposibilitando el total aprovechamiento de las propiedades del refuerzo ^[117]. La misma, ha llamado la atención de gran cantidad de investigadores, y al mismo tiempo es motivo de recelo en las especificaciones de este tipo de refuerzo, por parte de los proyectistas más conservadores.

De forma general, se están buscando establecer normas para que las vigas tengan modos de falla clásicos, que son fácilmente previsibles y controlables, impidiendo la ocurrencia de situaciones como la del desprendimiento del recubrimiento.

Gran parte de las actuales publicaciones sobre este tipo de refuerzo dan especial atención a la zona de pegado de los materiales hormigón-adhesivo-FRP, para conocer mejor lo que pasa al nivel de comportamiento general en esta región, de forma de crear criterios de prevención y eliminación de los mecanismos de rotura prematuros.

Por esta razón, varios mecanismos externos han sido desarrollados, con el objetivo de aumentar la superficie de anclaje, ejercer fuerzas de confinamiento lateral en la zona de pegado ó modificar las tensiones de interfase por medio de pernos de anclaje, para alcanzar efectos benéficos contra los mecanismos de rotura prematuros.

Los modos de falla prematuros, en una viga reforzada deben ser evitados, cómo hacerlo, y con seguridad, todavía son problemas que deben ser desarrollados y que se tratarán en este y en los próximos capítulos.

5.2 ESTUDIOS EXPERIMENTALES

Solamente se han encontrado dos trabajos realizados sobre mecanismos de incremento de anclaje, uno realizado para refuerzo con materiales compuestos y otro con refuerzos metálicos ^{[3],[117]}. En ellos se han probado 3 técnicas de incremento de anclaje que se muestran en las figuras siguientes.

5.2.1 FERRARI ET AL. 2002

En los ensayos realizados por Ferrari et al. (2002) ^[117], se han propuesto tres sistemas de anclaje, para la viga que se muestra en la Figura 5.1:

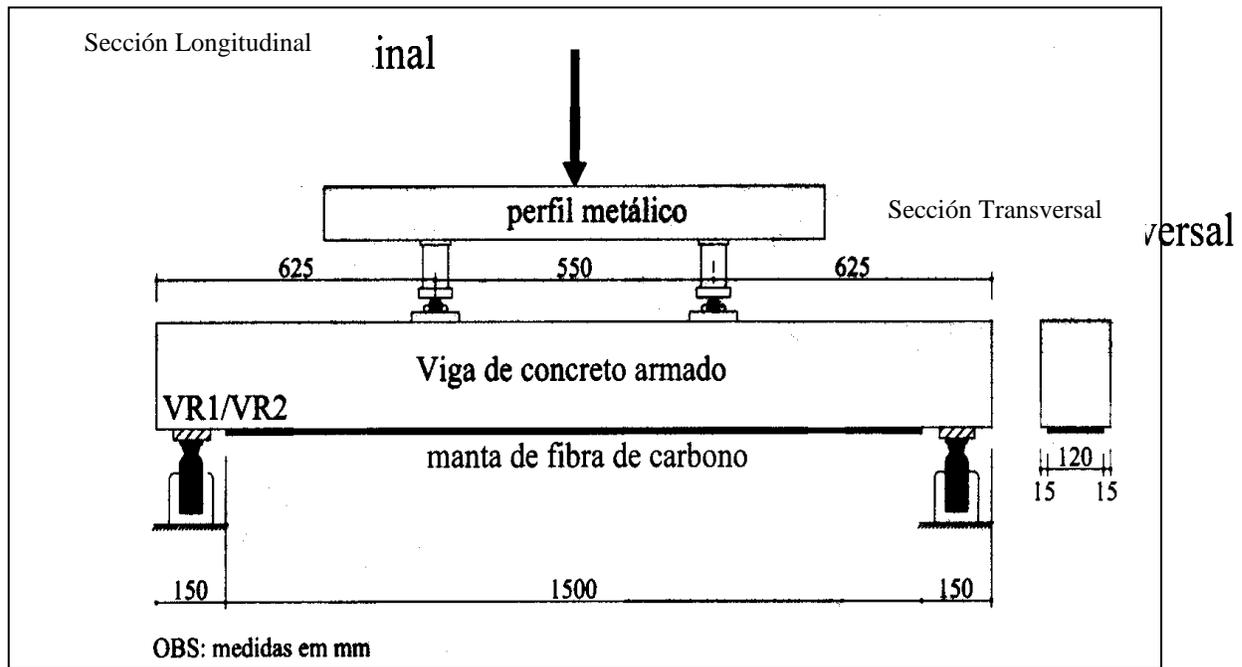


Figura 5.1. Viga patrón para los ensayos de Ferrari et al. ^[117].

Los métodos utilizados para lograr dicho anclaje se describen a continuación:

1- Manta de CFRP pegada transversalmente al eje longitudinal de la viga, sobre el refuerzo propiamente dicho, localizada a algunos centímetros de los extremos de éste, con un largo igual al ancho de la viga. Ver Figura 5.2;

2- Ídem al refuerzo anterior pero fijando sobre la manta de anclaje anterior una placa de acero y todo esto fijado a la viga mediante pernos auto fijantes. Ver Figura 5.3;

3- Manta de CFRP en forma de “U”, localizada en las cercanías de las extremidades de la pieza. Ver Figura 5.4.

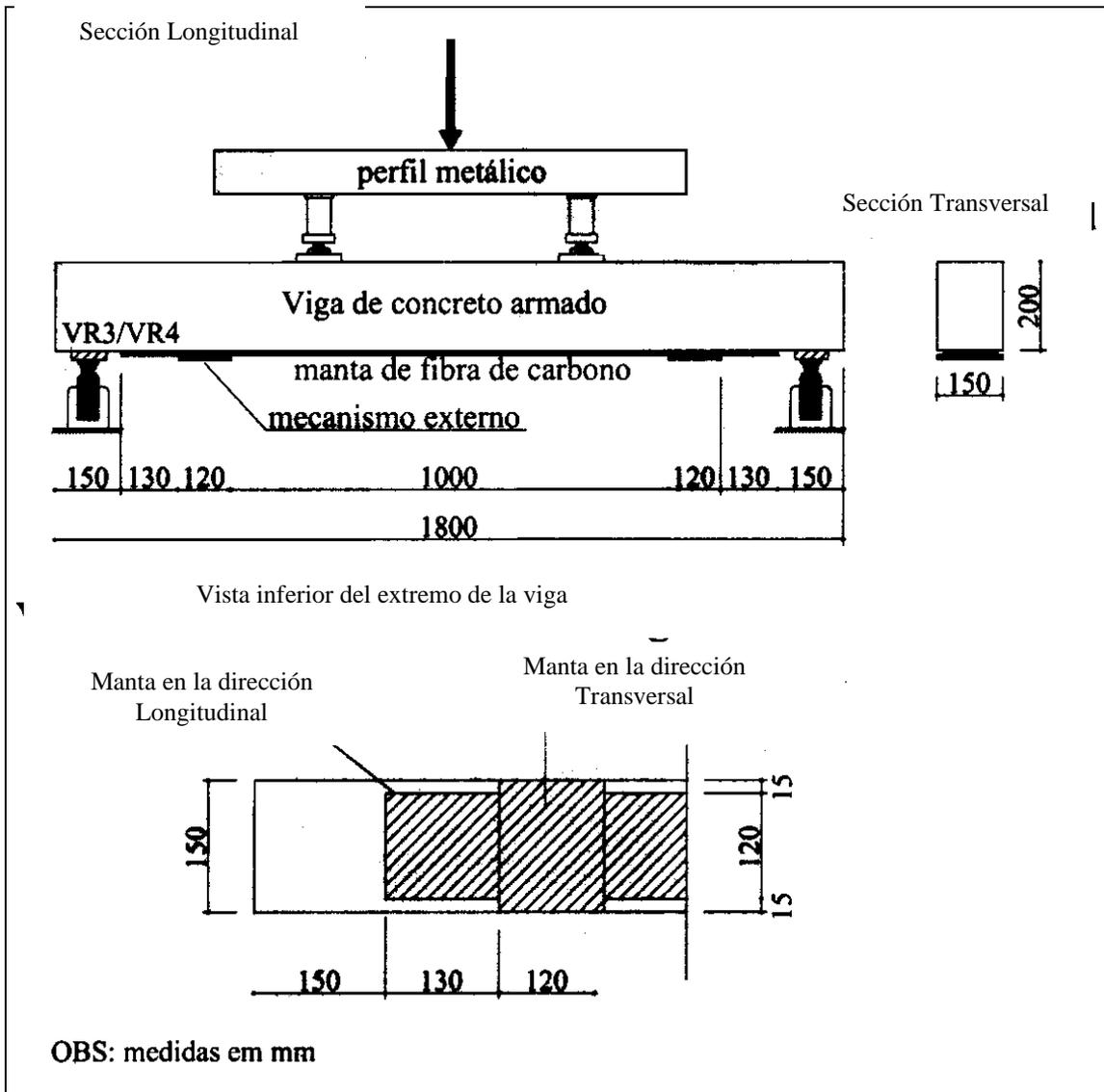


Figura5.2. Anclaje provisto a través de una manta transversal.

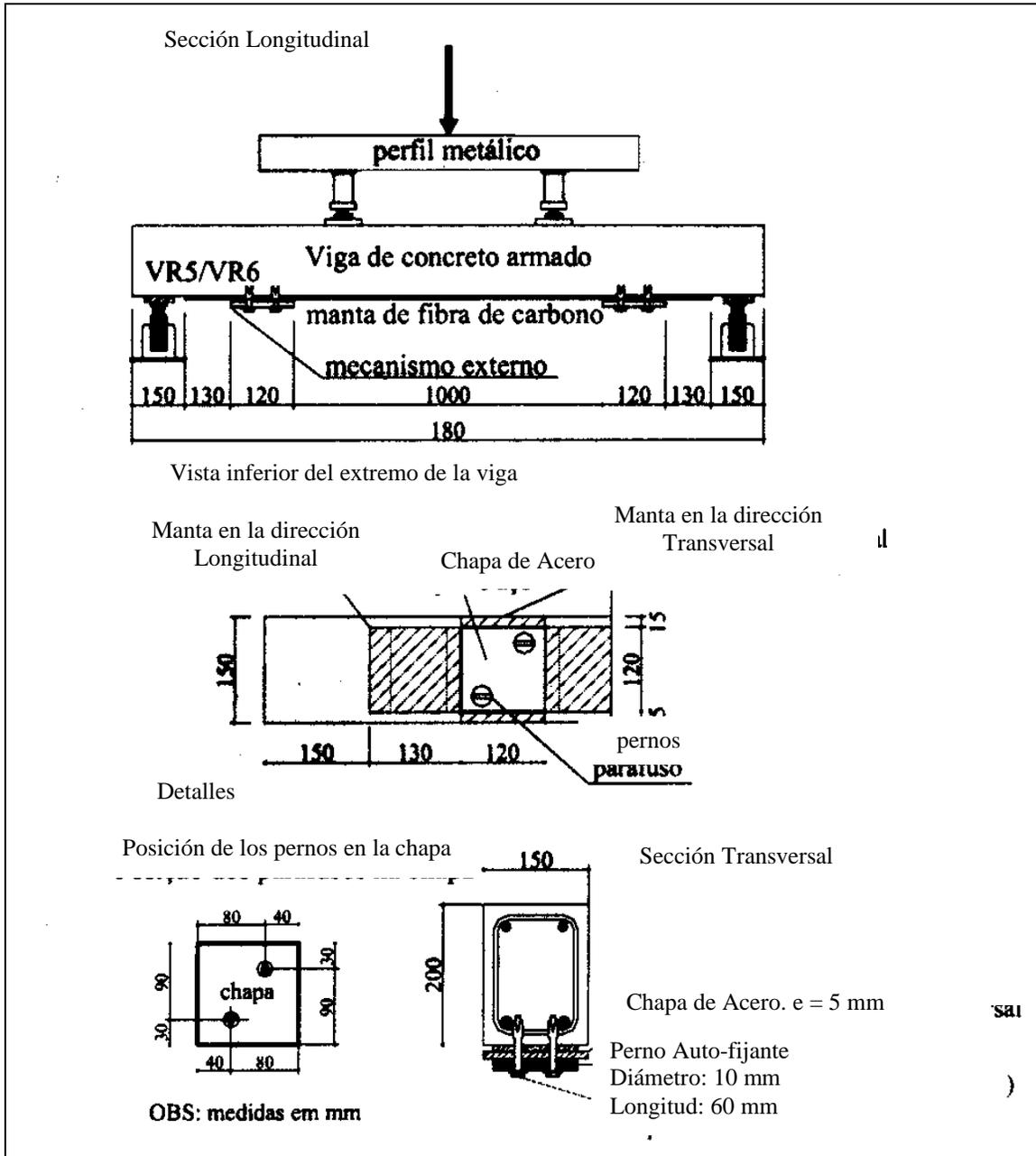


Figura 5.3. Anclaje provisto a través de una manta transversal y pernos auto-fijantes.

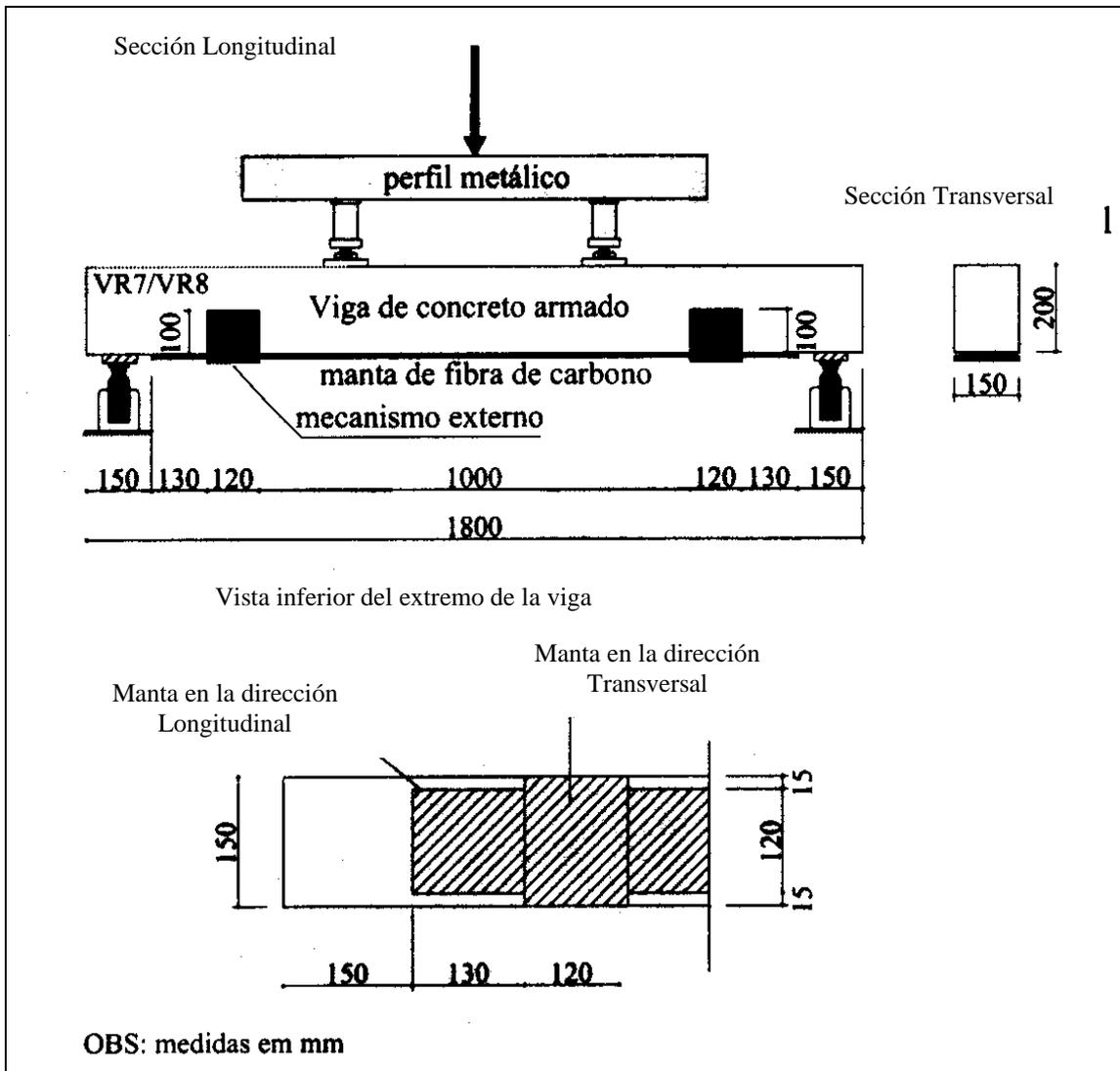


Figura 5.4. Anclaje provisto a través de una manta en forma de "U" en el extremo del refuerzo.

A continuación se muestra los resultados de estos ensayos:

Tabla 5.1.

VIGAS	CARGA TEORICA (KN)	CARGA REAL (KN)	VARIACIÓN PORCENTUAL	Mejora en la resistencia
Sin refuerzo [VRE]	32.7	38.0	-8.5%	---
Con manta convenc. [VR1] y [VR2]	56.3	63	-10.6%	65.8%
Con manta transv. [VR3] y [VR4]	65.3	69.5	-6.1%	82.9%
Con manta y pernos [VR5] y [VR6]	65.2	63.0	3.4%	65.8%
Con manta Lateral [VR7] y [VR8]	66.9	75	-10.9%	97.4%

En el Anexo II de esta tesis se muestran los resultados de estos ensayos.

Los resultados teóricos para las cargas de rotura por desprendimiento del refuerzo, fueron determinados a través de un modelo teórico propuesto por Roberts (1989) ^[101] y adaptado para el uso de material compuesto por Chaallal et al. ^[112].

Los resultados teóricos para las cargas de rotura para las demás vigas, determinados a partir de la utilización de un modelo simplificado basado en diagramas de momento flector vs. curvatura en el estado III, no difieren en más del 20% de la cargas de falla experimentales.

La fisuración ocurrió de forma similar para todas las vigas reforzadas, observándose que las primeras fisuras aparecen para valores de carga un poco mayores que para la viga de referencia, en alrededor del 25%. En las vigas reforzadas, había más fisuras con espaciamentos menores entre ellas y con pequeñas aperturas.

Los valores de la carga de fisuración observados experimentalmente y las recomendaciones propuestas por Branson son casi idénticas.

En el comportamiento de las vigas reforzadas se observan claramente la existencia de tres fases distintas. La primera corresponde a la fase no fisurada de la sección de hormigón armado (grandes niveles de incremento en la carga con pequeños descensos verticales). La segunda fase está caracterizada por la fisuración del hormigón (la viga presenta incrementos de carga pero con mayores descensos verticales), y la tercera, luego de la plastificación del acero, corresponde con el trecho final recto del diagrama (solamente el refuerzo contribuye en el incremento de la capacidad de carga en la viga, lo que de cierta forma justifica la forma lineal de este último tramo, ya que el refuerzo tiene un comportamiento lineal hasta la rotura).

Se logran sobre-resistencias medias en comparación con la viga patrón sin refuerzo de 66%, 95%, 66% y 97% respectivamente, y una sobre-resistencia frente a la viga sin sistema de anclaje de 17%, 0% y 19% para los casos 2, 3, 4 respectivamente.

Es claro que, el mejor sistema de anclaje en este caso consistió en el refuerzo o manta en forma de “U” en el extremo de la viga, a manera de cantoneras, en tanto que el sistema de anclaje que tuvo el rendimiento mas bajo, fue el que dispuso de pernos auto-fijantes en la parte inferior, con el agravante que en este caso tampoco se llegó al menos a la carga prevista teóricamente.

Las vigas sin mecanismos de anclaje presentaron modos de falla caracterizados por el desprendimiento del refuerzo del recubrimiento, este desprendimiento se inició a partir del extremo del refuerzo.

Se observa que se puede lograr un significativo aumento de la resistencia de vigas de H°A° con este sistema si se provee un adecuado sistema de anclaje.

En el caso particular de estas vigas con poca cuantía, el efecto causado por el refuerzo es bastante evidente. Específicamente en este conjunto de ensayos experimentales antes mostrados, con la adición de 15,6 mm² de recubrimiento frente a la armadura principal de 100,5 mm² (15.5%) y a la sección de la viga de 30.000 mm² (0.05%) se lograron sobre resistencias del orden del 97%.

5.2.2 CAMPAGNOLO ET AL. 1994

Anteriormente, y también buscando una solución para el problema del anclaje, Campagnolo et al. ^[3] realizaron una serie de ensayos, utilizando diversas técnicas de anclaje para mejorar el comportamiento del extremo de la chapa. Las técnicas usadas fueron:

- Utilización de pernos auto-fijantes;
- Pegado de una chapa en forma de cantonera en el extremo de la viga (chapa envolvente);
- Pegado de una chapa en la cara lateral de la viga, junto al extremo de la chapa de refuerzo a flexión. (chapa lateral).

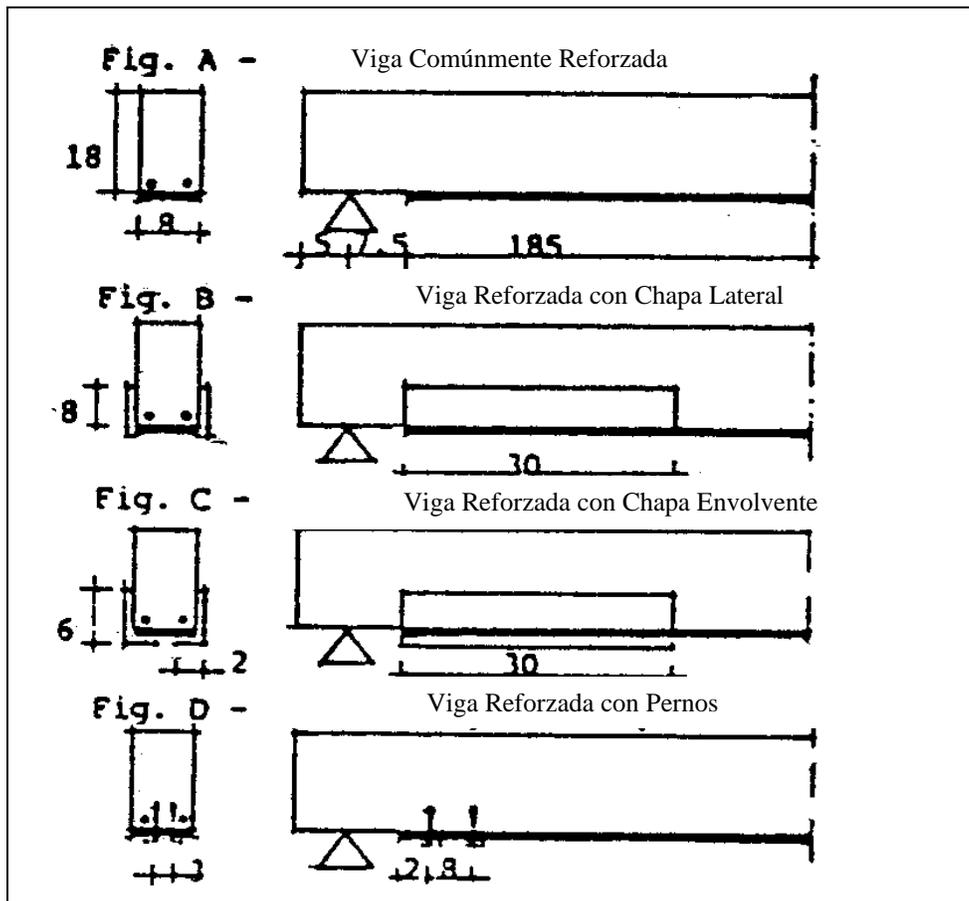


Figura 5.5. Distintos anclajes utilizados por Campagnolo et al. ^[3].

La Figura 5.5 muestra los diversos tipos de anclajes, presentándose los detalles geométricos de cada una de las técnicas. Las vigas tienen las mismas características del prototipo patrón de la Fig. A, de dicha Figura.

En la siguiente tabla, se hace una comparación de los valores teóricos y experimentales para la carga de rotura de las cinco vigas. La carga de rotura de las vigas con mejoras de anclaje en su refuerzo fue calculada considerando que existe un anclaje perfecto entre refuerzo y viga.

Tabla 5.2.

VIGAS	CARGA TEORICA (KN)	CARGA REAL (KN)	VARIACIÓN PORCENTUAL	Mejora en la resistencia
Sin refuerzo	30.2	33.0	-8.5%	---
Con chapa convenc.	50.1	46.0	8.9%	39.4%
Con pernos	53.3	55.6	-4.1%	69.7%
Con chapa envolvente	53.3	57.0	-6.5%	72.7%
Con chapa Lateral	53.3	56.0	-4.8%	69.7%

5.2.3 CONCLUSIONES

Se puede concluir que:

- No todos los métodos de mejora de anclaje dan los mismos resultados. Esto se hace más notorio en el caso de que el refuerzo sea de material compuesto.

- La utilización de pernos en los extremos, produce una concentración adicional de tensiones, que conduce a que no se garantice el anclaje adecuado. Además, no es sencilla la colocación en obra de estos pernos. Por otra parte, este mecanismo no proporcionó una compresión uniforme sobre el refuerzo de CFRP, haciendo que la rotura de la manta se diese solo por la rotura de algunas fibras.

- De los ensayos analizados, la técnica que mejores resultados brinda, es la de colocar cantoneras en forma de U en las cercanías de los extremos del refuerzo.

5.3 PROPUESTAS TEORICAS

Se trata en este apartado la mejora del anclaje por medio de cantoneras en los extremos del refuerzo.

El dimensionado de este tipo de este tipo de anclaje, debe contemplar no solo el largo, sino también la altura lateral del mismo.

5.3.1 IMPORTANCIA Y CÁLCULO DE LA ALTURA DE LAS CANTONERAS

El refuerzo trata de arrancarse de la viga según el plano de falla más débil. Este plano de falla, puede asociarse a la menor longitud de la fisura necesaria, en la sección transversal de la viga reforzada, para que se produzca el desprendimiento del refuerzo.

Por lo tanto se analizará esta longitud de fisura y se la tomará como una herramienta para entender lo que se busca obtener con este tipo de mejora de anclaje con cantoneras.

En las vigas convencionalmente reforzadas, la fisura necesaria para que se produzca el desgarro es como la que se muestra en la Figura 5.6:

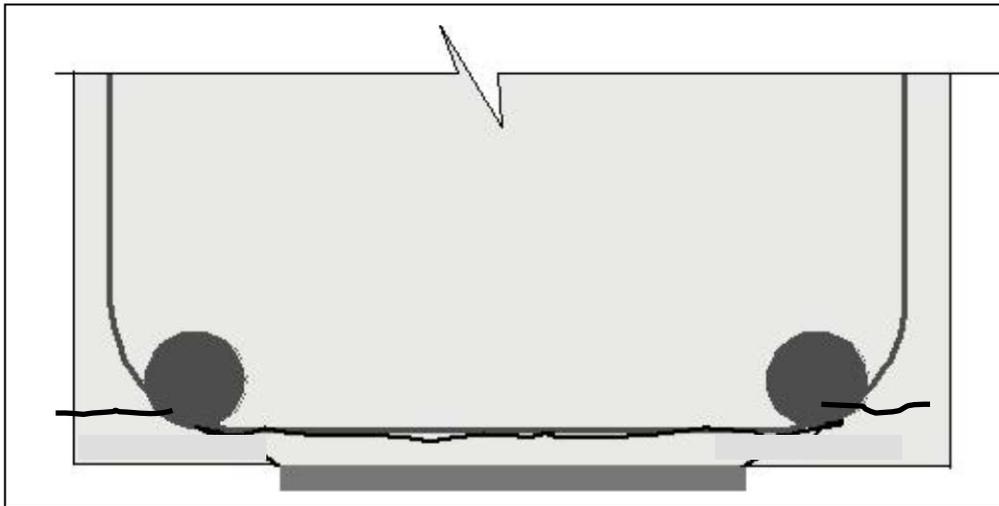


Figura 5.6. Fisura para vigas comúnmente reforzadas

Al incorporar las cantoneras, el potencial plano de fisura necesario para el desgarro va variando según sea la altura de las mismas como se muestra en la Figura 5.7:

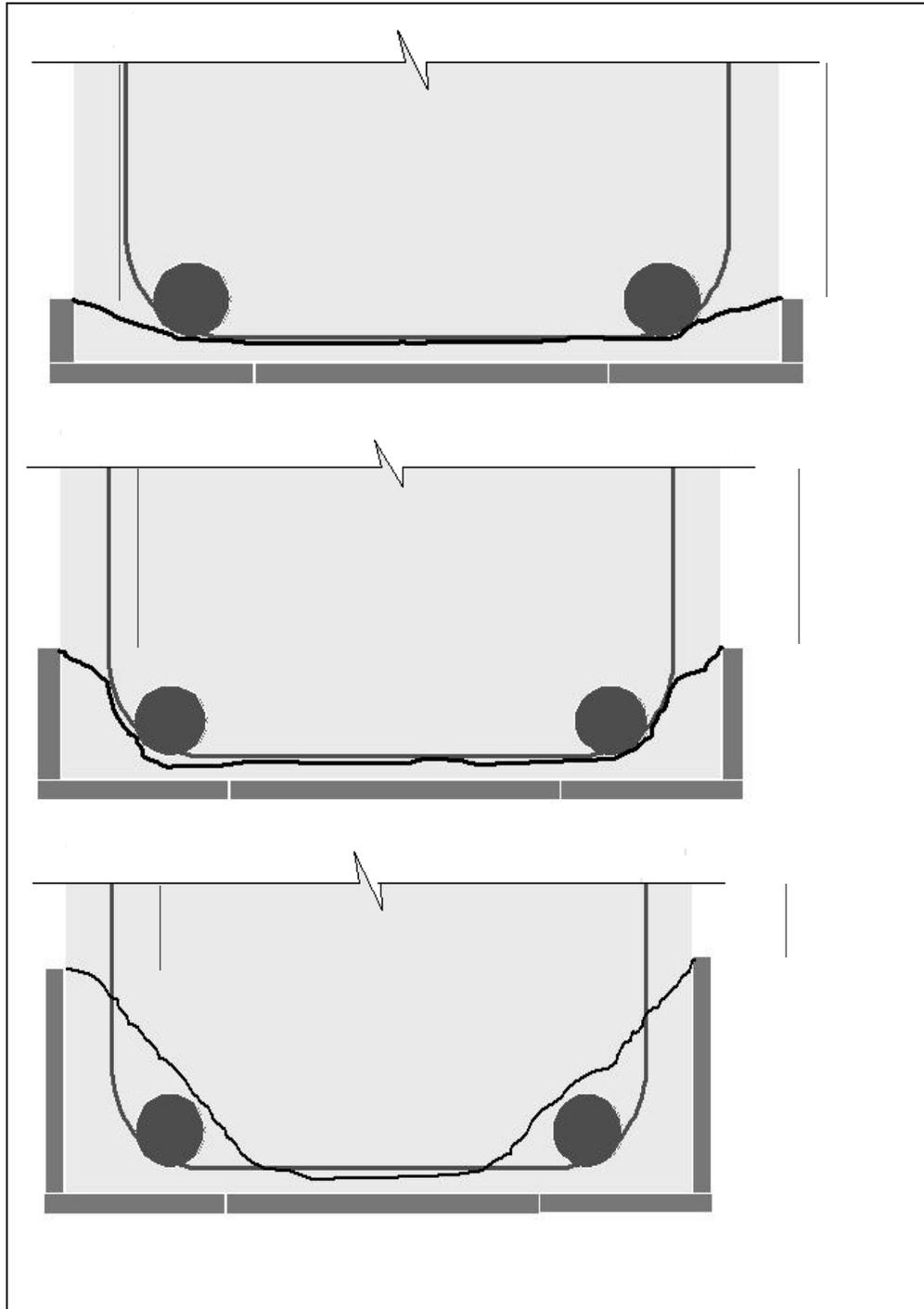


Figura5.7. Fisuras para distintas alturas de cantoneras

Al superar las cantoneras cierta altura, el plano potencial de fisura incluirá a la armadura principal y a los estribos, como se ve en la Figura 5.7. Como no es posible que ocurra la falla a través de este plano potencial, ya que esto implicaría el arrancamiento de la armadura junto con los estribos de la viga, la fisura buscará otra forma de propagarse, que será recorriendo la misma dirección de las cantoneras, como se muestra en la Figura 5.8.

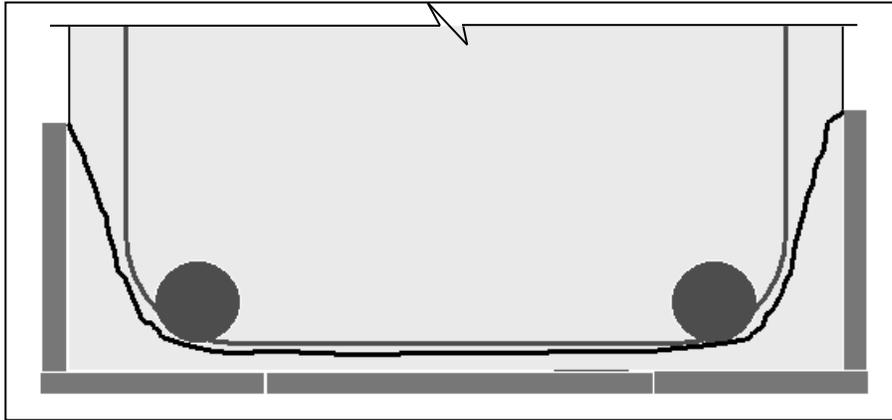


Figura 5.8. Fisuras para alturas de cantoneras suficientes

De esta manera, se puede ver que la altura es muy importante, ya que en este último caso, el anclaje gana un efecto extra. Este consiste en la colaboración de la armadura principal y los estribos como elementos que “cosen” el plano de fisuras, llevando a que el mismo incremente considerablemente su longitud y, por lo tanto, a que la carga necesaria para que se produzca el desgarro sea mayor.

La altura de las cantoneras surge del análisis de la distribución de las tensiones existentes en la cantonera hacia el interior de la viga.

Como simplificación se toma un ángulo de 45° como ángulo de distribución de tensiones hacia el interior de la viga. De esta manera, un esquema de cómo obtener la altura necesaria de la cantonera se muestra en la Figura 5.9.

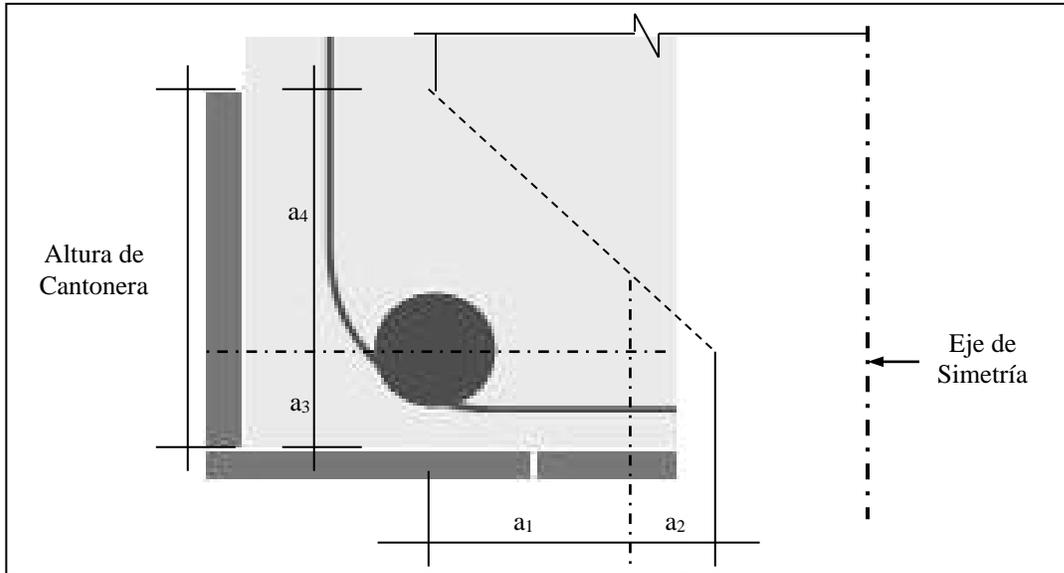


Figura 5.9. Consideraciones para calcular altura de cantonera.

Donde:

a_1 = distancia desde el borde de la viga, al eje de la armadura principal;

a_2 = diámetro de la barra de mayor diámetro que forma la armadura principal;

a_3 = distancia desde el borde inferior de la viga al eje de la armadura principal;

$$a_4 = a_1 + a_2$$

Así, la altura mínima que debe tener la cantonera será:

$$h_{nec} = a_3 + a_4 \tag{5.1}$$

5.3.2 CÁLCULO DE LA LONGITUD DE LAS CANTONERAS

Para dimensionar la longitud de las cantoneras, se puede utilizar como una primera aproximación el método analítico desarrollado en el punto 4.2.2, en el cual la carga última está relacionada con la longitud de transferencia de los esfuerzos del refuerzo a la viga.

Si bien este método ha sido desarrollado para planchuelas planas pegadas en la cara traccionada de la viga, y no para cantoneras, se lo puede utilizar como una primera aproximación para calcular la longitud que deben tener las mismas.

En esta metodología se utiliza la ecuación 4.1 para estimar la longitud de cálculo de la cantonera.

Como ancho del refuerzo se considera toda la longitud de la cantonera $b_1+b_2+b_3$, como se muestra en la Figura 5.10:

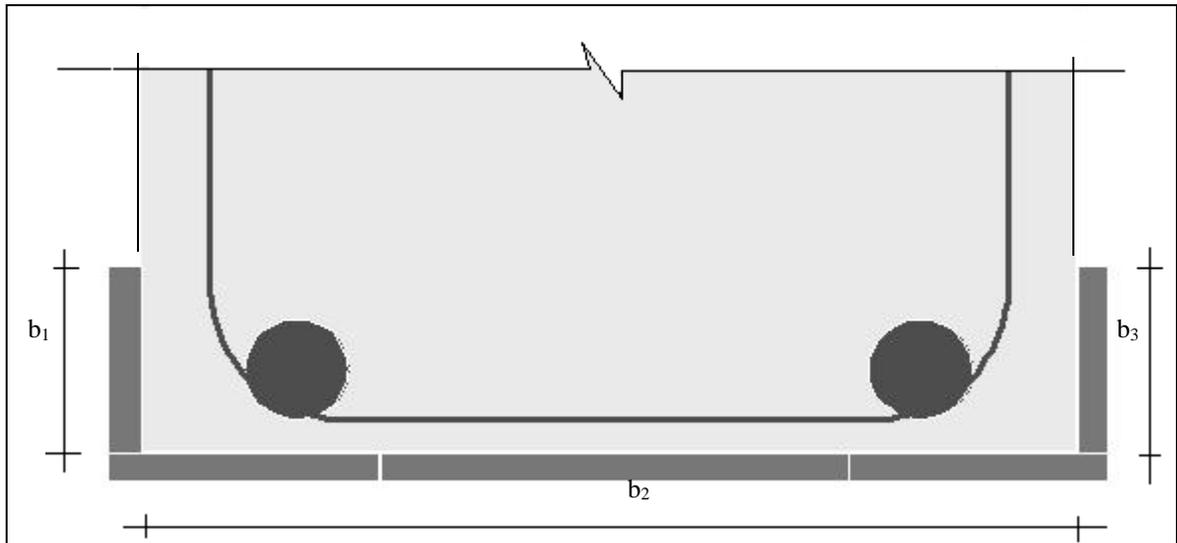


Figura 5.10. Cómo considerar el ancho

Luego el cálculo continúa de la misma manera que para las vigas sin cantoneras. Hay que tener en cuenta, que esta teoría considera que toda la planchuela está sometida a un estado tensional homogéneo, en cambio en las cantoneras esto no ocurre ya que existe una longitud de transferencia de tensiones desde el encuentro de la planchuela del tramo con la cantonera.

Para obtener la longitud real de dichas cantoneras, a la longitud de cálculo “ l_b ”, obtenida anteriormente, debe sumarse otra longitud “ l_{adic} ”, correspondiente a la necesaria para que las tensiones provenientes del refuerzo de la sección central, se distribuyan en forma homogénea por toda la sección del refuerzo en “U” del extremo.

Para el dimensionado se puede asumir en una primera instancia, que las tensiones se distribuyen a 45° a partir de la unión entre refuerzo y cantonera, y a través del ancho de la misma. De este modo, se puede adoptar una longitud adicional igual al perímetro exterior de la cantonera a utilizar, como muestra la Figura 5.11.

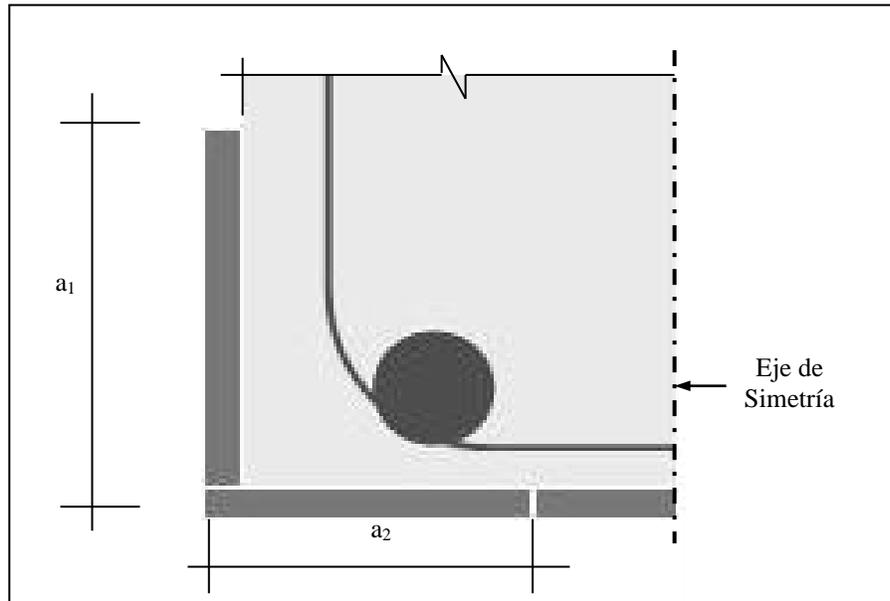


Figura 5.11. Cálculo de longitud adicional de cantonera

La longitud adicional será:

$$l_{adic} = a_1 + a_2 \quad (5.2)$$

Por lo tanto la longitud total de cálculo de la cantonera debe ser:

$$l_{total} = l_c + l_{adic} \quad (5.3)$$

Finalmente, la longitud real de la cantonera deberá ser mayor que la longitud total de cálculo “ l_{total} ”.

Un análisis más profundo de la distribución de tensiones en los elementos de anclaje, fue realizado posteriormente a los ensayos, utilizando el programa de elementos

finitos Abaqus. Este análisis y las recomendaciones en cuanto al cálculo de la longitud de esta zona de transición de tensiones se muestran en el Capítulo 8 de esta Tesis.

CAPÍTULO 6

MODELO EXPERIMENTAL

6.1 INTRODUCCION

El análisis experimental de esta tesis se basa en el ensayo de una serie de tres vigas de hormigón armado convencional, elaboradas en el Instituto de Estructuras.

Las tres vigas, tienen las mismas dimensiones, están elaboradas con el mismo hormigón y sus armaduras son idénticas.

La viga denominada V1P, es la viga patrón o de referencia con la cual se comparan las demás vigas.

La viga denominada V2RN fue reforzada con una planchuela metálica, con la metodología de refuerzo normal o clásica para este tipo de vigas, que consiste en el pegado de la planchuela mediante el uso de un pegamento epoxi, sin ningún tipo de anclaje de dicho refuerzo.

Por último, la viga denominada V3RMAE fue reforzada con una planchuela de idénticas dimensiones a la V2RN, pero se usó en este caso un sistema de anclaje especial para el refuerzo.

Para dicho anclaje, se planteó el uso de dos perfiles metálicos “L” a cada lado de la viga, los cuales fueron soldados a las planchuelas longitudinales de refuerzo en las zonas cercanas a los apoyos. A su vez, estas planchuelas se vincularon a la estructura mediante la misma resina epoxi utilizada para el refuerzo inferior.

En cada caso se evaluaron los aumentos de las capacidades mecánicas de flexión, rigidez, y resistencia última y se compararon entre sí.

Se compararon también los comportamientos hasta la rotura de la viga sin y con el sistema de anclaje en los extremos, y la eficiencia del mismo, con el objeto de lograr conclusiones que sirvieran como recomendaciones sobre su uso en la práctica.

A continuación, se resumen las características de los modelos ensayados, centrandose principalmente la atención en las pautas tenidas en cuenta su diseño, los materiales elegidos para su realización y la construcción de los mismos.

6.2 DISEÑO DE LOS MODELOS

6.2.1 DIMENSIONES

En el diseño general de los modelos se contemplaron las siguientes premisas:

Minimizar los efectos de escala detectados en trabajos llevados a cabo en otros centros de investigación;

Facilitar, en lo posible, las tareas de ejecución;

Compatibilizar las dimensiones de los elementos a ensayar con las dimensiones del Laboratorio y de los equipos disponibles

Aprovechar al máximo herramientas, maquinas, encofrados y materiales ya existentes.

6.2.2 HORMIGÓN

El objetivo inicial respecto al hormigón a utilizar, fue lograr un hormigón plástico con una resistencia similar a un H-17 o inferior, de manera de simular los hormigones de obra comúnmente usados en el medio.

Por otro lado no era conveniente el uso de hormigones de alta resistencia ya que se quería facilitar el proceso de falla por peel-off.

6.2.3 ARMADURA

La elección de la armadura principal se realizó de manera de tener una sección inicialmente sub-armada. En cuanto a los estribos a utilizar, la consigna fue asegurar una rotura flexional de las vigas.

6.3 MATERIALES

6.3.1 HORMIGÓN

6.3.1.1 DOSIFICACIÓN

La dosificación del hormigón se hizo en el Laboratorio de Ensayo de Materiales de la UNT de acuerdo a los objetivos establecidos en el punto 6.2.2.

Dosificación para pastón de 100 litros

Cemento : 27.8 Kg.

Agua : 19.4 Kg.

Relación A/C : 0.70

Árido Grueso (Tamaño máx. 10mm): 68.9 Kg.

Árido Fino (Módulo de fineza 3.25) : 118.5 Kg.

6.3.1.2 PROPIEDADES MECÁNICAS:

6.3.1.2.1 Confección de Probetas

Para poder medir las propiedades mecánicas del hormigón utilizado en las vigas, se realizaron ocho probetas cilíndricas, usando los dos pastones usados para hormigonar las tres vigas. Estas probetas son de veinte centímetros de altura y diez centímetros de diámetro.

Cuatro de estas probetas se ensayaron a los 7 días y las otras cuatro a los veintiocho días.

El curado de dichas probetas fue idéntico al curado de las vigas.

6.3.1.2.2 Ensayos a 7 días

Los ensayos realizados a 7 días se realizaron en el Laboratorio de Materiales de la UNT. A continuación se muestran los resultados de estos ensayos:

Tabla 6.1.

Denominación de Probeta	Carga Última [kg]	Tensión Última [kg/cm ²]
Probeta N° 1	5910	75.2
Probeta N° 2	6970	88.7
Probeta N° 3	6810	86.7
Probeta N° 4	6630	84.4
PROMEDIO	6580	83.8

Dado que con la prensa utilizada únicamente se pueden registrar los valores de carga última, los datos mostrados por la tabla precedente son los únicos disponibles en cuanto a estos ensayos.

6.3.1.2.3 Ensayos a 28 días

Estos ensayos se realizaron con un sistema de carga hidráulico Instron 4000, que permitió tener más control sobre el ensayo y obtener mayor cantidad de datos.

En la siguiente tabla se muestran los resultados de cargas últimas y tensiones últimas de estas probetas:

Tabla 6.2.

Denominación de Probeta	Carga Última [kg]	Tensión Última [kg/cm ²]
Probeta N° 5	7334	93.37
Probeta N° 6	6952	88.51
Probeta N° 7	8455	107.65
Probeta N° 8	10428	132.77
PROMEDIO	8292	105.56

En el Figura 6.1 se muestra el desarrollo de los ensayos a 28 días:

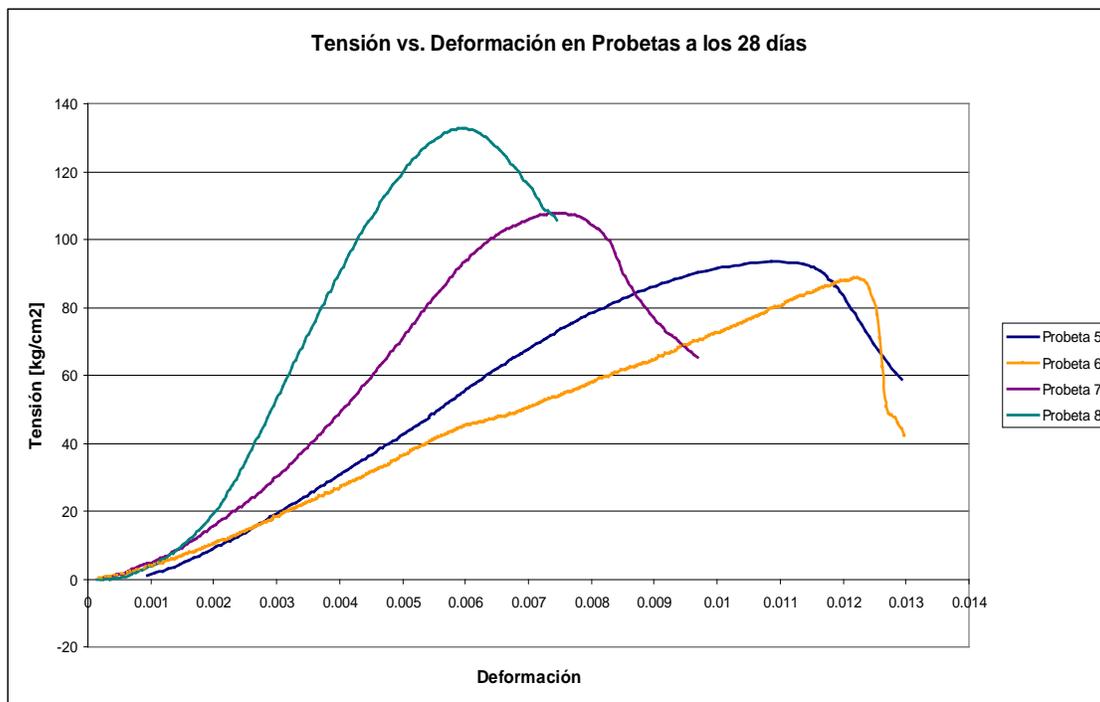


Figura 6.1. Comportamiento del hormigón utilizado en los ensayos, a 28 días.

6.3.2 ARMADURA

Para la realización de las tres vigas se utilizaron barras de acero ADN-420 de 6 y 10 mm de diámetro. Se realizaron ensayos de tracción de las barras a utilizar. Los resultados, se muestran en las Figuras 6.2, 6.3 y en la Tabla 6.3:

Laboratorio de Ensayo de Materiales Ensayo de Tracción

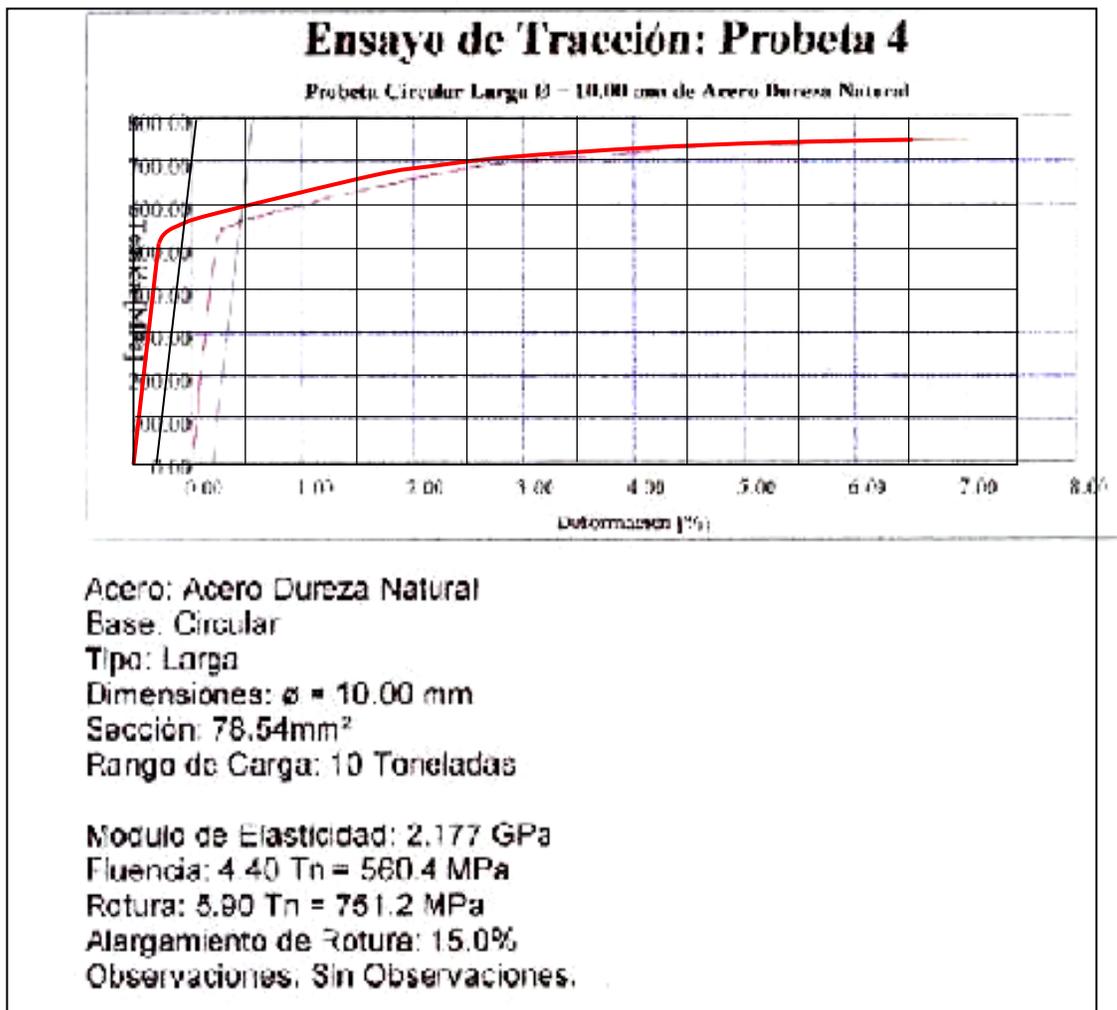


Figura 6.2. Ensayos de barras de 10 mm de diámetro

Laboratorio de Ensayo de Materiales

Ensayo de Tracción

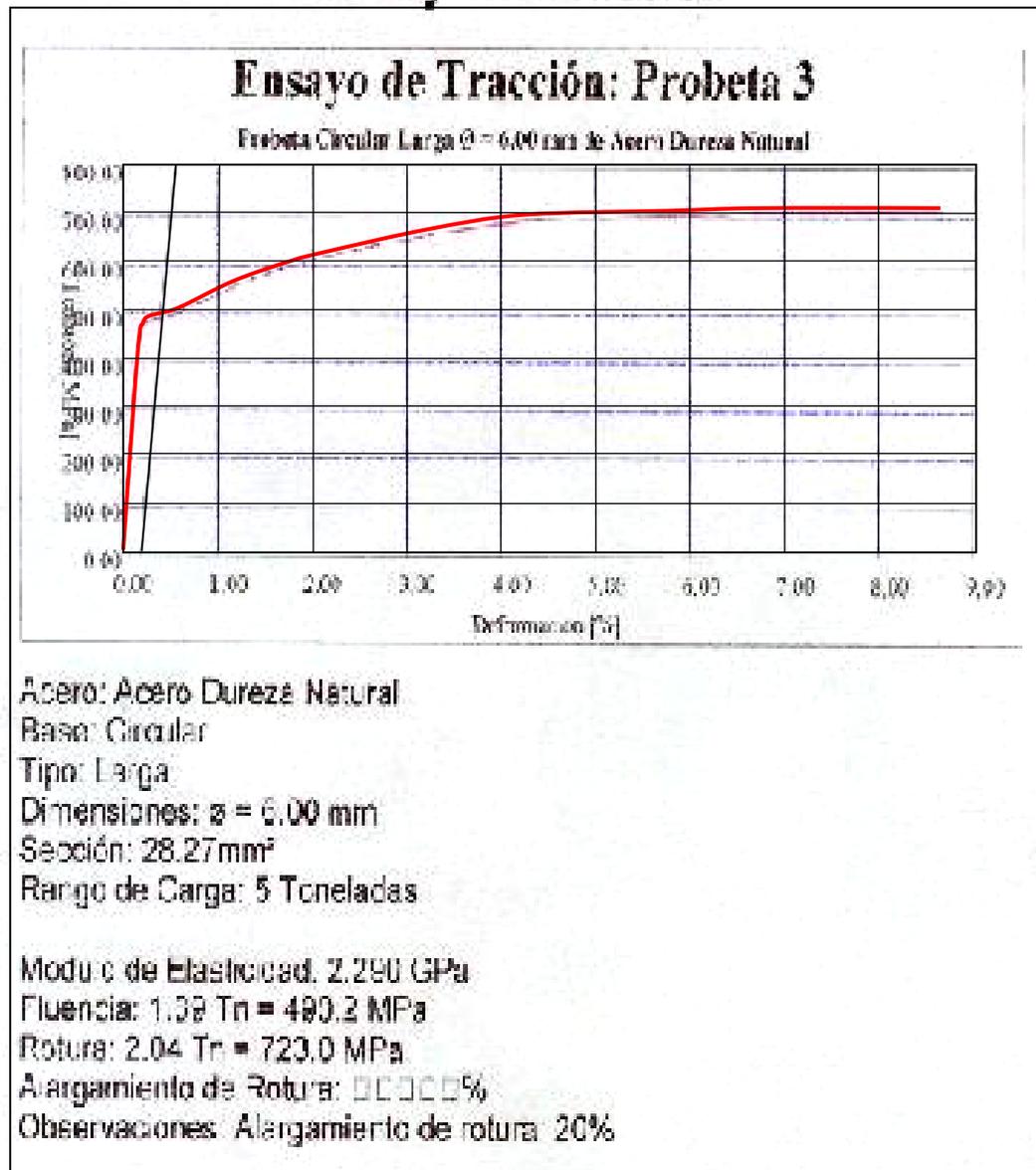


Figura 6.3. Ensayos de barras de 6 mm de diámetro

Tabla 6.3.

	Barra \varnothing 6 mm	Barra \varnothing 10 mm
Tensión de Fluencia [kg/cm ²]	4.804	5.492
Módulo de Elasticidad [kg/cm ²]	2.244.200	2.133.460
Tensión de Rotura [kg/cm ²]	7.085	7362

A continuación la Figura 6.4 muestra el estado de las barras luego del ensayo:

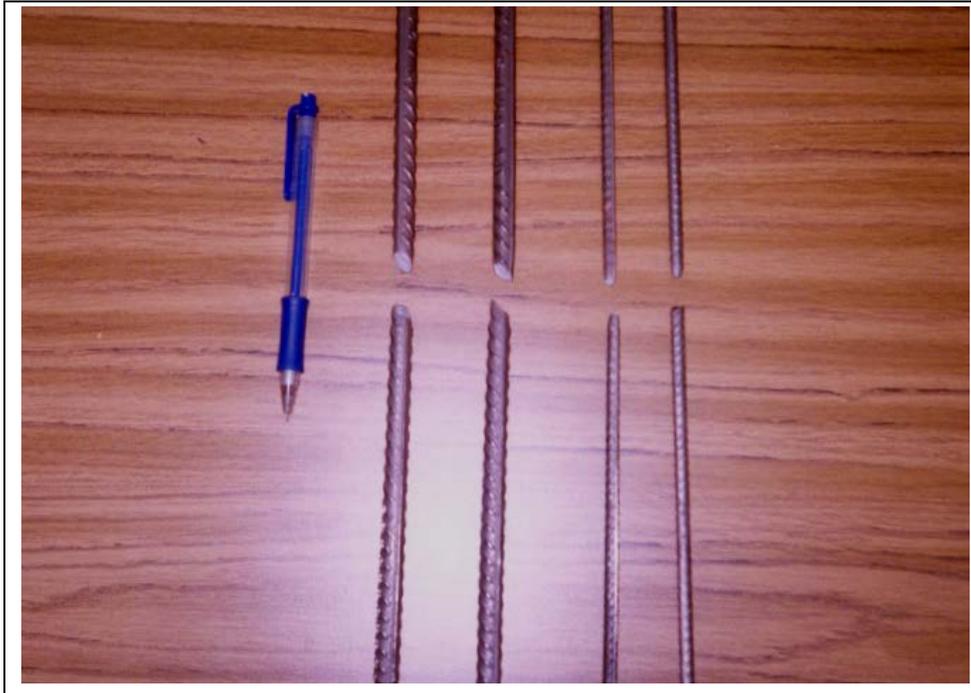


Figura 6.4. Armaduras ensayadas

La disposición de la armadura en la sección transversal puede verse en la Figura 6.5.

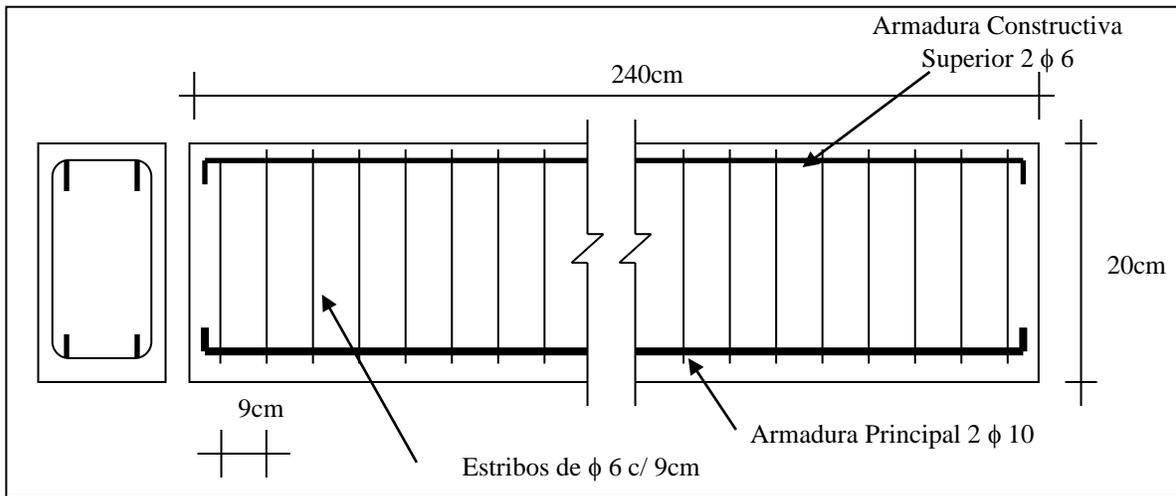


Figura 6.5. Disposición de la armadura en las vigas ensayadas.

La Figura 6.6 ilustra la disposición de la armadura.



Figura 6.6. Armaduras

6.3.2.1 ARMADURA LONGITUDINAL PRINCIPAL

Para la armadura longitudinal en tracción se dispusieron dos hierros de 10 mm de diámetro en todos los casos. Con sus ejes ubicados a 1.9 cm. del borde inferior de la viga y a la misma distancia de las caras laterales

6.3.2.2 ARMADURA LONGITUDINAL SUPERIOR O DE PERCHAS

En el caso de la armadura de perchas se recurrió a dos barras de acero de 6 mm de diámetro, cuyos ejes se encuentran a 1 cm. del borde superior de la viga y a 1.8 cm. de las caras laterales.

6.3.2.3 ARMADURA DE ESTRIBOS

La armadura de estribos adoptada fue de 1 estribo de 6mm de diámetro cada 9 cm.

6.3.3 REFUERZO METÁLICO

En lo que respecta a la elección de las dimensiones del refuerzo metálico, la premisa fue usar una sección de refuerzo de una capacidad más o menos similar a la armadura principal de la viga de manera de duplicar la misma en tracción luego del refuerzo. Por otro lado, se quería usar una sección de planchuela en disponibilidad en el mercado local.

Se realizaron ensayos a tracción de las planchuelas metálicas usadas como refuerzo. Los resultados de estos ensayos se muestran en la Tabla 6.4.

Tabla 6.4

Denominación de Probeta	Tensión de Fluencia [kg/cm ²]	Deformación de Fluencia [%o]	Tensión de Rotura [kg/cm ²]
Probeta N° 1	3091	1.47	4242
Probeta N° 2	2909	1.39	4545
PROMEDIO	3000	1.43	4394

6.3.4 CANTONERAS

6.3.4.1 ALTURA DE LAS CANTONERAS

Según el análisis realizado en la Sección 5.2.1 de esta Tesis, se dimensionó la altura que debía tener la cantonera.

En el caso particular de la Viga V3, las dimensiones son:

$$a_1 = 16 \text{ mm}$$

$$a_2 = 10 \text{ mm}$$

$$a_3 = 19 \text{ mm}$$

$$a_4 = 16+10 = 26 \text{ mm}$$

$$h_{\text{adopt}} = 19+26 = 45 \text{ mm}$$

Se adoptó un perfil metálico “L” de 2”x2”x1/8”. En donde “h” será el lado del perfil, menos el espesor del ala del mismo, menos el espesor de la capa de pegamento epoxi, esto es:

$$\text{Lado del perfil} = 2'' = 50.8 \text{ mm}$$

$$\text{Espesor del ala del perfil} = 1/8'' = 3.2 \text{ mm}$$

$$\text{Espesor de la capa de pegamento epoxi} = 2 \text{ mm}$$

$$h_{\text{adopt.}} = 50.8 - 3.2 - 2 = 45.6 \text{ mm} \geq h_{\text{nec}} = 45 \text{ mm}$$

6.3.4.2 LONGITUD DE LAS CANTONERAS

Para dimensionar la longitud de las cantoneras, se utilizó el método analítico desarrollado en el punto 4.2.2, en conjunto con lo expuesto en el punto 5.2.2 de esta Tesis.

Con las características de la viga V3 y de los perfiles ángulo que se iban a usar, se estimó la longitud de la cantonera necesaria con esta teoría, la cual resultó:

$$l_b = 26.1 \text{ cm}$$

Para el dimensionado se supuso que las tensiones se distribuyen a 45° a partir de la unión entre refuerzo y cantonera, y a través del ancho de la misma.

De esta manera, la longitud adicional para esta viga fue de:

$$l_{adic} = a_1 + a_2 = 5.08 + 2.78 = 7.86cm$$

Por lo tanto la longitud total de calculo de la cantonera debe ser:

$$l_{total} = l_c + l_{adic} = 26.1 + 7.86 = 33.96cm$$

Finalmente, se adoptó una longitud de 40 cm para las cantoneras.

6.3.3 ADHESIVO EPOXI

El adhesivo usado en esta serie experimental para el pegado de las planchuelas metálicas fue un epoxi tixotrópico, libre de solventes.

Específicamente se utilizó el producto comercial SIKADUR 31, que es un adhesivo de dos componentes basado en resinas epoxídicas modificadas, que endurecen rápidamente.

Cabe aclarar que para el uso profesional, se recomienda el uso del producto SIKADUR 32, ya que tiene mejores propiedades frente a la temperatura. Debido a que en estos ensayos experimentales, la temperatura estaba relativamente controlada, y a la falta de disponibilidad inmediata del producto anterior, se recurrió al producto SIKADUR 31 que tiene idénticas propiedades mecánicas que el SIKADUR 32 para temperatura ambiente.

El material endurecido posee las siguientes propiedades, según el fabricante:

Elevadas resistencias mecánicas a corta edad: en 48 hs. 80% de las resistencias finales a 20°C.

- Excelente adherencia aún sobre superficies húmedas.
- Alta resistencia a la abrasión e impacto.
- Perfecta resistencia química contra el agua, aceite, combustibles, soluciones salinas, ácidos y álcalis diluidos, aguas residuales.

- No tiene contracción, ni efecto corrosivo sobre los materiales adheridos.
- Peso específico: 1.7 Kg / lt
- Alta tixotropía.
- Resistencia a la compresión a 7 días y 23°C: 740 kgf / cm².
- Adherencia (ASTM-C882, 22°C), 2 días curado seco: 340 kgf / cm².
- Módulo de elasticidad: 43.000 kgf / cm².

Para evaluar cualitativamente la resistencia de este adhesivo, previo a la colocación de los refuerzos, se realizó el pegado de planchuelas metálicas a cubos de hormigón. Lográndose los resultados de despegado que se observan en las Figuras 6.7 y 6.8:



Figuras 6.7. Ensayos de resistencia de pegamento epoxi.

Ambas Figuras muestran que al arrancarse las planchuelas, el desprendimiento se da a través del hormigón, arrancándose también parte de éste. Como se observa en las Figuras 6.7 y 6.8, un resto de caño estructural también fue pegado al bloque de hormigón, pero no pudo ser despegado del mismo.



Figura 6.8. Ensayos de resistencia de pegamento epoxi.

6.3.4 MORTERO DE REPARACIÓN

En este caso se hizo uso de un mortero tixotrópico basado en resinas epoxídicas.

El producto comercial usado, fue el SIKADUR 41 MORTERO, que es un material de tres componentes, de endurecimiento rápido, basado en resinas epoxídicas modificadas; endurecedor y carga reforzante.

El material endurecido, tiene las siguientes propiedades según en fabricante:

- Elevadas resistencias mecánicas.
- Alta adherencia, incluso (previa imprimación) sobre superficies húmedas.
- Excelente resistencia a la abrasión y a los choques.
- Perfecta resistencia química al agua, al aceite, a la nafta, a las soluciones salinas, los álcalis y ácidos diluidos, así como también a las aguas residuales de las instalaciones de purificación.
- No tiene contracción ni efecto corrosivo sobre los materiales a reparar.

Este mortero tiene como base al SIKADUR 31 cuyas propiedades mecánicas fueron descriptas anteriormente. A este producto se le incorpora arena de sílice a manera de agregado fino.

6.4 CONSTRUCCION DE LOS MODELOS

6.4.1 ENCOFRADOS

Para la construcción de los modelos se utilizaron tres encofrados metálicos, de dimensiones generales, largo: 220 cm; alto: 20 cm y ancho: 10 cm.

Los mismos son de chapa plegada de 1.2 mm de espesor. En la figura siguiente se presenta un esquema de los mismos

En la Figura 5 se puede ver uno de estos encofrados.



Figura 6.9. Encofrados

6.4.2 ARMADURAS

Las armaduras fueron confeccionadas en el Instituto de Estructuras. El doblado de las mismas se realizó mediante el uso de plantillas de doblado elaboradas a tal fin.

Las Figuras 6.10, 6.11 y 6.12 muestran algunas de las tareas realizadas para confeccionarlas.



Figura 6.10. Cortado de hierros para armadura



Figura 6.11. Doblado de hierros de estribos en plantilla



Figura 6.12. Armado de las armaduras

6.4.3 HORMIGÓN

El hormigón se elaboró in situ, dosificándose en peso los agregados, el agua y el ligante.

Se realizaron dos pastones para hormigonar las tres vigas, por una cuestión operativa, ya que la mezcladora permitía realizar el hormigón en un solo pastón.

Dicha mezcladora se colocó a unos metros de los moldes, luego el hormigón se vertió primero en una batea, de donde, mediante el uso de palas se lo colocó en baldes, para facilitar el colocado final del hormigón en los encofrados.

El hormigonado propiamente dicho de las vigas se realizó en tres capas horizontales y se utilizaron vibradores de aguja para facilitar la colocación y compactación del hormigón.

Con cada pastón se moldearon cuatro probetas cilíndricas.

Para el curado, las vigas y las probetas se cubrieron con un plástico y se mantuvieron húmedas regándolas periódicamente. Este curado se realizó durante 14 días.

En la Figura 6.13 se muestra la primera etapa del curado de las vigas y las probetas.



Figura 6.13. Curado de vigas y probetas

6.4.4 PEGADO DE PLANCHUELAS

Para realizar el pegado de las planchuelas metálicas se invirtió la viga, quedando la superficie a reforzar en el lado superior, luego se siguieron las recomendaciones del fabricante del pegamento. Estos pasos se describen a continuación.

a) Preparación de la superficie: La buena preparación preliminar de las superficies a unir es una condición indispensable para el éxito de la adhesión. En todos los casos la superficie debe estar exenta de grasitudes, pintura, óxido y polvo. Puede estar húmeda e, incluso, algo mojada.

En el caso del hormigón, se quitó la película superficial de cemento mediante el uso de una piedra de amolar, formando una superficie de hormigón lavado. Luego, se procedió a retirar el polvillo de la superficie mediante el uso de un compresor de aire.

En el caso del acero se eliminó absolutamente las capas de pinturas y óxido, mediante esmerilado. Luego para sacar cualquier vestigio de grasitud se aplicó solvente a la superficie.

b) Mezcla: Se siguen las indicaciones del fabricante.

c) Colocación: La colocación del adhesivo se puede hacer con espátula, llana, cuchara, peine de distribución o con guantes. El sistema más efectivo debe determinarse en cada caso. En este caso se realizó mediante espátula.

d) Fijado del refuerzo: Una vez colocado el pegamento en las dos superficies a pegar y habiendo hecho contacto entre las mismas, se mantuvo la presión sobre el refuerzo, con la ayuda de pesos colocados sobre el mismo y también con el uso de prensas de mano.

e) Limpieza de las herramientas: Se limpiaron las herramientas con solvente inmediatamente luego de usadas, ya que el adhesivo endurecido sólo se puede quitar por medios mecánicos.

f) Condiciones de temperaturas: Se debe tener cuidado con las condiciones climáticas externas. Se recomienda trabajar el SIKADUR 31 entre +5°C y +30°C. Para acondicionar el producto a esas temperaturas bastará con tenerlo almacenado en ambientes adecuados. De ser necesario, se podrá enfriar o entibiar sus componentes (no a fuego directo).

g) Habilidad: A las sollicitaciones mecánicas: 48 a 72 hs. de aplicado.

6.4.5 PEGADO DE EXTENSÓMETROS ELÉCTRICOS

Para el pegado de los Extensómetros eléctricos se siguió el siguiente procedimiento.

Extensómetros pegados sobre acero: en este caso, se siguieron los siguientes pasos:

- Limpieza de la superficie de la planchuela: Para esto se pulió la misma mediante el uso de telas de esmeril de distinta fineza, hasta dejar una superficie “espejo”. Luego se quitó cualquier grasitud existente con el uso de solvente.

- Presentación del extensómetro en la planchuela: Una vez limpia la superficie, se presentó el extensómetro en la posición en que se lo quiere pegar. Se cubrió el extensómetro con una cinta adhesiva, de manera que el mismo queda pegado a dicha cinta. Con el objetivo de que los filamentos de conexión del extensómetro no quedasen pegados a

la planchuela, se ubicó una cinta adhesiva transversal a la dirección del extensómetro, justo debajo de estos filamentos.

- Pegado del extensómetro: Recién ahora se procedió al pegado propiamente dicho. Para esto se levantó a cinta que cubría el extensómetro, con lo cual, el mismo también se levantó de la superficie. Se colocó, en la superficie debajo del mismo, una capa de pegamento anaeróbico, y se bajó la cinta con el extensómetro. Luego se mantuvo la presión sobre la cinta con el cuidado de no dejar burbujas de aire entre el extensómetro y la planchuela.

- Conexión de Extensómetros: El último paso consistió en conectar los extensómetros a los cables, para luego conectar a estos al equipo de adquisición de datos. Para esto, se recurrió a la ayuda de un par de plaquetas de cobre que se pegaron a la planchuela, aproximadamente a un centímetro del borde del extensómetro, del lado de los filamentos. A dichas plaquetas se soldaron los extremos de los filamentos y los extremos de los cables de conexión. Como medida de seguridad, se suelen pegar los cables al refuerzo, a algunos centímetros de las plaquetas, con el fin de que en caso de que se produzca un tirón involuntario, no se arranquen las plaquetas del refuerzo.

El estado final de los extensómetros se muestra en la Figura 6.14.

Extensómetros pegados sobre hormigón: si bien el procedimiento es similar al anterior, existen diferencias sobre todo en la limpieza y preparación de la superficie. En este caso, el procedimiento es el siguiente:

- Limpieza de la superficie de hormigón: En este caso, se procedió a un lijado fino de la superficie, para obtener una superficie plana y desprender las partículas débiles. Luego con un soplete se saca todo el polvillo y por último, con un solvente se terminó de limpiar la superficie.



Figura 6.14. Estado final de extensómetros en acero.

- Preparación de la superficie: Como la superficie no queda completamente lisa después de etapa de limpieza, sobre la misma se colocó una capa muy delgada de un pegamento plástico de secado no instantáneo y se alisó esta superficie con una espátula durante el tiempo en que este pegamento se encontraba fresco. De esta manera se logró una superficie suficientemente apta para el pegado posterior del extensómetro. Cabe notar que el espesor de esta capa debe ser muy delgado, ya que la intención no es medir la deformación de este material sino la deformación del hormigón.

El procedimiento a partir de aquí, es idéntico al descrito para el caso de que el pegado se realice sobre el acero.

El estado final de los extensómetros pegados sobre hormigón se muestra en la Figura 6.15.



Figura 6.15. Estado final de extensómetros en hormigón

6.4.6 PEGADO DE DISCOS PARA EXTENSÓMETROS DEMEC

A los efectos de medir con DEMEC se recurre al uso de discos metálicos con una pequeño orificio en el centro que se adhieren a la superficie de la viga. La metodología de colocación de estos discos se relata a continuación.

El primer paso consiste en marcar sobre la superficie de hormigón el lugar aproximado donde se colocaran los discos. Una vez marcada con lápiz dicha superficie, se recurre al uso de la barra “patrón” del extensómetro DEMEC que se empleará para las lecturas. Este “patrón” tiene dos puntas, las cuales se usan a modo de plantilla para marcar la superficie.

Una vez marcada, el segundo paso consiste en preparar la superficie en donde se pegarán los discos. En el caso del hormigón, esta preparación consiste primero, en un lijado fino de la superficie, para obtener una superficie plana y desprender las partículas débiles. Luego con un soplete se saca todo el polvillo y luego con un solvente se termina la limpieza.

Por otro lado, también es necesario limpiar la superficie que se va a pegar de los discos y el orificio de la misma. Para lo primero también se usa una lija muy fina, y para el orificio se utiliza una mecha de 1mm de diámetro.



Figura 6.16. Pegado de discos metálicas.

Una vez terminada la limpieza, se procede a remarcar con lápiz, el lugar donde irán los discos.

Por último se procede al pegado, para lo cual se vuelve a recurrir la ayuda del “patrón” del DEMEC.

El primer disco se presenta en el lugar donde irá pegado, se la presiona con el patrón, y con un pegamento anaeróbico se pega en sus bordes, manteniendo la presión sobre el “patrón” por unos 20 segundos.

Para el segundo disco, una de las puntas del “patrón” se coloca en el orificio del disco recién pegado, y la segunda punta se coloca en el orificio del disco a pegar, luego se realiza el pegado según la forma explicada.

Este procedimiento se repite para todas los discos.

6.4.7 REPARACIÓN CON SIKADUR 41 MORTERO

Para la misma se siguieron los siguientes pasos:

- Limpieza: Se retiró todo el hormigón plastificado con la ayuda de golpes suaves con una punta de acero y se limpió con la ayuda de un soplete.

- Preparación de la superficie: Se verticalizaron los laterales de esta sección, también con el uso de la misma punta de acero y un martillo, con el fin de que exista una transmisión de esfuerzos normales y no por corte entre hormigón y mortero epoxídico.

- Encofrado: Se realizó un pequeño encofrado de madera, sujeto con prensas de mano a la viga.

- Preparado del mortero: Se siguen las indicaciones del fabricante.

- Llenado: Se procedió al vertido del mortero SIKADUR 41 MORTERO, dentro del encofrado preparado. Esto se realizó con la ayuda de espátulas. Una vez llenado se procedió al alisado de la superficie, lo cual se pudo realizar con guías de madera o metálicas.

- Curado: Se dejó curando este refuerzo por un tiempo de 72 hs.

En la Figura 6.17 se muestra la reparación terminada:



Figura 6.17. Estado final de la reparación con Sikadur 41

CAPÍTULO 7

ENSAYO DE LOS MODELOS

7.1 DISPOSITIVOS DE CARGA Y APOYO

7.1.1 APLICACIÓN DE LA CARGA

Para la aplicación de la carga se utilizó un gato hidráulico Amsler de capacidad 200 kN y sensibilidad de 200 N por división conectado a una central de comando con dinamómetro de resorte.

El montaje del gato, se realizó en pórticos con capacidad de carga estática de hasta 1000 kN. La losa de carga, de 0,60 m de espesor, sirvió de elemento reactivo. Para la aplicación de la carga en los tercios de la luz se utilizó una viga metálica auxiliar de sección rectangular con un espesor de pared de 6 mm. El cabezal actuaba directamente sobre el centro de la “viga de distribución de carga”, y esta transmitía la carga a la viga principal mediante apoyos de rodillo.

En la Figura 7.1 se muestra un esquema del sistema de transmisión de carga.



Figura 7.1. Sistema de transmisión de carga

7.1.2 APOYOS

Las vigas apoyaban sobre dos pedestales de hormigón, uno por cada extremo, dejando una luz libre entre los mismos de 200 cm. Entre la viga y dichos apoyos, se colocó un sistema de placas y rodillos de acero, para materializar adecuadamente los apoyos como se muestra en la Figura 7.2.



Figura 7.2. Apoyos de las vigas ensayadas.

7.2 INSTRUMENTACIÓN

7.2.1 PARÁMETROS A MEDIR

Los parámetros que interesaba medir eran fundamentalmente, la deflexión debajo de las secciones de carga y en la sección central, las deformaciones longitudinales de dichas secciones, las deformaciones en la planchuela metálica de refuerzo y la separación del extremo del refuerzo respecto de la viga. Adicionalmente se debía monitorear el comportamiento de los apoyos.

7.2.2 DISPOSICIÓN

En base al análisis teórico del comportamiento de la viga reforzada y a la información disponible sobre ensayos anteriores, se dispuso el instrumental como se ilustra en la Figura 7.3.

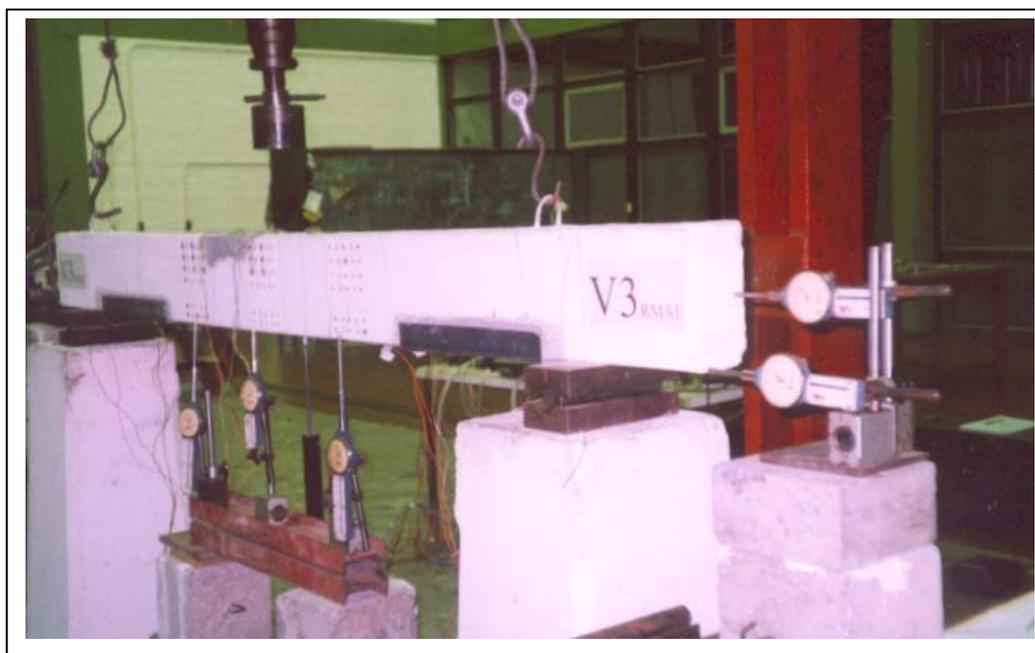


Figura 7.3. Disposición del instrumental

7.2.3 INSTRUMENTAL UTILIZADO

Consistió en flexímetros y transductores potenciométricos dispuestos a lo largo de la viga, para medir desplazamientos e indirectamente giros.

Se usaron extensómetros eléctricos de hormigón y de acero para medir deformaciones. Adicionalmente se dispusieron pares de discos metálicos para medir las deformaciones con extensómetros mecánicos tipo DEMEC.

También se utilizaron transductores de desplazamientos tipo “ Ω ” para medir la separación del extremo del refuerzo a la viga

7.2.3.1 DETERMINACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS VERTICALES

Para la determinación de los descensos de la viga, en las secciones de aplicación de carga y sección central, se recurrió al uso de flexímetros AMES de 0.001” de sensibilidad y de 2” y 4” de carrera. Además, en el caso de la viga V3RMAE se utilizó un transductor de desplazamientos potenciométrico de 200 mm de recorrido y 0.1 mm de sensibilidad. El mismo fue conectado a un equipo de adquisición de datos y luego a una computadora. De esta forma, se obtuvo la curva carga-flecha en tiempo real del ensayo, lo cual permitió monitorear en forma eficiente el comportamiento de la viga. La Figura 7.4 ilustra la distribución de los flexímetros.

7.2.3.2 MEDICIÓN DE LAS DEFORMACIONES EN LAS SECCIONES DE IMPORTANCIA

Para controlar las deformaciones longitudinales del hormigón en la sección central y las secciones de aplicación de la carga, se utilizaron pares de discos metálicos, dispuestos a distintas alturas, que sirvieron como puntos de referencia para medición con extensómetros mecánicos tipo DEMEC, como se ilustra en las Figuras 7.5 y 7.6.

Estos discos son metálicos tienen un diámetro aproximadamente de 6mm y y un espesor aproximado de 1mm y una perforación central de 1mm de diámetro.



Figura 7.4. Disposición de flexímetros para medición de desplazamientos verticales

Las mediciones propiamente dichas se realizaron con extensómetros mecánicos DEMEC de 2" de longitud de base y una sensibilidad de 0.0001".

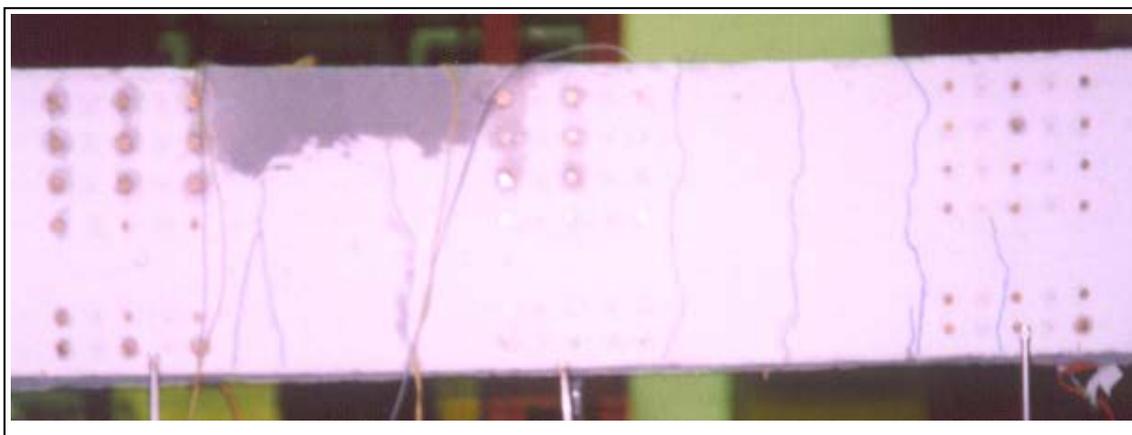


Figura 7.5. Disposición de discos metálicos.



Figura 7.6. Medición de deformaciones entre discos metálicos con DEMEC

7.2.3.3 DEFORMACIONES EN EL REFUERZO METÁLICO Y EN EL HORMIGÓN.

Para la medición de las deformaciones en el refuerzo metálico y en el hormigón se utilizaron extensómetros eléctricos a resistencia variable (strain gauge).

En la viga V1N no fue necesario el uso de los mismos, utilizándose o extensómetros en cada una de las vigas V2RN y V3RMAE.

Se usaron extensómetros de filamento de 30mm de longitud de base, para el hormigón, y extensómetros de parrilla o de trama pelicular de 10, 5 y 3 mm de longitud base para acero.

La dispuso los extensómetros en forma simétrica hacia ambos lados de las vigas y se muestra en las Figuras 7.7, 7.8 y 7.9.

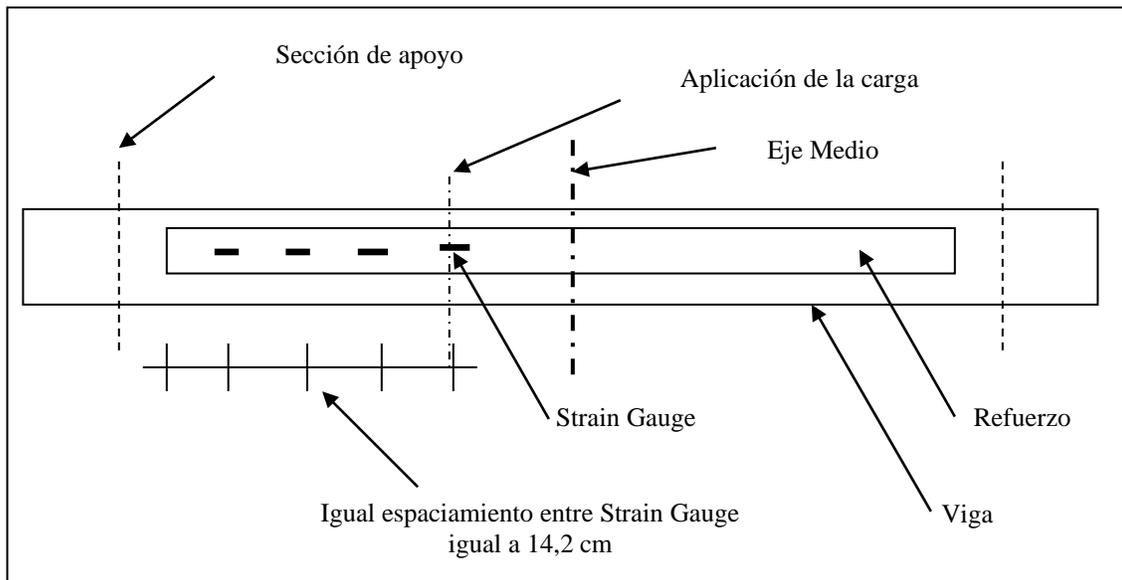


Figura 7.7. Distribución de strain gauge en refuerzo de V2 y V3 (vista cara inferior).

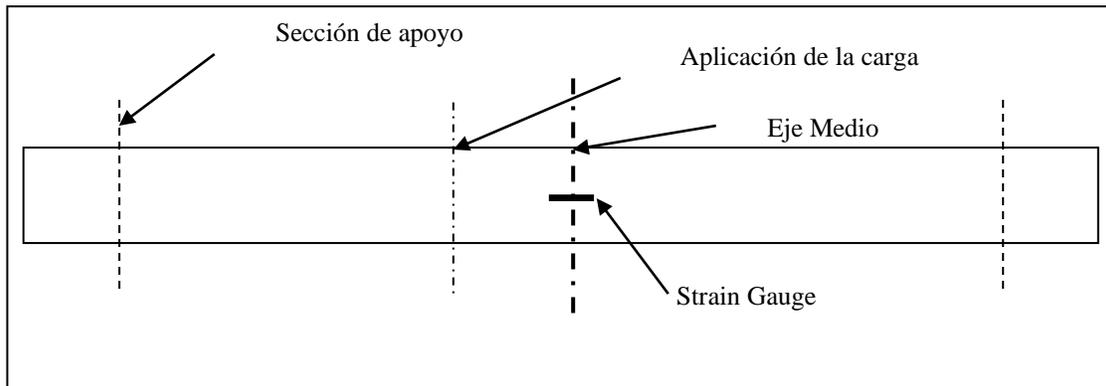


Figura 7.8. Distribución de strain gauge en hormigón de V2 (vista cara superior).

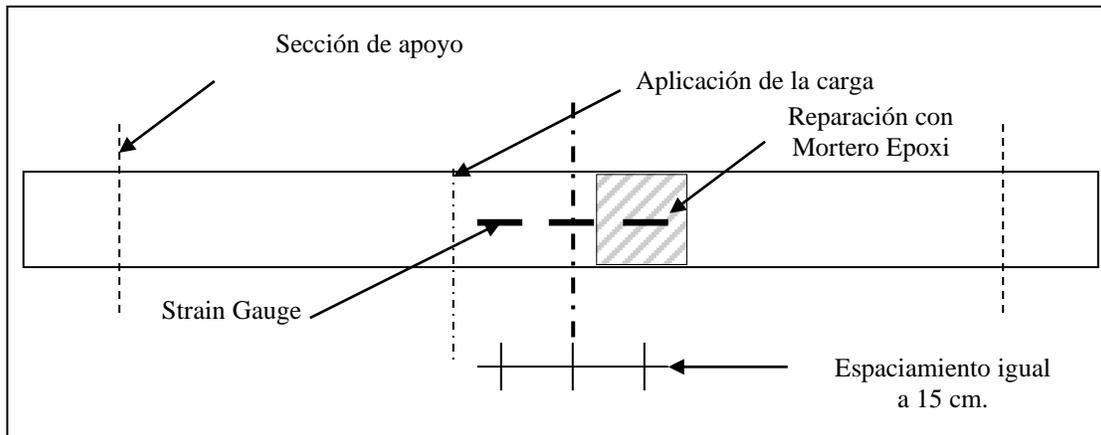


Figura 7.9. Distribución de strain gauge en hormigón de V3 (vista cara superior).

Los extensómetros se dispusieron a lo largo del refuerzo, lo cual se hizo con el objetivo de medir la distribución longitudinal de tensiones en el mismo, enfocando la atención principalmente en la zona que va desde el extremo del refuerzo hasta la sección de aplicación de la carga.

En el caso decuanto a la viga V3RMAE, se dispusieronla distribución de extensómetros usados para medir deformaciones del hormigón para monitorear el comportamiento del refuerzo que debió hacerse a esta viga que, por accidente, se dañó más de lo previsto, en la cabeza de compresión, durante la primera etapa de carga.

En lugar de volver a hormigonar esta porción de viga, se colocó un mortero epoxídico (Sikadur 41).

Para controlar el comportamiento se colocó un extensómetro de filamento de 30mm de longitud de base, en la superficie superior de la viga, en el sector reparado. Para tener un punto de comparación, con el hormigón convencional, se colocó otro extensómetro a igual longitud del eje medio de la viga pero ubicado del lado del hormigón sano.

7.2.3.4 DETERMINACIÓN DE LA SEPARACIÓN DEL EXTREMO DEL REFUERZO DE LA VIGA

Para determinar y controlar el momento en que se produce la separación del refuerzo, en las vigas V2RN y V3RMAE se dispusieron dos transductores de desplazamientos tipo “ Ω ” diseñados especialmente para este.

Estos transductores están formados por una lámina de acero muy delgada en forma de “omega”, es decir, de forma semi circular con sus extremos aplanados, con un extensómetro eléctrico pegado, en el sector superior central de la misma.

Para la calibración de este dispositivo, se uso un tornillo micrométrico con una sensibilidad de 0.001 mm. En las Figuras 7.10 y 7.11 se muestra el proceso de calibración y el transductor.



Figura 7.10. Calibración de extensómetros “Omega”

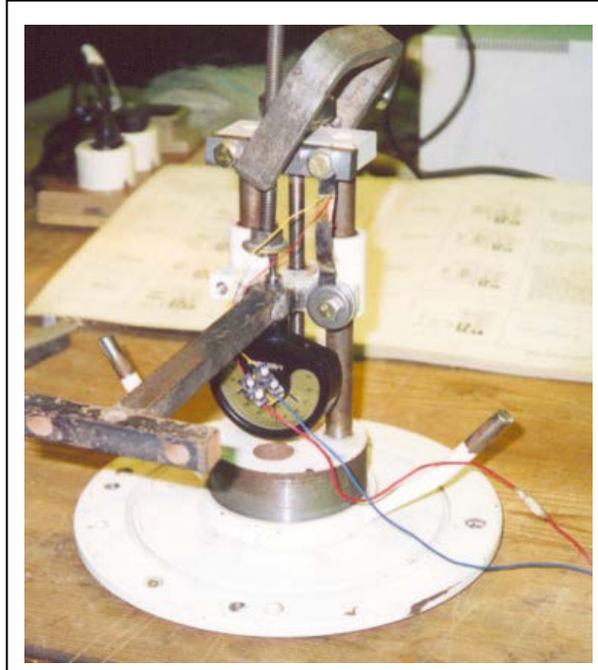


Figura 7.11. Calibrador de extensómetro "Omega".

Los transductores fueron colocados, en ambos extremos del refuerzo metálico. Uno de los extremos del transductor fue colocado sobre el refuerzo y el otro sobre un punto fijo en la viga. La disposición final de estos traductores se muestra en las Figuras 7.12 y 7.13.

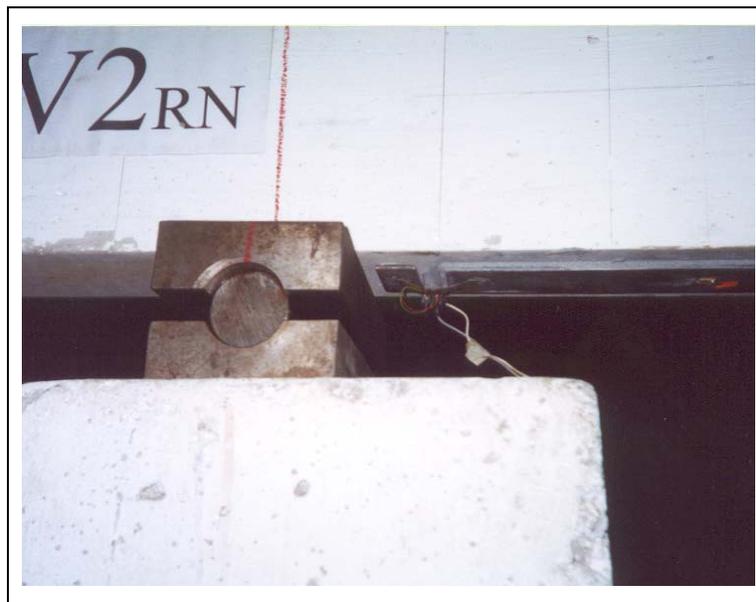


Figura 7.12. Extensómetro en forma de "Omega".

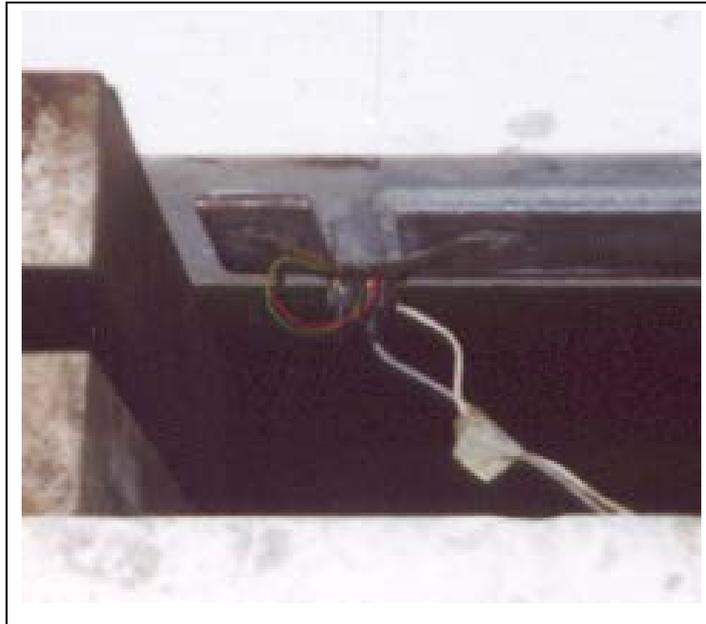


Figura 7.13. Extensómetro en forma de “Omega”.

7.2.3.5 DESPLAZAMIENTOS Y GIROS EN LOS APOYOS

A los efectos de verificar el funcionamiento de los apoyos, se instrumentó los mismos. Para medir desplazamientos, se utilizó flexímetros AMES de 0.001” de sensibilidad y de 2” de carrera. En el caso de la viga V3RMAE, en uno de los extremos de la viga se usaron transductores de desplazamientos potenciométricos de 100 mm de recorrido y 0,1mm de sensibilidad.

Tanto los flexímetros como los potenciómetros, se colocaron de a dos en cada extremo, en posición horizontal, uno a media altura y el otro en el borde inferior de la viga, tal como muestran las Figuras 7.14 y 7.15.

El flexímetro superior permitió registrar el desplazamiento horizontal del extremo de la viga y la diferencia con el inferior, permitió calcular el giro de la sección correspondiente.

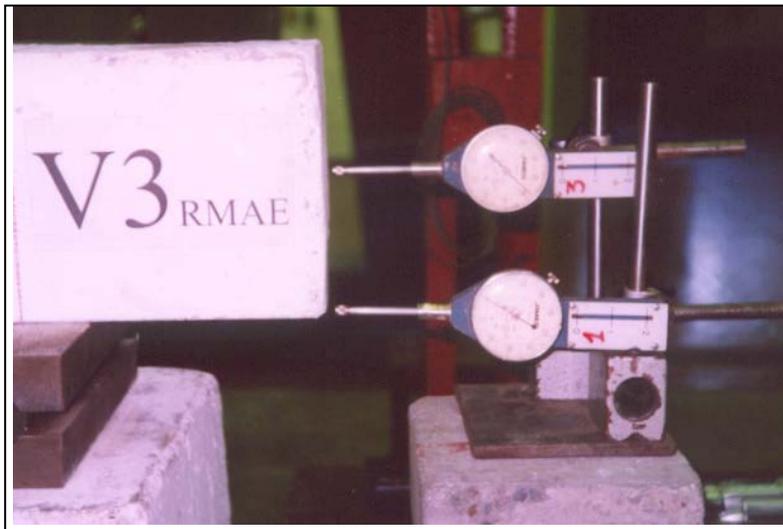


Figura 7.14. Disposición de flexímetros en apoyo

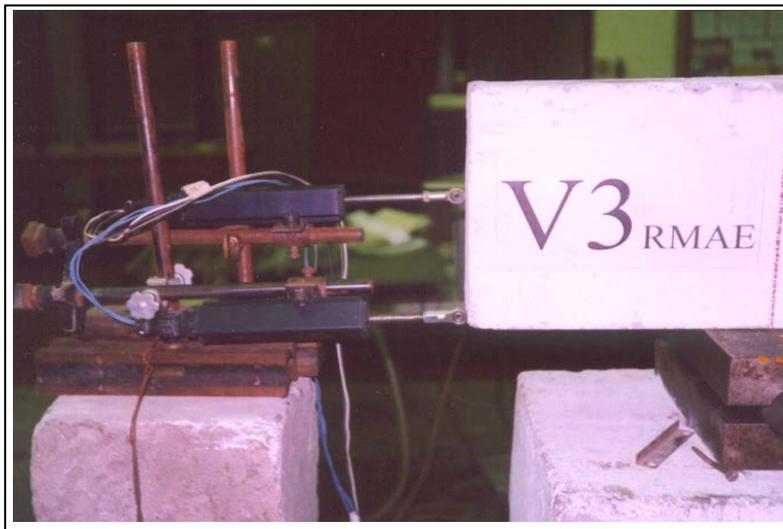


Figura 7.15. Disposición de potenciómetros en apoyo

7.2.3.6 FISURACIÓN

Para hacer el seguimiento de las fisuras en la viga, en uno de sus laterales se dibujó una cuadrícula de 10 cm. de lado sobre uno de los laterales a los fines de facilitar la visualización y localización de las mismas. Durante los ensayos se fueron marcando las fisuras a medida que iban apareciendo, como ilustra la Figura 7.16.

Se registraron, además, los anchos de fisuración mediante el uso de una plantilla transparente plástica, como se ilustra en la Figura 7.17.

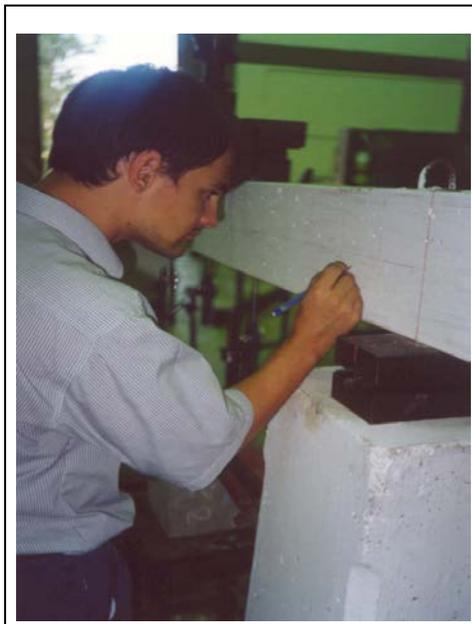


Figura 7.16. Marcado de fisuras sobre viga

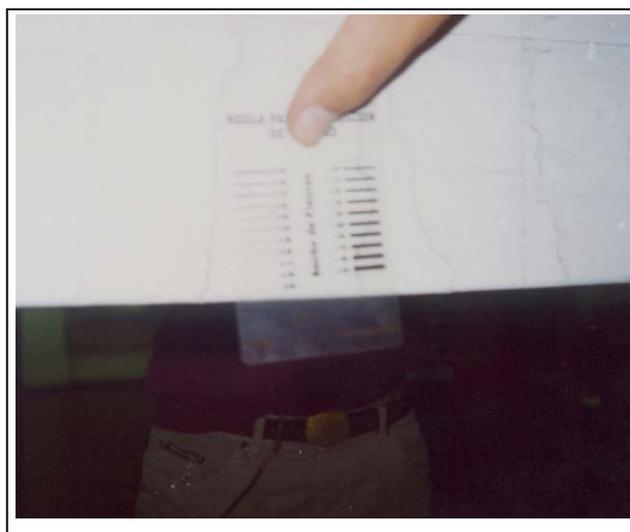


Figura 7.17. Medición del ancho de fisuras

7.3 DESARROLLO DE LOS ENSAYOS

Para facilitar la toma de datos se confeccionaron planillas donde se volcaron los mismos a medida que se desarrollaban los ensayos, los modelos de estas planillas son mostrados en el Anexo II.

Una vez colocadas las vigas en el lugar de ensayo el primer paso fue tomar las lecturas de todos los instrumentos de medición existentes, de manera de tener el “cero” de los mismos.

La carga se aplicó en escalones de 100 kgf., mediante los dispositivos mencionados anteriormente. En cada escalón se tomó lectura de los flexímetros, potenciómetros y de los extensómetros eléctricos. Cada 500 kgf. se hizo lectura mediante el extensómetro mecánico DEMEC y se siguió el avance de las fisuras.

En el caso de la viga V1N el ensayo se desarrolló sin interrupciones, es decir, con cargas siempre crecientes hasta la rotura del espécimen.

El ensayo se desarrolló de manera distinta en las dos vigas restantes, ya que era necesario pre-fisurarlas para luego recién, reforzarlas pegándoles la planchuela metálica.

Así, los ensayos de estas dos vigas estaban previstos en tres etapas. La primera etapa consistía en lograr la fisuración, la segunda etapa implicaba reparación y la última consistía en llevar a la viga a la rotura.

Para la primera de las etapas fijadas, se cargaron las vigas V2RN y V3RMAE hasta obtener un cuadro de fisuración bien definido. La carga correspondiente se estableció en los 1400 kgf, basándose en lo que podía ser una carga de servicio de la viga.

El ensayo de la viga V2RN se desarrollo normalmente según lo previsto.

Sin embargo, la viga V3RMAE fue cargada más allá de lo previsto por un descuido en la operación del gato hidráulico. Esto ocasionó la plastificación del hormigón en la cabeza de compresión de la viga, en la zona ubicada entre los puntos de aplicación de carga.

Para subsanar este percance, se recurrió a picar la porción de hormigón plastificado, para luego reemplazarlo con un material de similares o mejores prestaciones.

Por razones de tiempo se prefirió no utilizar hormigón convencional, sino que se procedió a reemplazar el hormigón deteriorado con mortero epoxídico. Se utilizó el producto Sikadur 41, que tiene una resistencia superior a los 700 kg/cm² en compresión, lo cual representa más de seis veces la resistencia del hormigón original.

Luego de la reparación, el ensayo siguió según lo previsto.

7.4 RESULTADOS EXPERIMENTALES

7.4.1 INTRODUCCIÓN

A continuación se muestran mediante la ayuda de Figuras, los resultados del programa experimental llevado a cabo.

7.4.2 COMPORTAMIENTO GLOBAL DE LAS VIGAS

La Figura 7.18 muestra el comportamiento global de las tres vigas, a través de un diagrama Descenso de sección central vs. Carga aplicada.

7.4.2.1 COMPORTAMIENTO DE VIGA V1

En línea roja se muestra el comportamiento de la viga de referencia o viga V1. Esta viga, al no estar reforzada y haber sido diseñada bajo los códigos convencionales, exhibe el comportamiento esperado.

Para una carga cercana a los 700 kgf, presentó un cambio en su rigidez debido a la fisuración del hormigón en tracción, luego tuvo un comportamiento prácticamente lineal, hasta que la armadura inferior comenzó a entrar en fluencia.

La rotura de dicha viga se dio por fluencia de la armadura principal, como estaba previsto ya que se trata de una viga sub-armada, luego de lo cual, se siguió deformando hasta el aplastamiento del hormigón, como muestra la Figura 7.19.

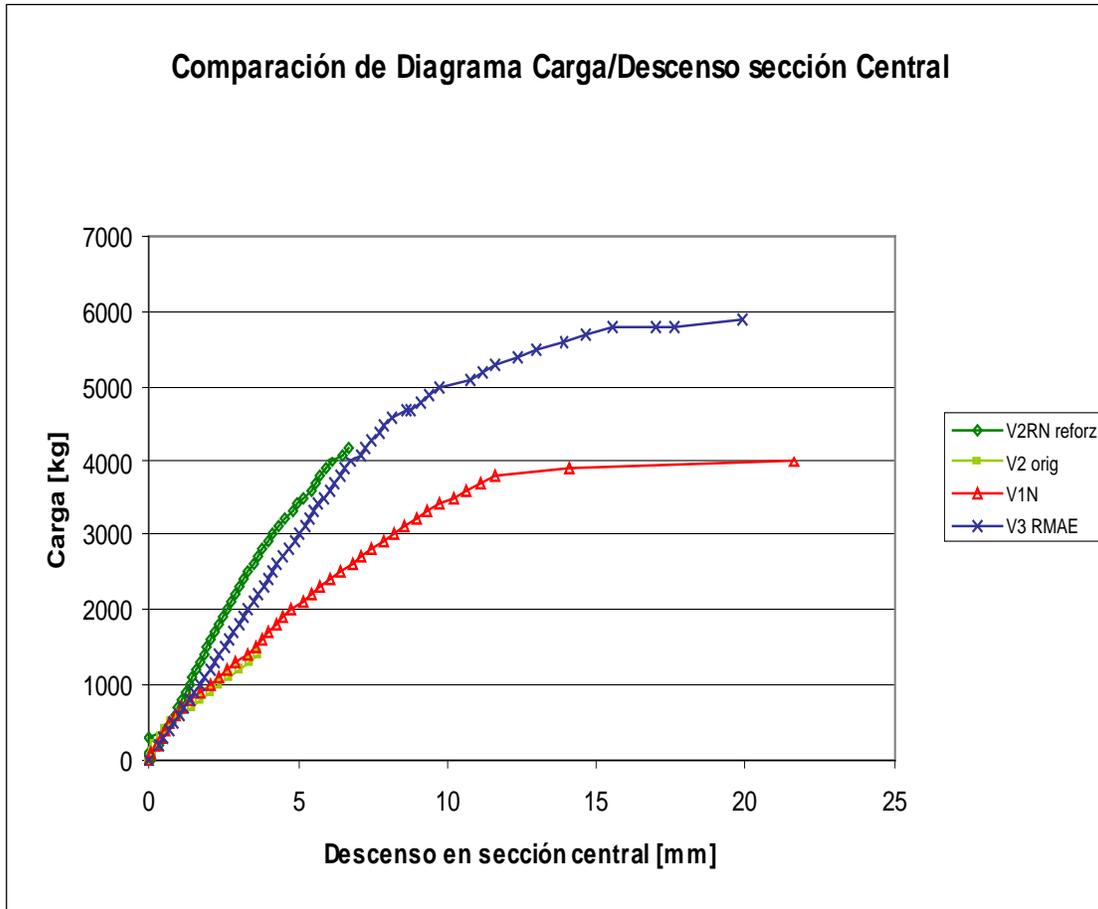


Figura 7.18. Curva carga-desplazamiento de las tres vigas ensayadas.

Alcanzó los 4000 kgf., y unos 21.6 mm de descenso en la sección central en el momento de la rotura, lo que significa una muy buena ductilidad. Por otro lado presentó un cuadro de fisuración muy marcado, lo cual es muy recomendable en cuanto al aviso previo a la falla del espécimen.

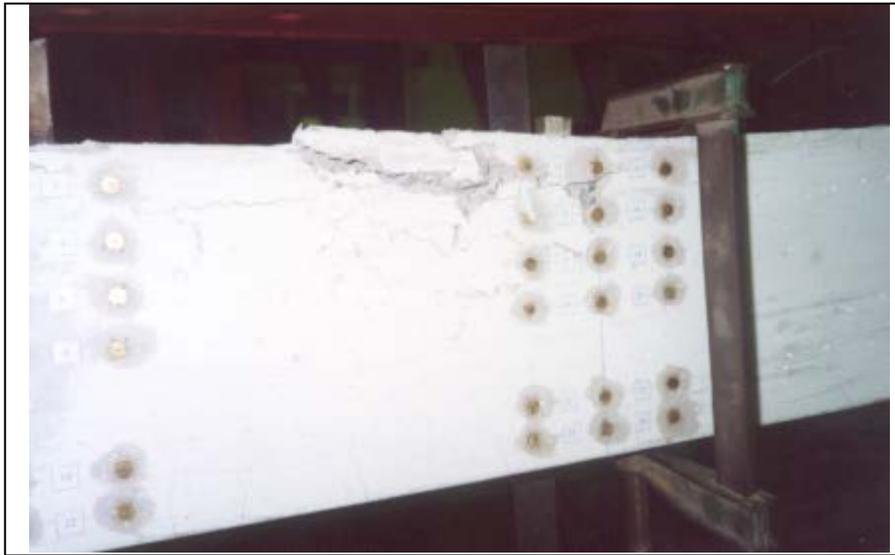


Figura 7.19. Aplastamiento del hormigón luego de la fluencia de la armadura principal.

7.4.2.2 COMPORTAMIENTO DE VIGA V2

El ensayo de la viga V2, se llevo a cabo en dos etapas, primeramente se procedió a pre-fisurarla cargándola hasta 1400 kgf.

Esta primera carga se muestra en el Figura anterior como la línea verde claro y sigue casi perfectamente a la primer parte del ensayo de la viga V1.

Luego de reforzada con la planchuela metálica, se procedió a cargarla nuevamente hasta la rotura. La curva carga-desplazamiento correspondiente se muestra con una línea verde oscuro en la Figura 7.18.

Como consecuencia del refuerzo, la viga aumentó su rigidez considerablemente y presentó un comportamiento prácticamente lineal hasta la rotura debido a que la viga ya estaba previamente fisurada.

Esta viga reforzada sin algún anclaje especial en sus extremos, no alcanzó la carga de rotura prevista en alrededor de 5900 kgf., alcanzando solamente el 73% de la misma. A los 4300 kgf., inmediatamente después de un despegue muy brusco del refuerzo, que ocurrió sin aviso previo, sobrevino la rotura de este espécimen. Este proceso, desde que se detecto el despegue hasta la rotura de la viga, duro apenas unos 3 o 4 segundos.

El estado de fisuración en el momento de la rotura era incipiente y mucho menos marcado que el alcanzado por la viga V1 para cargas aún menores.

Las Figuras 7.20, 7.21 y 7.22 muestran el fenómeno del peel-off ocurrido en esta



viga.

Figura 7.20



Figura 7.21

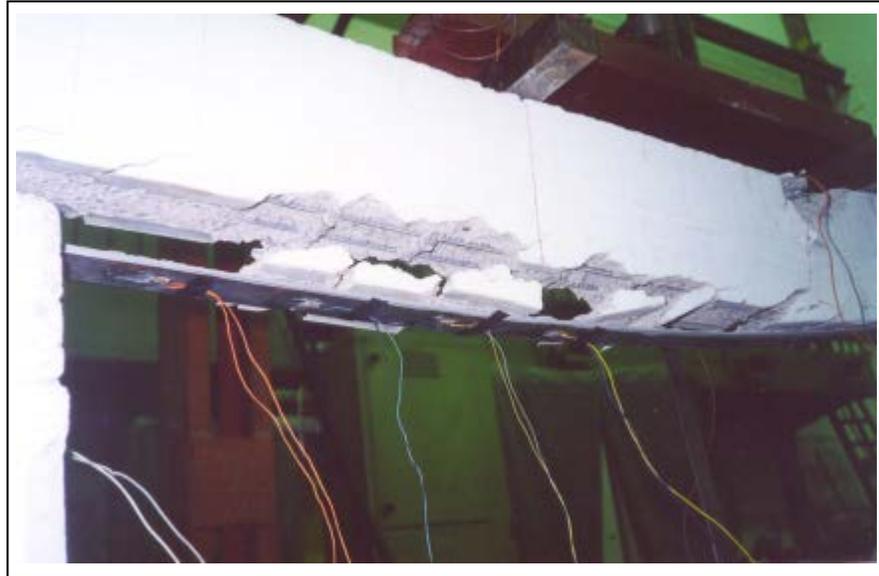


Figura 7.22

En la Figura 7.23, se muestra los restos de recubrimiento arrancados de la Viga V2.



Figura 7.23

7.4.2.3 COMPORTAMIENTO DE VIGA V3

Esta viga fue reforzada usando cantoneras en los extremos del refuerzo de manera de proveer a éste un anclaje suficiente para que pudiera alcanzar la fluencia.

Como se mencionó anteriormente, durante la etapa de pre-fisuración, esta viga sufrió un accidente. Fue cargada más allá de la carga de pre-fisuración prevista, y posteriormente debió ser reparada. El estado de fisuración alcanzado fue mucho mas marcado que el de la viga V2 en la misma etapa, como muestra la Figura 7.24. Esto también se refleja claramente en la menor rigidez flexional que presentó la viga V3 en la posterior recarga (línea de color azul).

El comportamiento global de la viga fue altamente satisfactorio, alcanzando la carga ultima estimada (5900 kg.), mostrando una ductilidad similar a la viga V1, llegando a un descenso central de unos 18.2 mm., y con un cuadro de fisuración bastante marcado.

La viga rompió finalmente por aplastamiento del hormigón y fluencia del acero, mostrando además que el refuerzo en la sección central sufrió deformaciones plásticas, ya que al descargar la viga, el mismo quedó parcialmente deformado. Esto marco una situación de rotura balanceada, con buena ductilidad.



Figura 7.24.

7.4.3 COMPORTAMIENTO A COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN

La Figura 7.19 muestra las deformaciones alcanzadas en la cara superior de las vigas V2 y V3, deformaciones que fueron medidas con la ayuda de extensómetros eléctricos pegados al hormigón en las secciones centrales de dichas vigas.

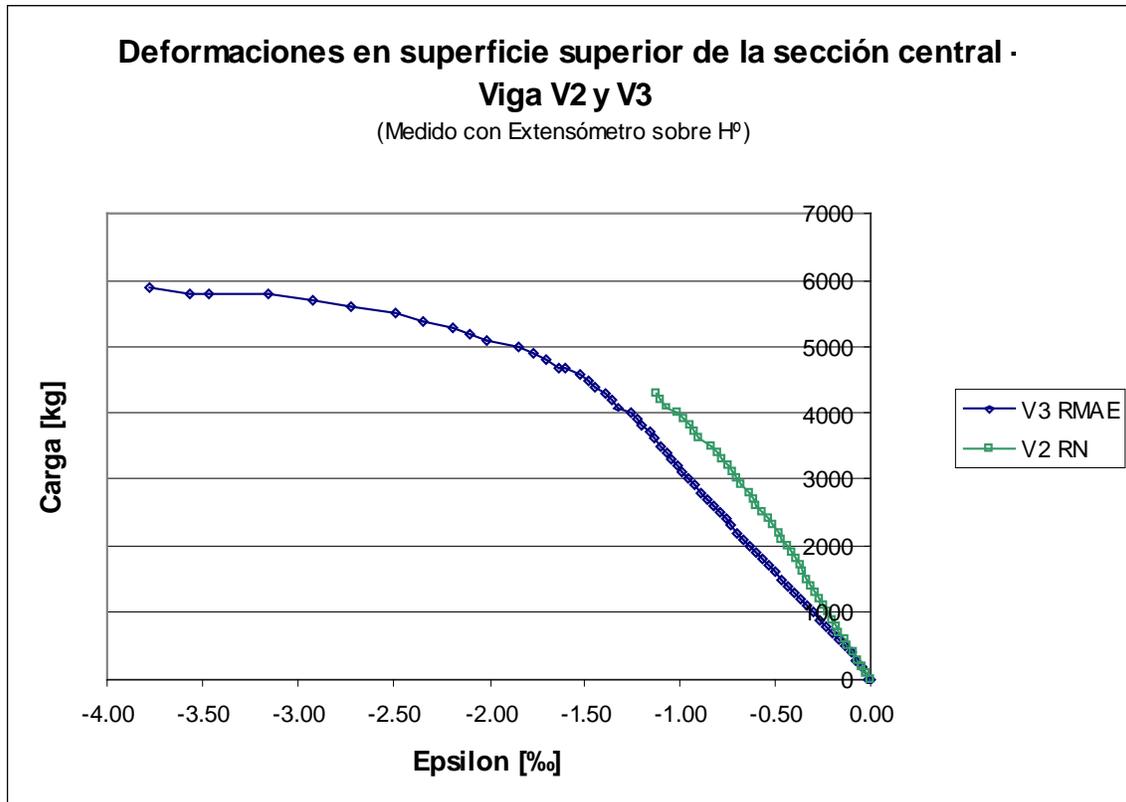


Figura 7.19.

En el caso de la viga V2, el comportamiento fue prácticamente lineal hasta la rotura, lo cual muestra que la viga rompió mucho antes de que el hormigón alcanzara su capacidad última.

En cuanto a la viga V3, el hormigón de la misma alcanzó los 3.77‰ de deformación, lo cual nos indica que ha superado su deformación última, normalmente establecida por los códigos es teóricamente de 3.5‰.

Además, el comportamiento del hormigón a través de los pasos de carga, como muestra el Figura anterior es muy similar al comportamiento que establecen dichos códigos.

7.4.4 COMPORTAMIENTO GENERAL DEL REFUERZO EN VIGAS V2 Y V3

7.4.4.1 VIGA V2 – COMPORTAMIENTO DEL REFUERZO SIN ANCLAJE ESPECIAL

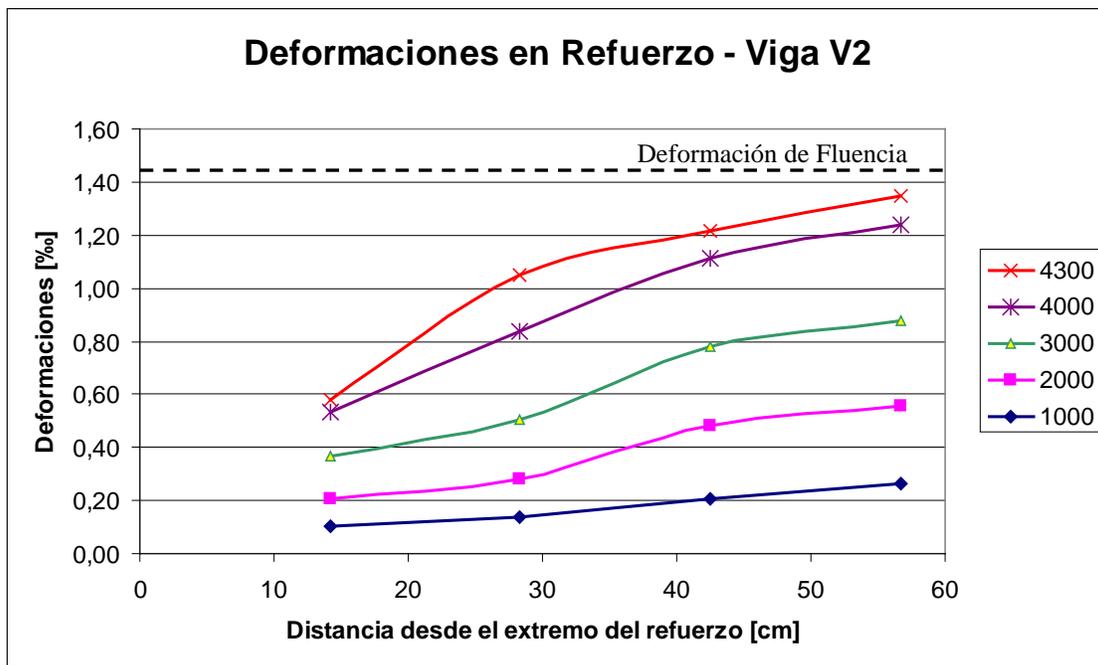


Figura 7.20. Distribución de deformaciones en viga V2.

La Figura 7.20 ilustra la variación de las deformaciones específicas longitudinales a lo largo del refuerzo de la viga V2 para distintos valores de la carga aplicada.

Se observa como las deformaciones se reducen a medida que el refuerzo va transmitiendo las tensiones a la viga. Esta transmisión se da en forma gradual a lo largo de toda la longitud del refuerzo.

También se observa que el crecimiento de las deformaciones en el extensómetro ubicado a 14,2 cm del extremo del refuerzo, en el paso de carga de los 4000 kgf. a los 4300 kgf., no se da en la proporción esperada. Esto indica que, aunque no se pudo advertir en forma visual, ya existía una micro-fisura interna debajo del refuerzo para este paso de carga.

7.4.4.2 VIGA V3 – COMPORTAMIENTO DEL REFUERZO CON ANCLAJE ESPECIAL

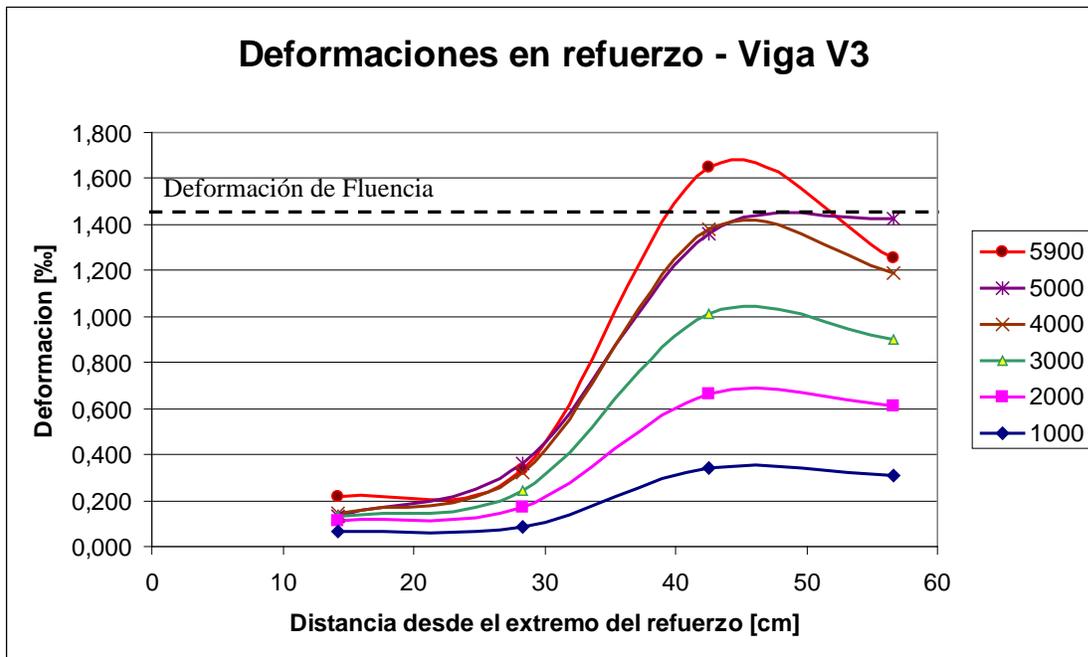


Figura 7.21. Distribución de deformaciones en viga V3.

La Figura 7.21 ilustra la variación de las deformaciones específicas longitudinales a lo largo del refuerzo de la viga V3 para distintos valores de la carga aplicada.

En este caso, puede observarse que la transmisión de tensiones desde el refuerzo hacia la viga, se da en forma muy acentuada a partir del comienzo de las cantoneras, a los 40 cm. del comienzo del mismo.

El valor de las deformaciones del extensómetro ubicado a 42.5 cm es más alto que los extensómetros ubicados bajo carga. Esto no es un error sino que se debe a que exactamente por encima de este extensómetro, y de ambos lados de la viga, había una fisura, lo cual hizo que en todos los pasos de carga este extensómetro registrase deformaciones mayores a las esperadas.

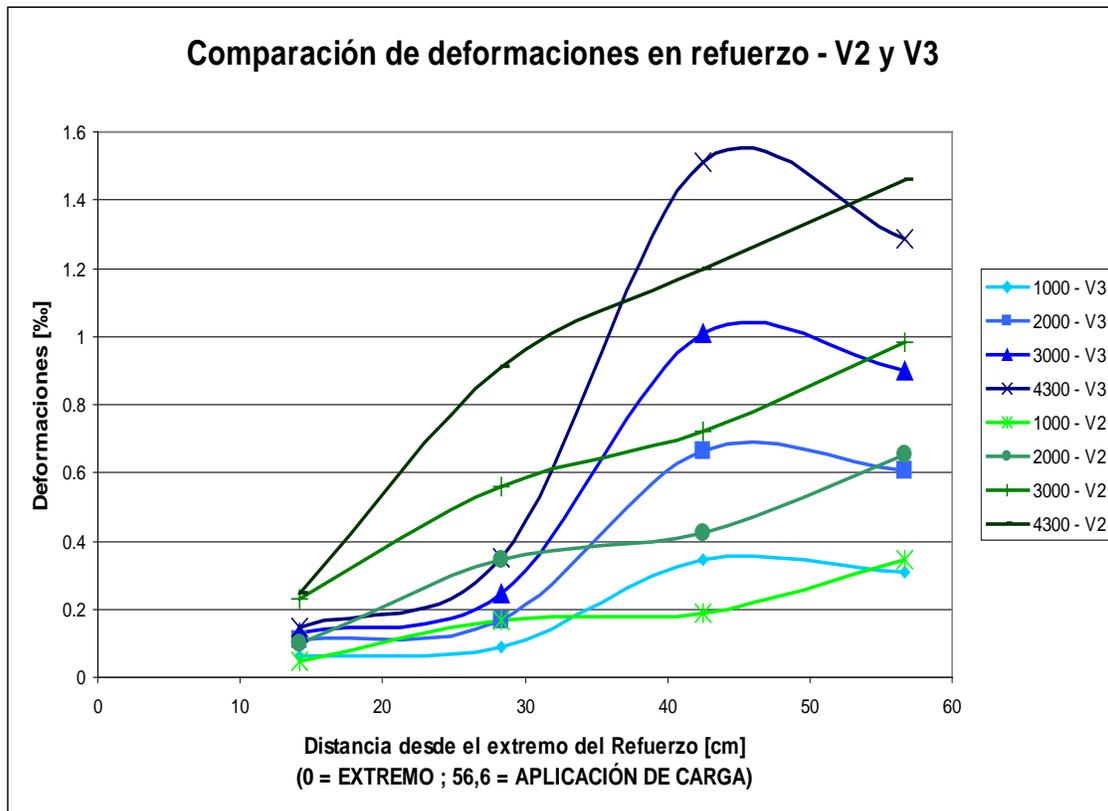


Figura 7.22. Comparativo de distribución de deformaciones en viga V2 y V3

Esta fisura apareció en esta zona por el hecho de ser una sección muy próxima al comienzo de las cantoneras, región que presenta cambio en la rigidez seccional de la viga y a la que confluían las mayores fisuras de corte.

En la Figura 7.22 se muestra la comparación de la distribución de deformaciones en los refuerzos de las vigas V2 y V3. Se nota claramente, como las deformaciones caen bruscamente en caso de la viga V3. Otro hecho importante a observar es que las

deformaciones en el extensómetro mas cercano al extremo también son bastantes menores en el caso de la viga V3, lo cual es un factor muy importante para evitar el comienzo de una fisura en el extremo de éste como la que produjo la rotura de la viga V2.

7.4.4.3 COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DEL REFUERZO EN UNA MISMA SECCIÓN PARA VIGAS V2 Y V3.

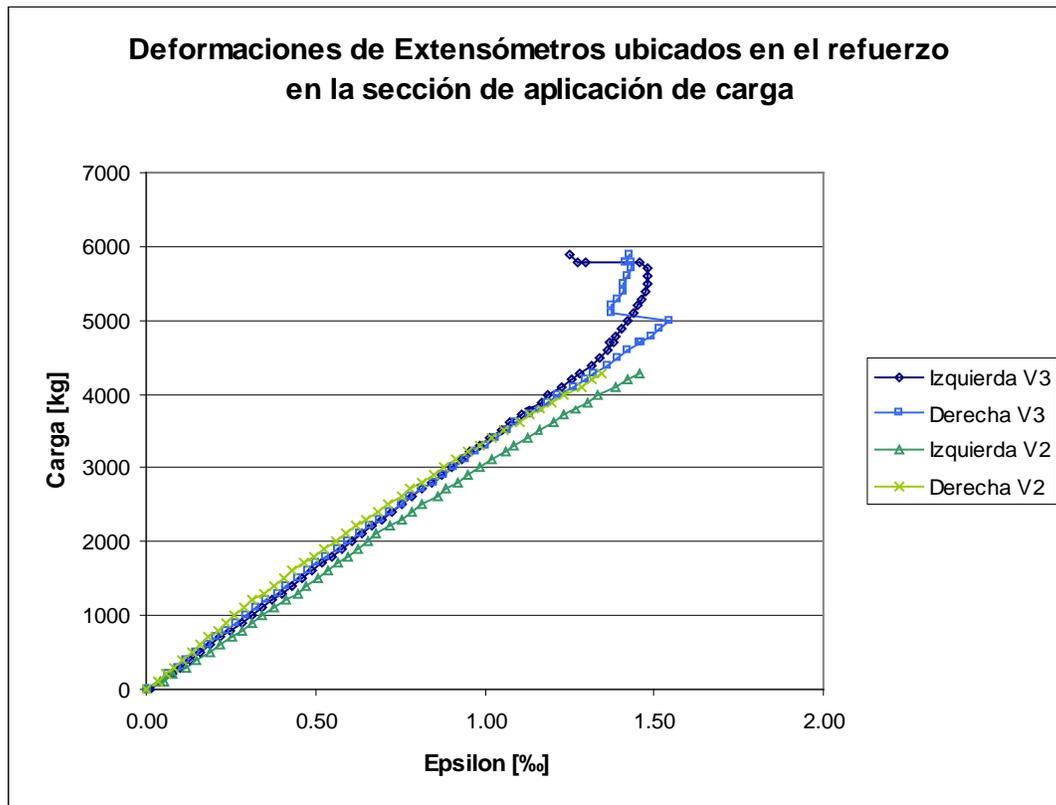


Figura 7.23. Comparación de deformaciones en vigas V2 y V3.

En la Figura 7.23 se ilustra la variación de la deformación del refuerzo en la sección de aplicación de la carga para las vigas V2 y V3. Como puede verse, el comportamiento del refuerzo en esta sección es prácticamente el mismo para ambas vigas. En el caso de la viga V3, a partir de los 4500 kg de carga el extensómetro izquierdo (línea azul oscuro) comenzó a disminuir su tasa de deformación indicando la presencia de una fisura en la proximidad que impedía que el refuerzo pueda tomar las tensiones en la misma proporción en que lo

hacía previamente. En el caso del extensómetro derecho (línea azul claro) de la misma viga se observa una descarga brusca a los 5000 kgf de carga, lo cual indica directamente el despegue debido a una fisura en esta sección, por encima del refuerzo. Luego, debido a que el mismo tiene otros lugares de anclaje, siguió deformándose hasta la rotura.

En la Figura 7.24 se muestra una comparación similar a la anterior pero con los extensómetros ubicados a 33 cm del extremo del refuerzo, es decir, ya dentro de la longitud de cantoneras en el caso de la viga V3.

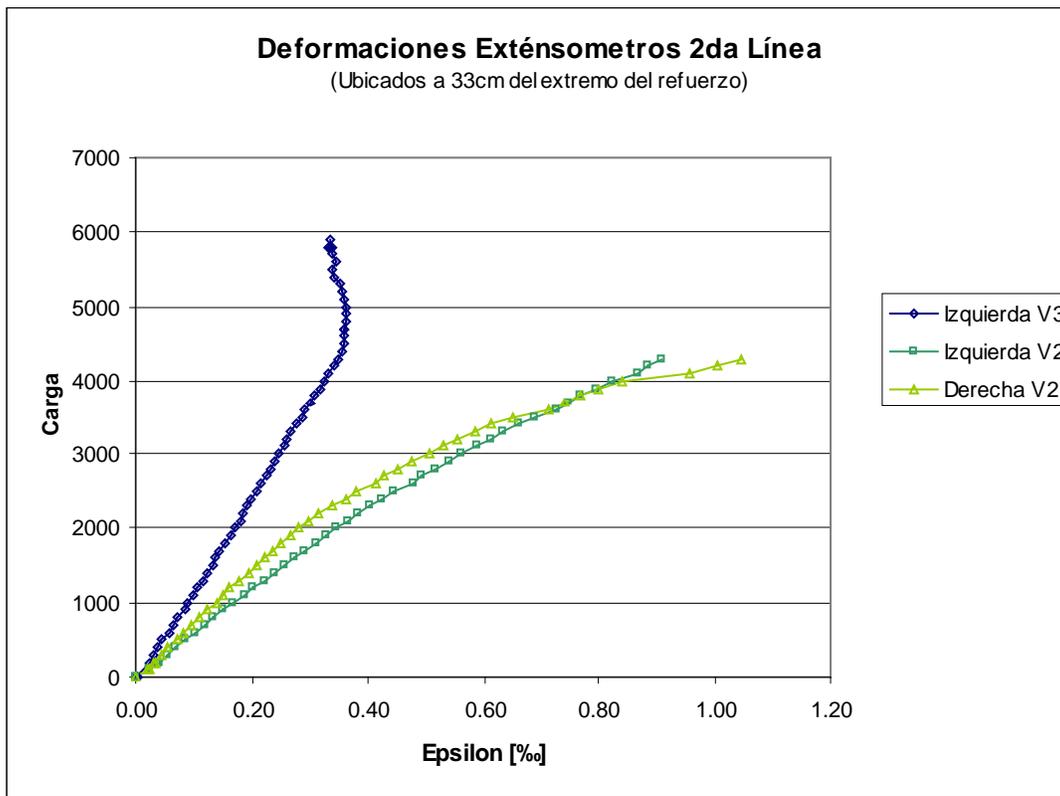


Figura 7.24. Comparación de deformaciones en vigas V2 y V3

En este caso se observa una gran diferencia en cuanto a las deformaciones de ambas vigas en todos los estados de carga, lo cual es lógico debido a la gran superficie de pegado que tiene el refuerzo de la viga V3 respecto a la viga V2. La deformación máxima alcanzada en la viga V2 en este punto, es de 1.04‰, mientras que en la viga V3 es de

0.36%, es decir solamente el 35% de la viga V1. Esto representa un indicador importante de las tensiones que llegará al extremo del refuerzo y que son las causantes del peel-off.

7.4.4.4 COMPORTAMIENTO DEL EXTREMO DEL REFUERZO DE LAS VIGAS V2 Y V3

En la Figura 7.25 se muestra la separación del extremo del refuerzo respecto de la viga en función de la carga.

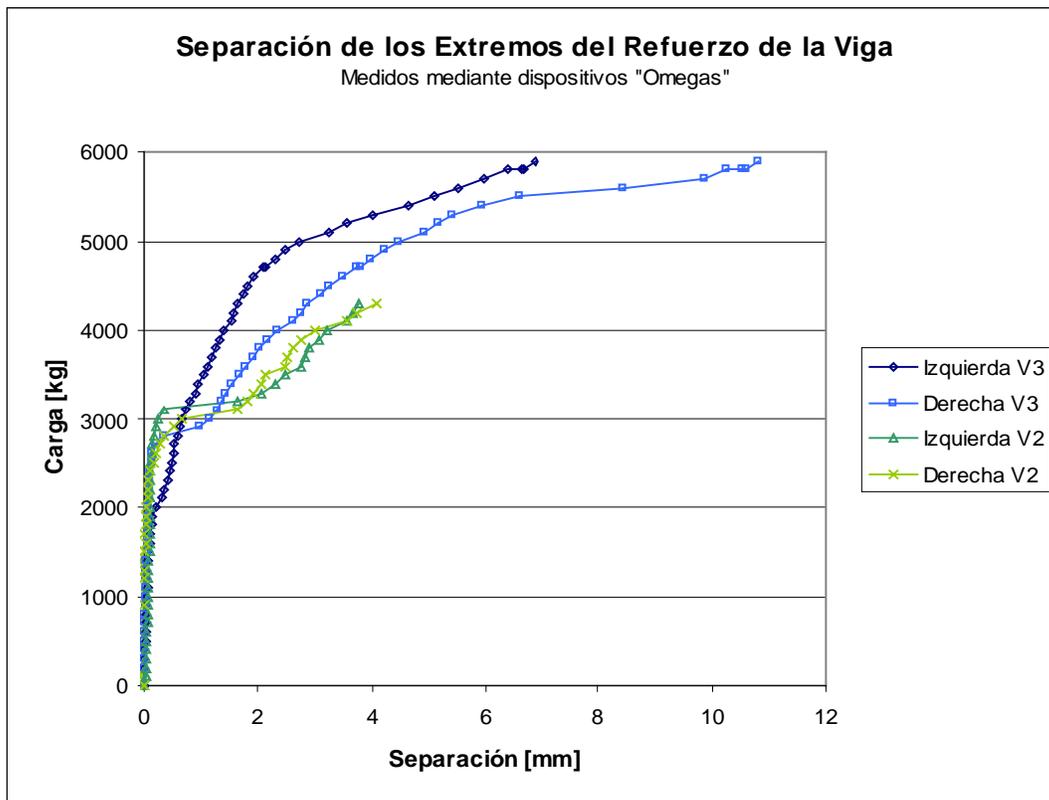


Figura7.25. Comparación de la separación del extremo del refuerzo de vigas V2 y V3

Esta separación no corresponde exactamente a la separación del borde del refuerzo al borde de la viga, sino que incluye además la deformación de una pequeña longitud de hormigón y la de una pequeña longitud del refuerzo metálico. Por lo tanto, la separación es menor que el valor medido pero, hasta el momento, no se dispone de otro medio la

medición exacta de la misma. De todas formas el valor medido es representativo del parámetro a medir.

En la Figura 7.25 Puede verse que, mientras la separación del refuerzo en el caso de la viga V2 llegó a un máximo de 4.07 mm luego de la cual sobrevino el desprendimiento, en la viga V3, la separación máxima fue de 10.83 mm, es decir 266% mayor, y sin embargo no ocurrió la separación del refuerzo, alcanzando la viga una rotura dúctil por aplastamiento del hormigón.

Otro hecho notable es que las fisuras existentes en el extremo del refuerzo de la viga V3, previo a la rotura de la misma, eran del orden del milímetro, lo cual hacía suponer que se podía producir el despegue, hecho que finalmente no sucedió.

7.4.5 COMPORTAMIENTO DE LOS APOYOS EN VIGAS V2 Y V3

Las Figuras 7.26 y 7.27 muestran la variación de los desplazamientos horizontales y giros (desplazamientos relativos entre un punto a la altura del eje medio y un punto ubicado en la cara inferior de la viga) de los apoyos durante los ensayos de las vigas V2 y V3.

En primer lugar debe notarse que el comportamiento de los apoyos es muy diferente al idealmente previsto, es decir un apoyo fijo traslacionalmente y que permite el giro libre de la sección. El comportamiento registrado se puede explicar si se tiene en cuenta que la superficie sobre la cual asientan los apoyos es de hormigón con cierta rugosidad, con lo cual los apoyos no se mueven en forma continua, sino de a pequeños “saltos” a medida que se van rompiendo las partículas de hormigón debajo del apoyo cada vez que la fuerza friccional supera la capacidad resistente de estas.

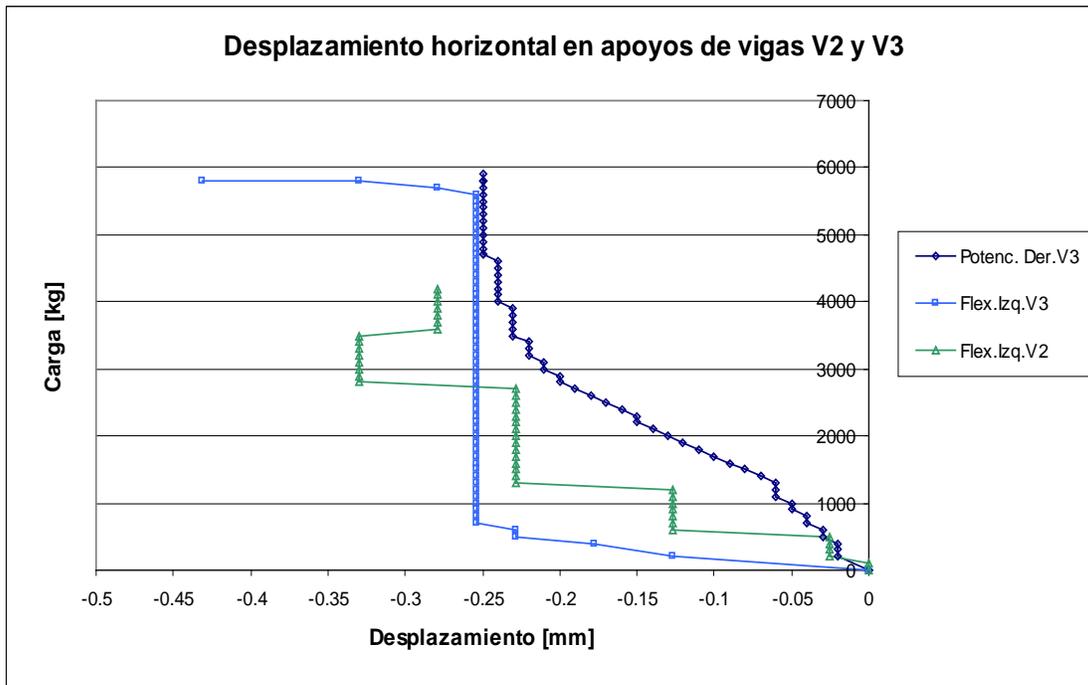


Figura 7.26. Desplazamientos en los extremos en vigas V2 y V3

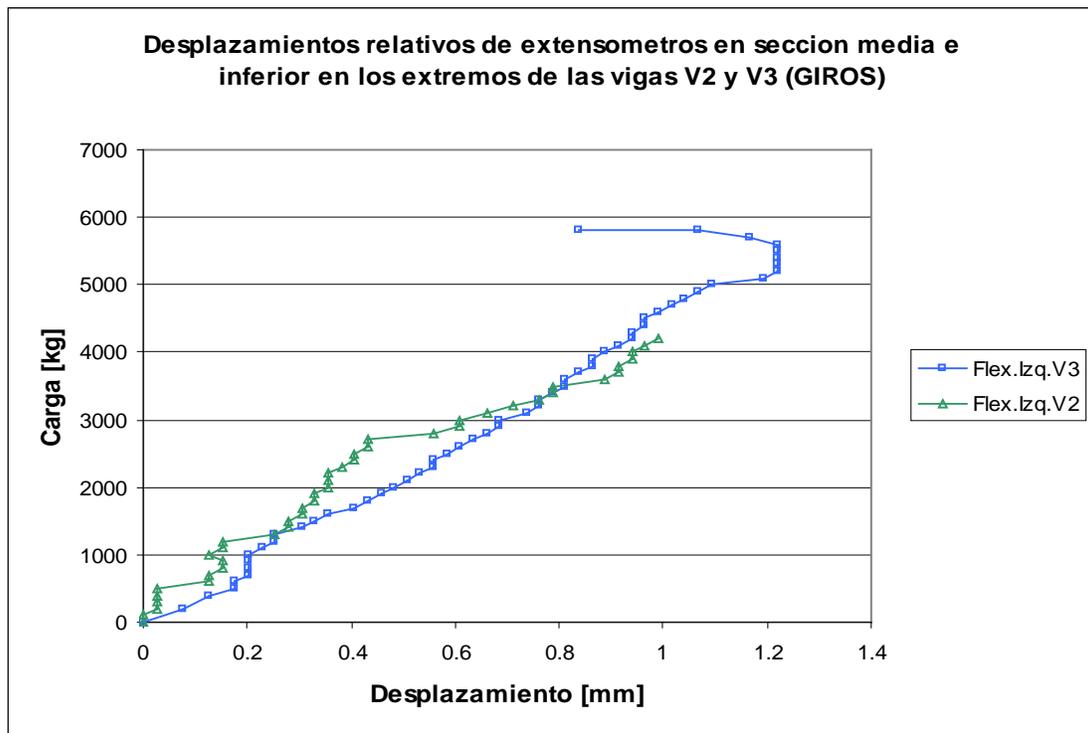


Figura 7.27. Desplazamientos Relativos en los extremos en vigas V2 y V3.

Los desplazamientos relativos observados se asemejan más a los esperados para este tipo de apoyos, comportándose de una forma aproximadamente lineal.

CAPÍTULO 8

MODELOS NUMÉRICOS DESARROLLADOS.

8.1 INTRODUCCIÓN

Se utilizaron dos programas de elementos finitos para desarrollar los modelos numéricos, con el fin de tener una herramienta capaz de predecir adecuadamente el comportamiento de vigas de hormigón armado reforzados con planchuelas metálicas.

En primer lugar, se utilizó el programa de elementos finitos plano PLC d2. Con este se realizó una primera aproximación del comportamiento de la viga sin reforzar y luego de la viga reforzada, pero no se pudo modelar el anclaje especial el cual debía hacerse necesariamente en tres dimensiones. Este análisis sirvió de ayuda en la planificación de los ensayos.

Luego se uso el programa de elementos finitos Abaqus para poder realizar una representación 3D del problema y poder analizar con más detalle el comportamiento del sistema de anclaje con cantoneras.

8.2 MODELOS REALIZADOS CON EN EL PLC d2

8.2.1 INTRODUCCIÓN

Con este programa se realizó una primera aproximación del comportamiento de las vigas que posteriormente se ensayaron.

PLC d2 es un programa desarrollado en el Departamento de Resistencia de Materiales y Estructuras en la Ingeniería de la Universidad Politécnica de Cataluña. Este código permite trabajar con problemas de la mecánica de sólidos lineal, no lineal, con pequeñas o grandes deformaciones y análisis térmicos y termo-mecánicos acoplados.

En la resolución de problemas de la mecánica de sólidos permite realizar análisis cuasi-estáticos y dinámicos, sísmicos o no, con no linealidad constitutiva y geométrica. El código permite realizar análisis con materiales que presenten fenómenos de viscoelasticidad, daño y plasticidad generalizada no asociada con endurecimiento isótropo positivo, nulo o negativo.

8.2.2 DATOS GENERALES DEL MODELO ANALIZADO

El análisis de las vigas se realizó mediante una estrategia de resolución dependiente del camino de deformaciones, en pequeñas deformaciones, en la configuración material. Se utilizaron en el modelo de la viga V1, 264 elementos y 300 nodos, mientras que para el modelo de la viga V2, 282 elementos y 319 nodos. Se idealizó el problema como uno de tensiones planas

8.2.3 MALLA DE ELEMENTOS FINITOS

Las Figuras 8.1 y 8.2 ilustran las mallas de elementos finitos utilizadas para las vigas V1 y V2 respectivamente.

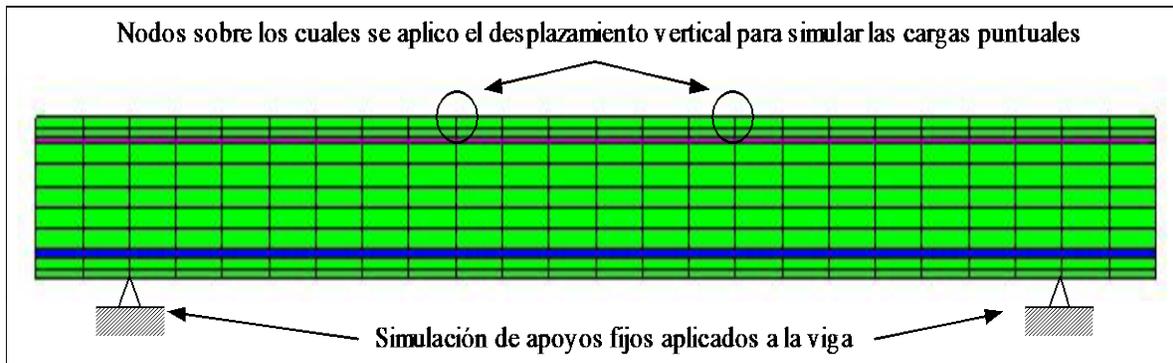


Figura 8.1. Malla de elementos finitos del PLC 2d – Viga V1

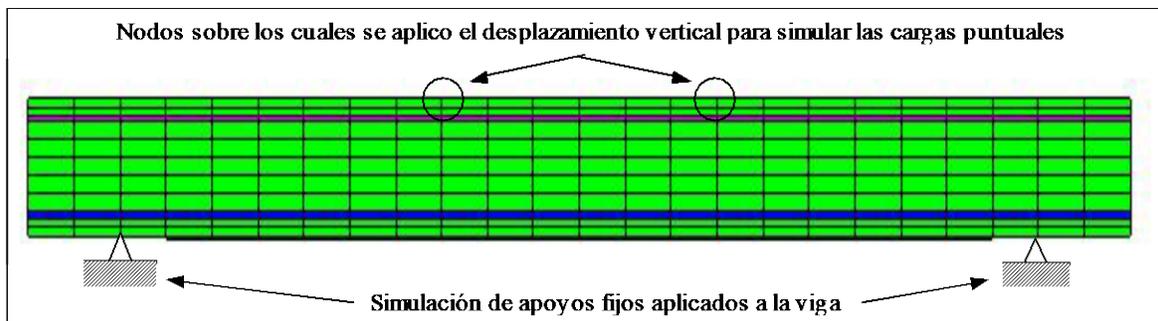


Figura 8.2. Malla de elementos finitos del PLC 2d – Viga V2

8.2.4 ELEMENTOS FINITOS

Se utilizaron elementos finitos bidimensionales cuadriláteros de 8 nodos y 2x2 puntos de Gauss por elemento.

8.2.5 MATERIALES

Se utilizaron en total cuatro materiales.

A continuación se detallan las características de resolución y las características físicas que se tomaron para uno de los materiales utilizados:

8.1.5.1. HORMIGÓN

Modelo elastoplástico con endurecimiento

- Criterio de Fluencia: Lubliner-Oller ^[128]
 - Criterio de Potencial: Lubliner-Oller ^[128].
 - Algoritmo para integrar la ecuación constitutiva elastoplástica: Retorno Mapeado.
 - Variable de endurecimiento: Variable energética normalizada.
 - Matriz tangente: Continua.
 - Módulo de Young: 300.000 kg/cm².
 - Coeficiente de Poisson: 0.3
 - Espesor de la pieza: 0.20 m.
 - Densidad del material: 2000 kg/m³.
 - Tensión umbral donde comienza la plasticidad: 70 kg/cm² (esta tensión uniaxial es equivalente a una tensión de compresión).
 - Energía de fractura: 0,16 kg/cm².
 - Tipo de endurecimiento a compresión: Exponencial con máximo.
 - Valor de la disipación plástica normalizada: 0.15
 - Valor del pico de tensión: 110 kg/cm².
 - Energía de aplastamiento: 30 kg/cm².
 - Relación entre el límite a compresión y el límite a tracción: 10.
- Datos complementarios sobre la superficie de fluencia de Lubliner-Oller
- Parámetro α_T para regular la relación que hay entre la resistencia máxima biaxial con relación a la máxima uniaxial: 0.12.
 - Parámetro γ_T para controlar el radio del plano octaédrico: 3.
 - Flujo normal al octante de compresión $\delta = 1$.

8.1.5.2. ACERO DE ARMADURA DE COMPRESIÓN Y REFUERZO

Modelo elasto-perfectamente plástico

- Criterio de Fluencia: Von Mises.
- Criterio de Potencial: Von Mises.
- Algoritmo para integrar la ecuación constitutiva elastoplástica: Retorno Mapeado.
- Flujo plástico para integrar la ecuación constitutiva: Variable.
- Variable de endurecimiento: Variable energética normalizada.
- Matriz tangente: Continua.
- Módulo de Young: $2.100.000 \text{ kg/cm}^2$
- Coeficiente de Poisson: 0.2
- Espesor de la pieza: 0.0272 m.
- Densidad del material: 7800 kg/m^3 .
- Tensión umbral donde comienza la plasticidad: 4900 kg/cm^2 (esta tensión uniaxial es equivalente a una tensión de compresión).

8.1.5.2. ACERO DE ARMADURA DE TRACCIÓN

Modelo elasto-perfectamente plástico

- Criterio de Fluencia: Von Mises.
- Criterio de Potencial: Von Mises.
- Algoritmo para integrar la ecuación constitutiva elastoplástica: Retorno Mapeado.
- Flujo plástico para integrar la ecuación constitutiva: Variable.
- Variable de endurecimiento: Variable energética normalizada.
- Matriz tangente: Continua.
- Módulo de Young: $2.177.000 \text{ kg/cm}^2$

- Coeficiente de Poisson: 0.2
- Espesor de la pieza: 0.0272 m.
- Densidad del material: 7800 kg/m³.
- Tensión umbral donde comienza la plasticidad: 4900 kg/cm² (esta tensión uniaxial es equivalente a una tensión de compresión).

8.1.6 CARGAS Y PASOS DE CARGA

El análisis se hizo mediante una técnica de control de desplazamientos que consistió en aplicar desplazamientos prescriptos en los puntos de actuación de la carga y obtener las cargas como las reacciones correspondientes. Se utilizaron cerca de 21900 pasos de carga para lograr la convergencia en el modelo numérico.

8.1.7 CONDICIONES DE BORDE

Para reproducir las condiciones de apoyo del ensayo, se modelaron también los apoyos metálicos. En la base de estos, en el punto medio, se restringió el desplazamiento vertical y el horizontal.

8.1.7 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

Se muestran a continuación los resultados de estos modelos numéricos. Debe aclararse que estos resultados fueron obtenidos antes de realizar los ensayos estimando algunos de los parámetros utilizados, simplemente a los fines de tener una idea de las cargas y desplazamientos esperados durante los ensayos. Esto explica, en cierta forma las diferencias encontradas con los resultados experimentales

8.1.7.1 RESULTADOS DE VIGA V1

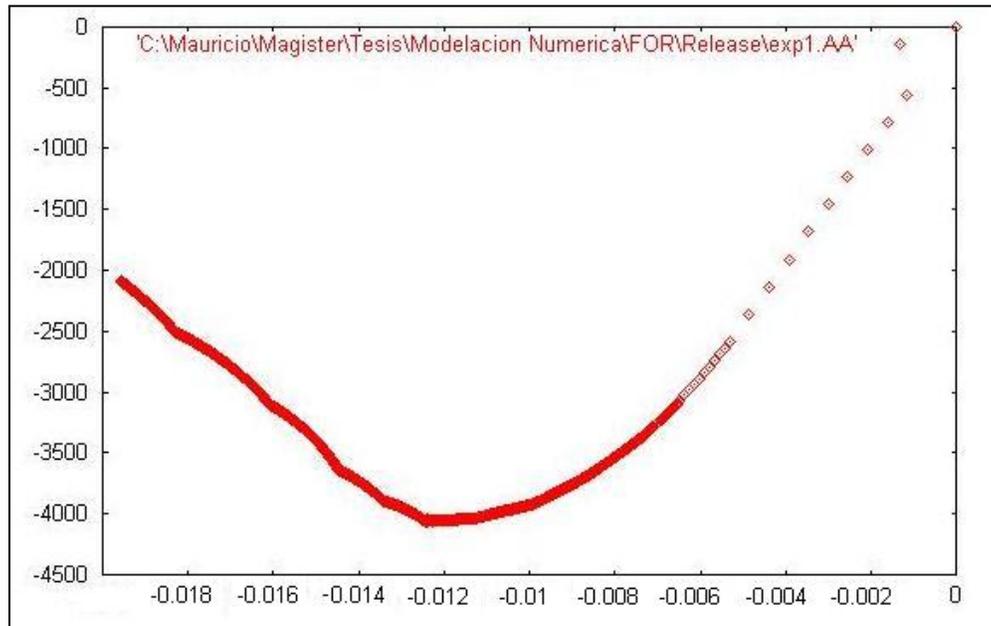


Figura 8.3. Carga-Desplazamiento de sección Central – Viga V1

La Figura 8.3 muestra la curva carga-desplazamiento vertical de la sección central obtenida para la viga V1.

En este caso, el modelo llega a una carga máxima de 4010 kgf, con un descenso en la sección central de 1.22 cm. El modelo alcanza la falla con la rotura del hormigón.

8.1.7.2 RESULTADOS DE VIGA V2

La Figura 8.4 muestra la curva carga-desplazamiento vertical de la sección central obtenida para la viga V2.

El modelo de la viga V2 en cambio, la falla se da por peel off, ya que las tensiones en el hormigón al borde del extremo del refuerzo superan los 9.12 kg/cm^2 para una carga de 3950 kg., y un descenso en la sección central de 5.25 mm, como muestra la figura anterior.

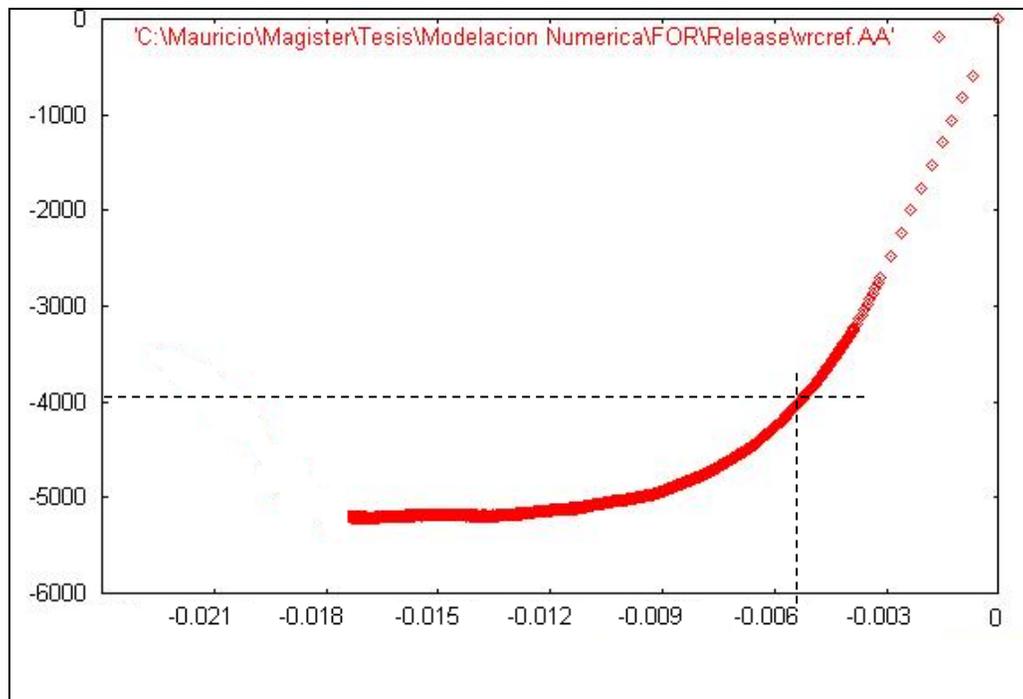


Figura 8.4. Carga-Desplazamiento de sección Central – Viga V2

Dado que el modelo no tiene una limitación en cuanto al comportamiento del hormigón en este sentido, el modelo sigue tomando carga, hasta llegar a los 5200 kg., con un descenso de 17.4 mm en la sección central.

8.2 MODELOS REALIZADOS CON EL PROGRAMA ABAQUS

8.2.1 INTRODUCCIÓN

Con este programa se realizó un análisis más exhaustivo y se intentó estudiar en detalle el comportamiento de las cantoneras como técnica de mejora del anclaje.

Aprovechando que la geometría, las condiciones de borde y las cargas presentan una doble simetría respecto a la sección transversal y al plano vertical longitudinal de la viga, se modeló sólo un cuarto de viga.

8.2.2 MALLA DE ELEMENTOS FINITOS

La malla de elementos finitos base, es la misma para modelar la viga con refuerzo convencional o normalmente reforzada (V2 RN), y la viga con refuerzo y mejoras de anclaje (V3 RMAE). La misma se ilustra en las Figuras 8.5, 8.6, 8.7, 8.8 y 8.9.

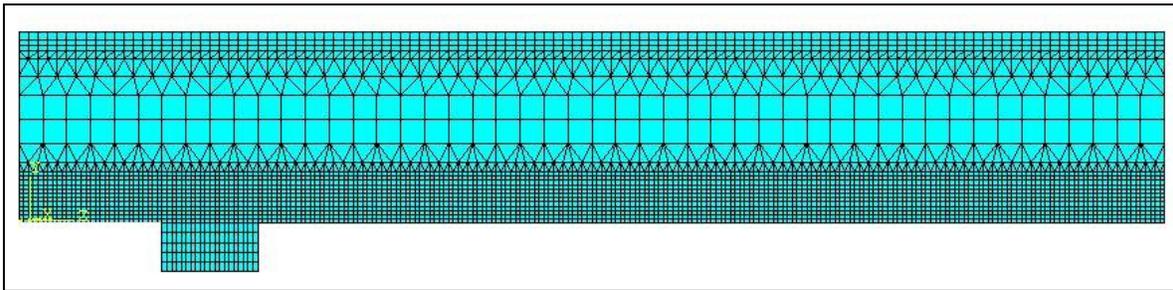


Figura 8.5. Vista desde el exterior del modelo base

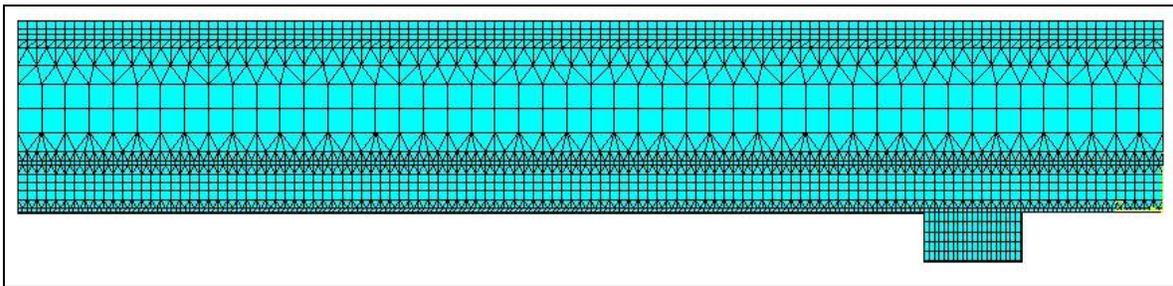


Figura 8.6. Vista de la sección media del modelo base

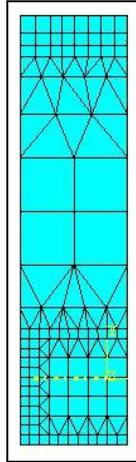


Figura 8.7. Corte del modelo base

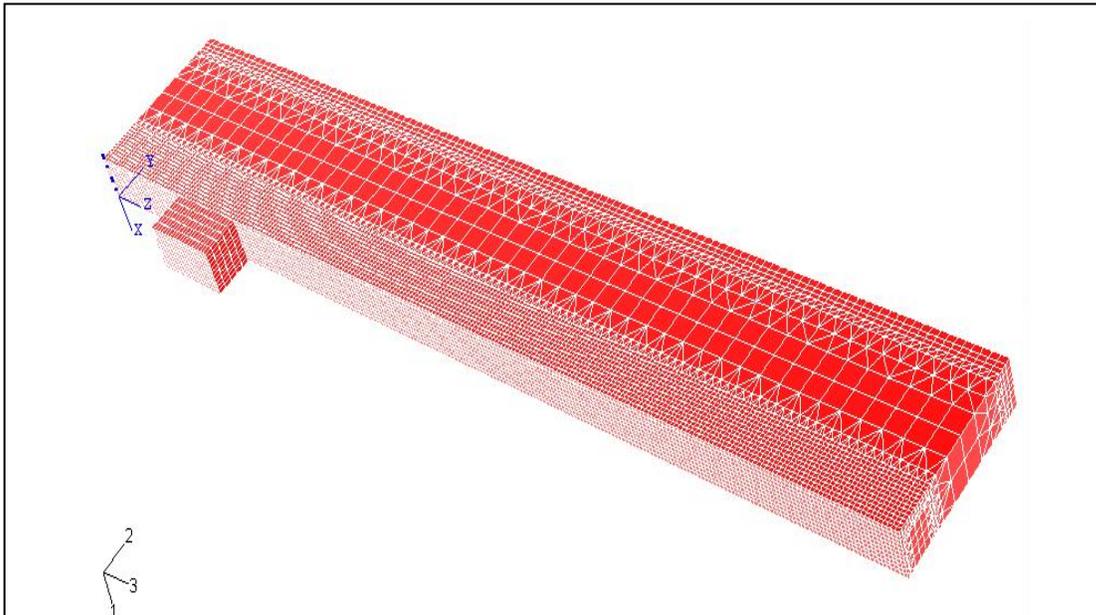


Figura 8.8. Perspectiva del modelo base

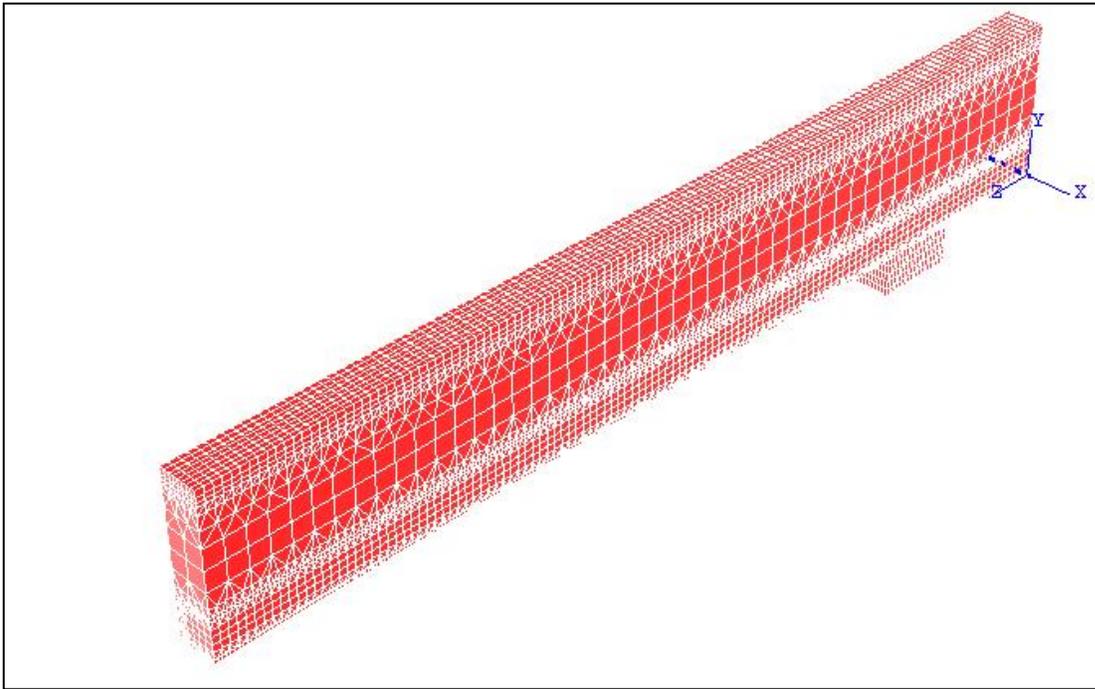


Figura 8.9. Perspectiva del modelo base

A la malla base se le agregó luego el refuerzo con el adhesivo correspondiente a la viga V2 RN. La malla resultante se ilustra en las Figuras 8.10 y 8.11.

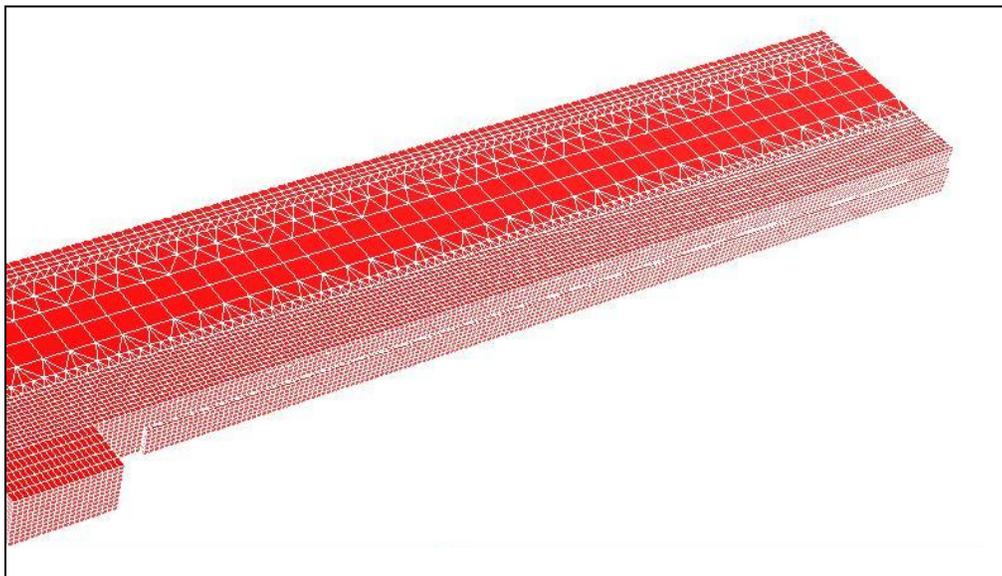


Figura 8.10. Perspectiva del modelo de la viga V2 con refuerzo

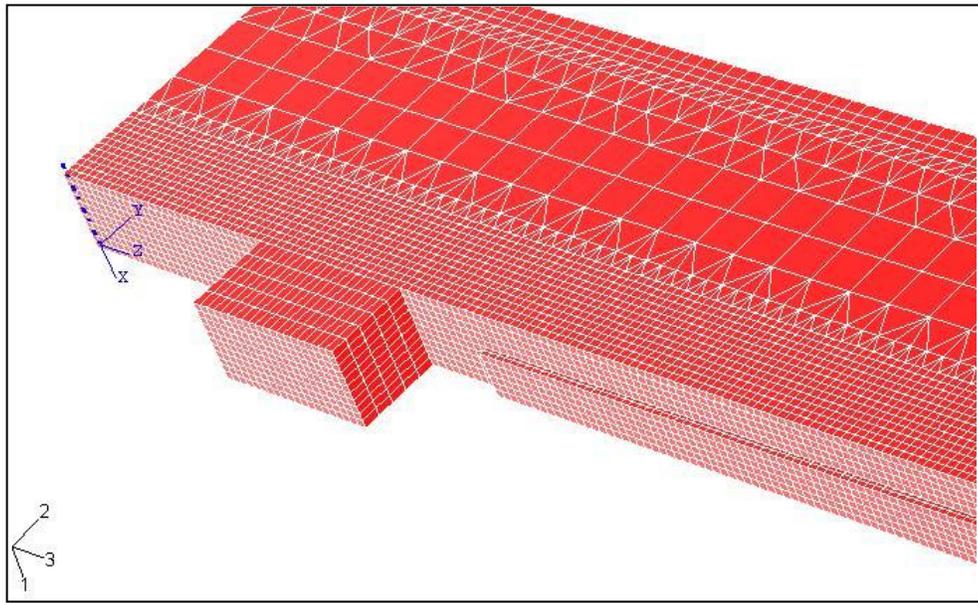


Figura 8.11. Perspectiva del modelo de la viga V2 con refuerzo

Por último se incorporó la cantonera, con su adhesivo, con lo cual, la última malla de elementos finitos de la viga V3 quedó como se ilustra en Figuras 8.12 y 8.13. Esta malla requirió un total de 62931 elementos, con un total de 64278 nodos.

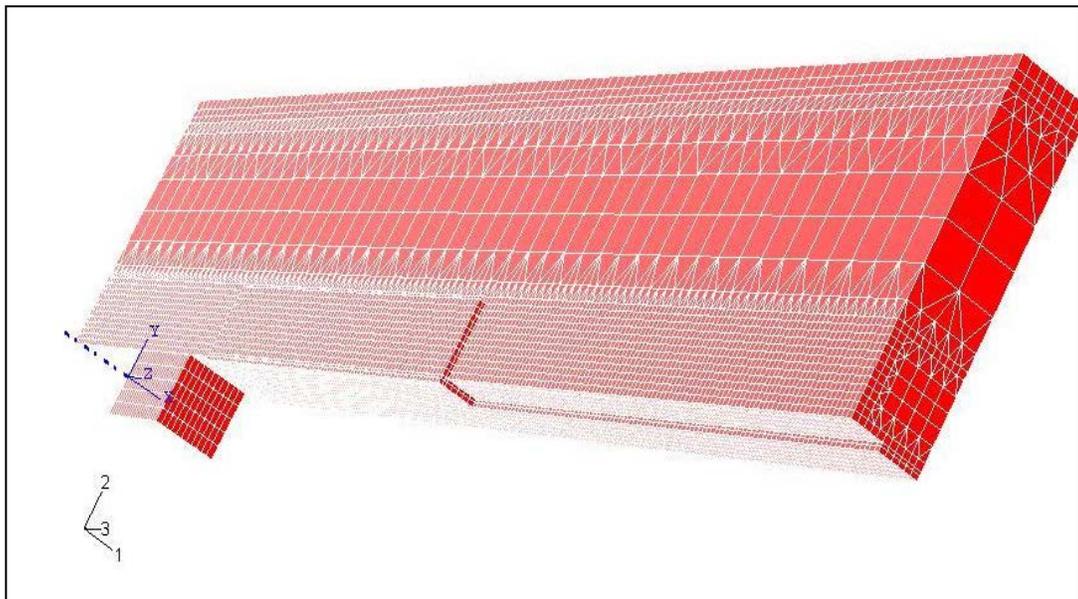


Figura 8.12. Malla de elementos finitos correspondiente a la viga V3 con refuerzo y cantoneras

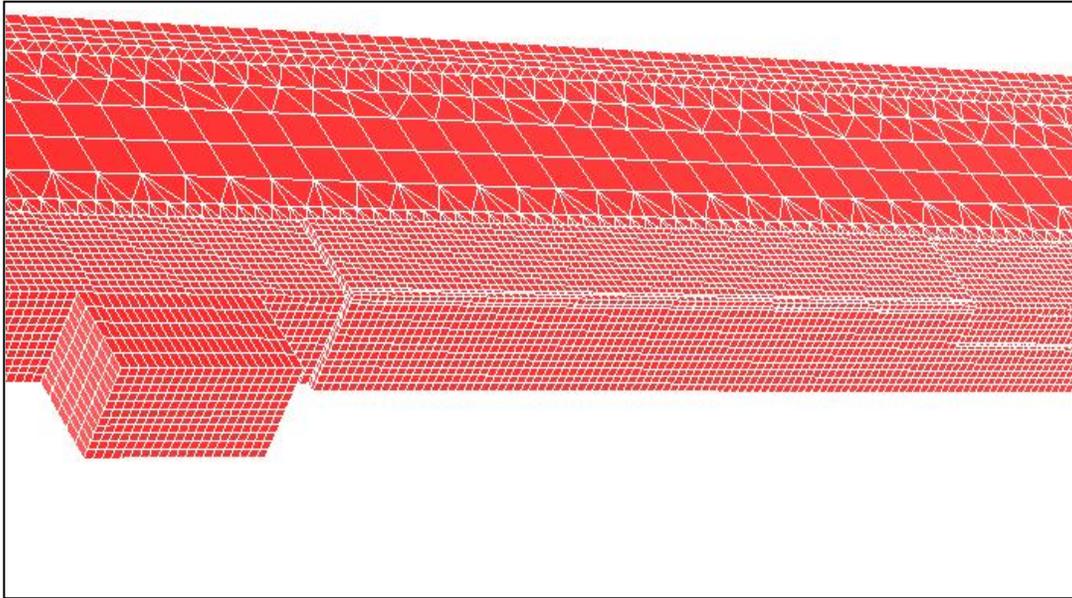


Figura 8.13. Malla de elementos finitos correspondiente a la viga V3 con refuerzo y cantoneras

8.2.3 ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS

Para realizar los modelos numéricos se recurrió a dos tipos de elementos, los cúbicos y los tetraedros.

Estos últimos se utilizaron en las zonas de transición, para cambiar el tamaño de los elementos cúbicos en los lugares necesarios, y así optimizar la malla.

8.2.3.1 ELEMENTOS CÚBICOS

Se utilizaron elementos C3D8R, que son elementos cúbicos de ocho nodos con integración reducida.

8.2.3.2 ELEMENTOS TETRAÉDRICOS

Se utilizaron elementos C3D4, que son elementos tetraédricos de cuatro nodos e integración reducida.

8.2.4 MATERIALES Y PROPIEDADES

Los materiales usados fueron: hormigón, acero y adhesivo epoxi. Se considero para el acero y el hormigón, un comportamiento elasto-plástico perfecto, mientras que para el epoxi se considero un comportamiento elástico.

Se usaron cuatro materiales distintos, hormigón, acero de armadura a compresión y refuerzo, acero para armadura a tracción y adhesivo epoxi.

La distinción de los distintos tipo de aceros surgió de los resultados de los ensayos realizados sobre los mismos, que marcaron algunas diferencias significativas en sus resistencias.

8.2.4.1 HORMIGÓN

Debido a que el modelo necesario para poder representar correctamente cada parte de la viga V3, requirió una cantidad muy grande de elementos, se intentó trabajar con un modelo constitutivo simplificado para el hormigón. Es por esto que se utilizó un modelo elasto-plástico perfecto tanto en compresión como en tracción, con un límite de plasticidad en compresión, 10 veces superior al límite a tracción. La tensión de aplastamiento en compresión del hormigón se tomó igual a 106 kg/cm^2 y el módulo de elasticidad de 210.000 kg/cm^2 .

8.2.4.2 ACERO

Para el acero se utilizó también un modelo elastoplástico perfecto con propiedades mecánicas distintas para cada uno de los tipos de acero.

8.2.4.2.1 Acero para armadura de perchas

Modulo de Elasticidad: 2.290.000 kgf/cm².

Tensión de Fluencia: 4900 kgf/cm².

8.2.4.2.2 Acero para armadura principal

Modulo de Elasticidad: 2.177.000 kgf/cm².

Tensión de Fluencia: 5600 kgf/cm².

8.2.4.2.3 Acero para refuerzo

Modulo de Elasticidad: 2.100.000 kgf/cm².

Tensión de Fluencia: 3000 kgf/cm².

8.2.4.3 ADHESIVO EPOXI

En el caso del pegamento se recurrió a un modelo elástico con un modulo de elasticidad de 43.000 kgf/cm².

8.2.5 CONDICIONES DE BORDE

Para las condiciones de apoyo se modelaron también los apoyos metálicos, usados en el ensayo experimental. En la base de estos, en su eje medio central, se restringió los desplazamientos verticales y horizontales.

Para tener en cuenta las condiciones de simetría se restringieron los desplazamientos en las direcciones perpendiculares a sus planos de la sección transversal media y de la sección longitudinal media.

8.2.6 CARGAS Y PASOS DE CARGA

Para simular el sistema de transmisión de carga empleado en el modelo experimental, la carga se aplicó con una carga distribuida en una pequeña superficie de la viga como se indica en la Figura 8.14. Se utilizaron 56 pasos de carga para lograr la convergencia en el modelo numérico.

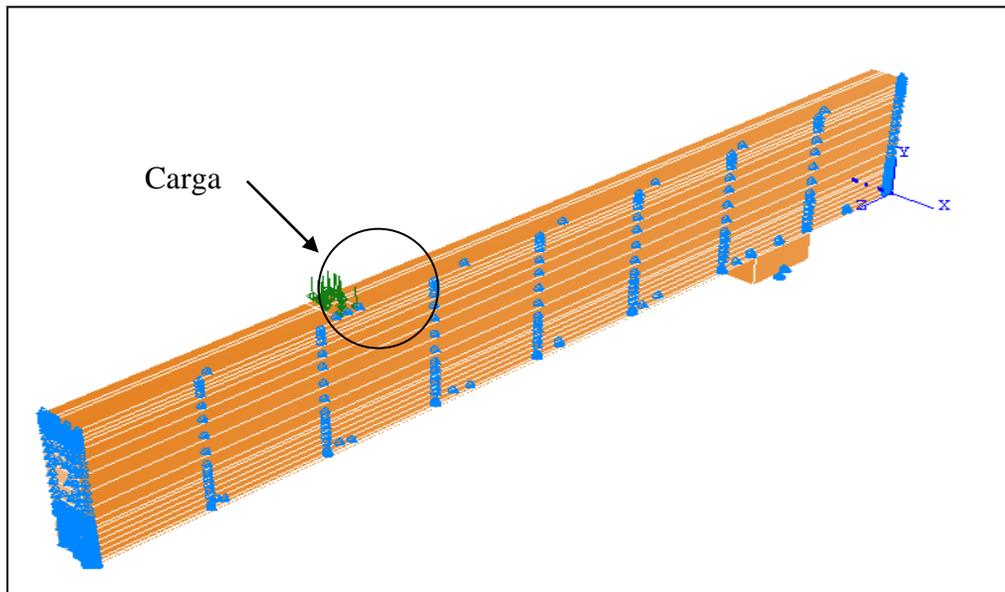


Figura 8.14. Perspectiva de la viga con la carga aplicada

8.2.7 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

8.2.7.1 VIGA V2

La Figura 8.15 muestra la curva carga-desplazamiento de la sección central obtenido para la viga V2.

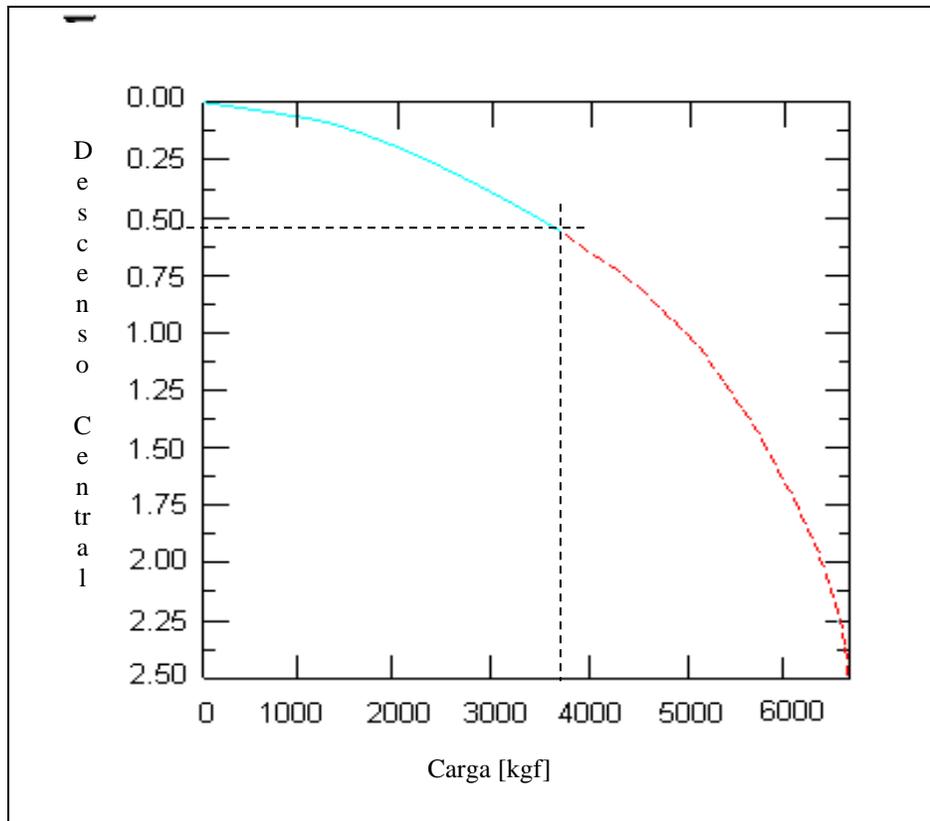


Figura 8.15. Carga vs. Descenso de la Sección Central[mm] para viga V2.

Si bien, la carga parece llegar hasta los 6300 kg, la rotura se da mucho antes de esta carga, ya que las tensiones en el extremo del hormigón, para una carga de 3800 kg superan las tensiones resistentes del hormigón. Se alcanza la rotura con un descenso en la sección central de 5.5 mm.

Así, este modelo permite estimar que la rotura se dará por peel off del refuerzo y no se alcanzara la falla dúctil.

La concentración de tensiones longitudinales “ σ_{33} ” en el extremo del refuerzo se puede ver en la Figura 8.16.

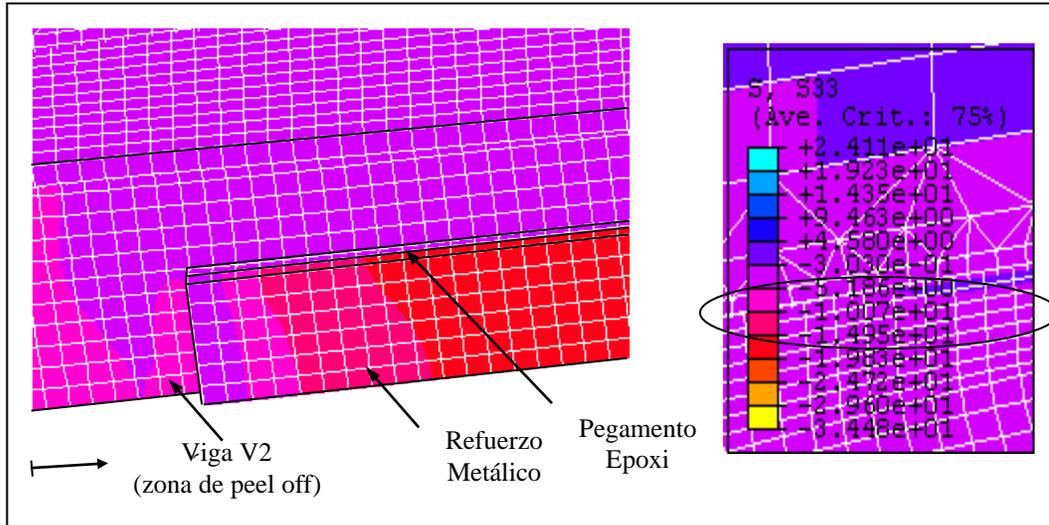


Figura 8.16. Distribución de tensiones en el extremo del refuerzo en viga V2.

Como vemos el valor alcanzado para esta carga de 3800 kg, supera los 9.12 kg/cm^2 , que es el límite de la tensión de arrancamiento para el hormigón de las vigas de estos ensayos.

8.2.7.2 VIGA V3

La figura muestra la curva carga-flecha de la sección central obtenida para la viga V3. El comportamiento es similar a la viga V2, ya que ambas tienen rigideces prácticamente iguales.

La diferencia fundamental esta en el hecho de que las tensiones alcanzadas en el extremo del refuerzo son muy inferiores a las alcanzadas por el modelo anterior.

Esto se ve claramente si se compara la Figura 8.16 con la Figura 8.18 correspondiente a la viga V2.

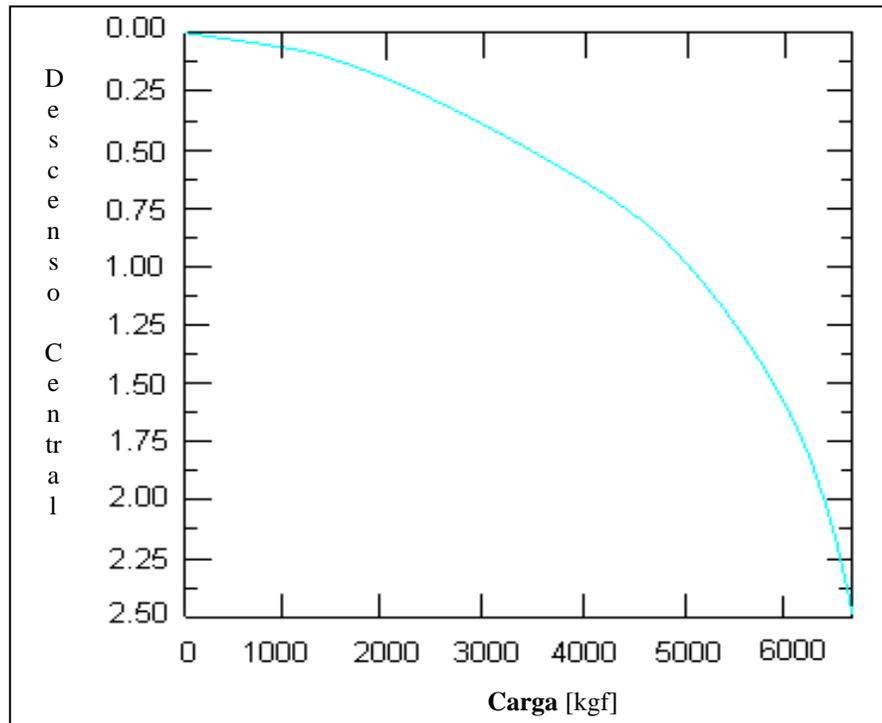


Figura 8.17. Carga vs. Descenso de la Sección Central [mm] para viga V2.

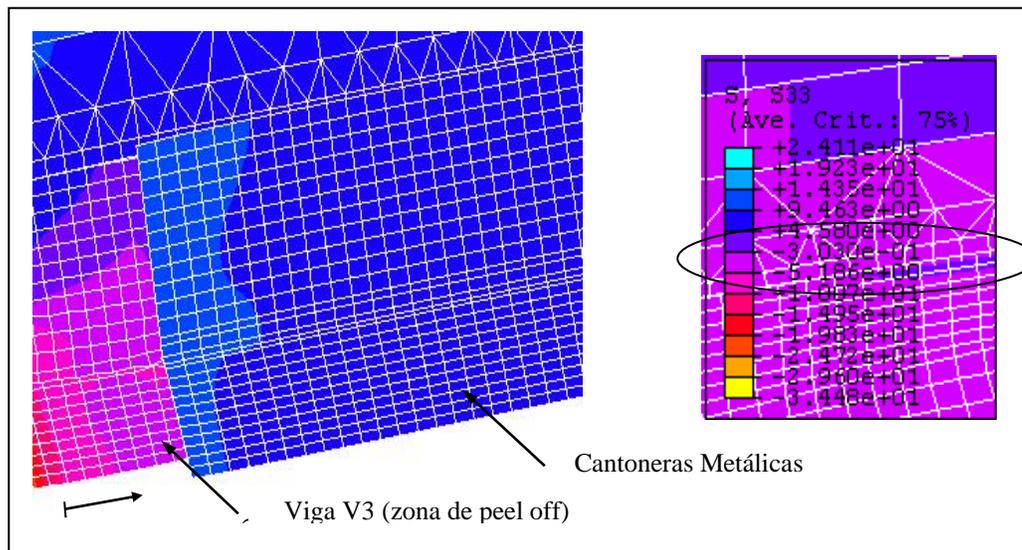


Figura 8.18. Distribución de tensiones en el extremo del refuerzo en viga V3 [kg/cm²].

La distribución de tensiones longitudinales “ σ_{33} ” en esta viga se puede apreciar en las Figuras 8.19 y 8.20:

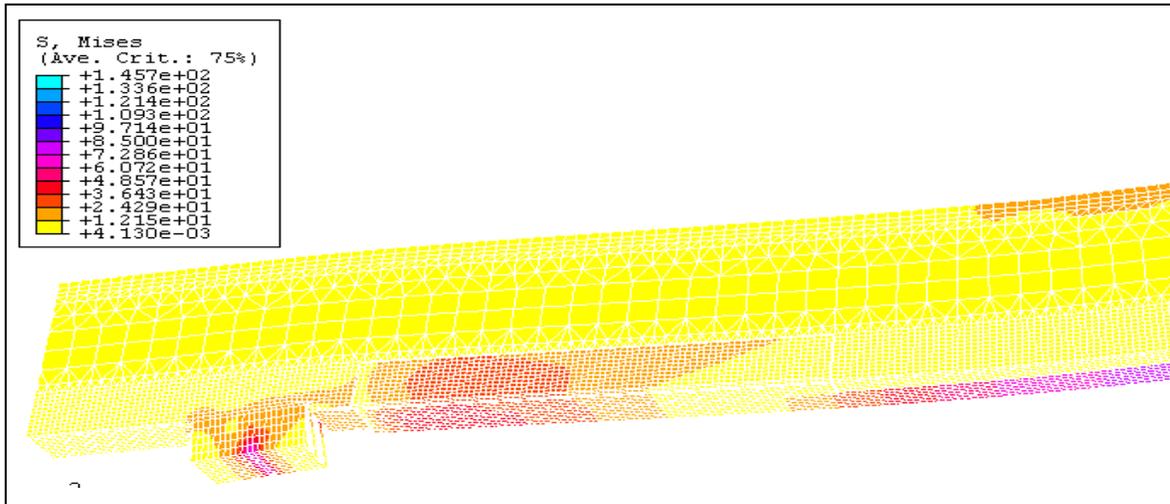


Figura 8.19. Distribución de tensiones en toda la viga

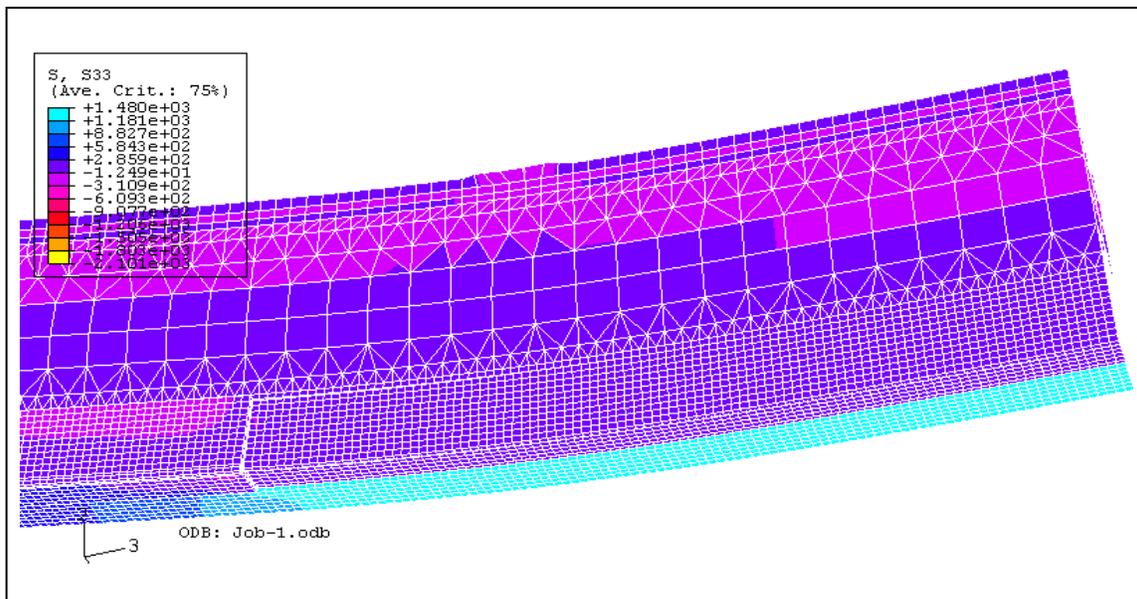


Figura 8.20. Distribución de tensiones en la zona de transición de viga V3

8.2.8 ANÁLISIS Y VERIFICACIÓN DE TENSIONES EN CANTONERAS

8.2.8.1 ANÁLISIS Y VERIFICACIÓN DE TENSIONES

Para establecer un criterio con el cual estimar esta longitud de transición de tensiones a un estado homogéneo, se analizaron los datos del modelo numérico en tres dimensiones realizado en Abaqus. En la Figura 8.21 se muestra la distribución de tensiones σ_{33} en la zona de transición.

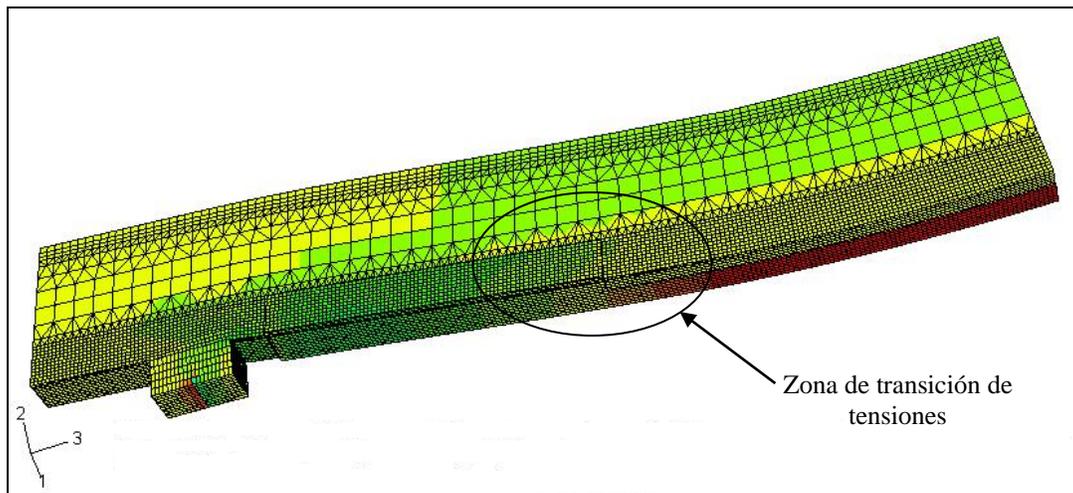


Figura 8.21. Distribución de tensiones σ_{33}

La Figura 8.22 muestra un detalle de esta zona.

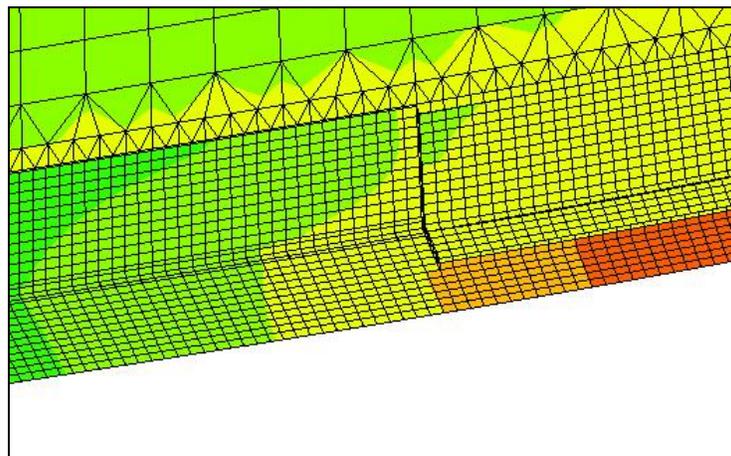


Figura 8.22. Zona de transición de tensiones del refuerzo central a las cantoneras

Con los datos obtenidos de este modelo se realizó el análisis de esta distribución de tensiones. Para esto, a partir de la sección de encuentro del refuerzo original con las cantoneras, se tomaron cinco secciones de referencia, espaciadas cada cinco centímetros, como muestra la Figura 8.23.

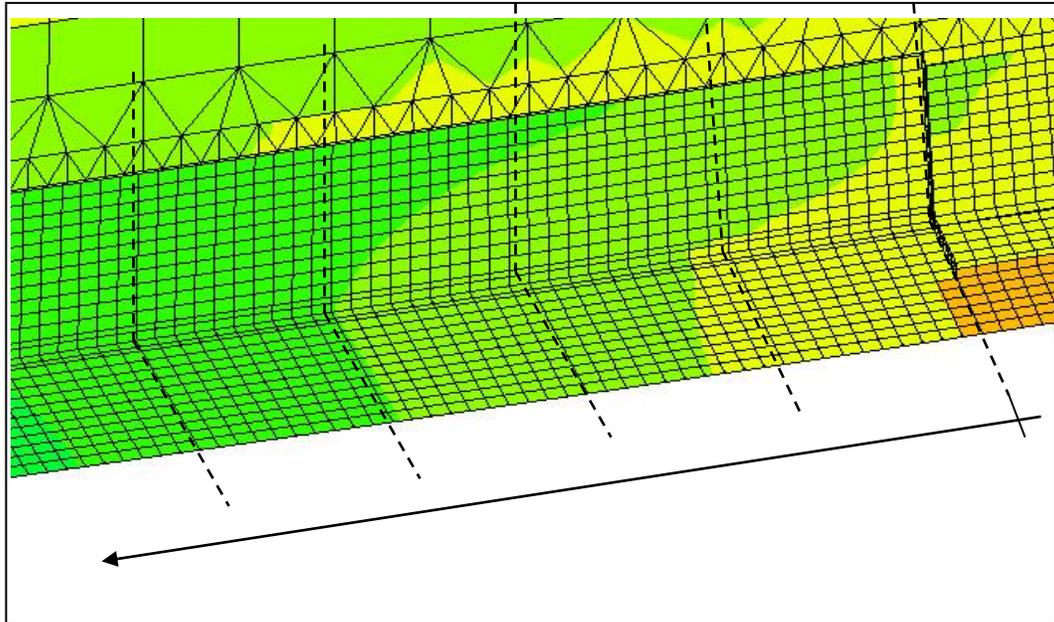


Figura 8.23. Secciones de referencia.

La Figura 8.25 surge de dicho análisis, en donde:

Lado Vertical = altura de la cantonera;

Lado Horiz. Agreg. = ancho de refuerzo en la base que se agrega al pegar la cantonera;

Lado Horiz. Original = ancho correspondiente al refuerzo original en la sección central.

En la Figura 8.24 se aclaran estas definiciones:

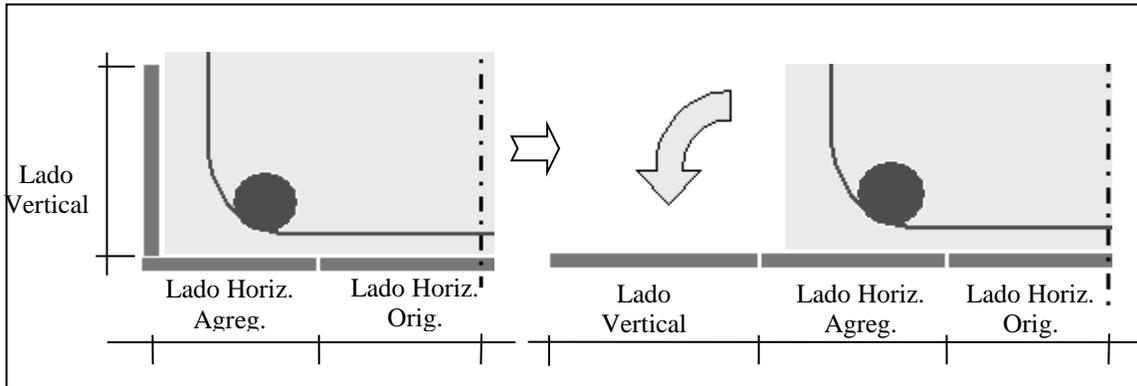


Figura 8.24

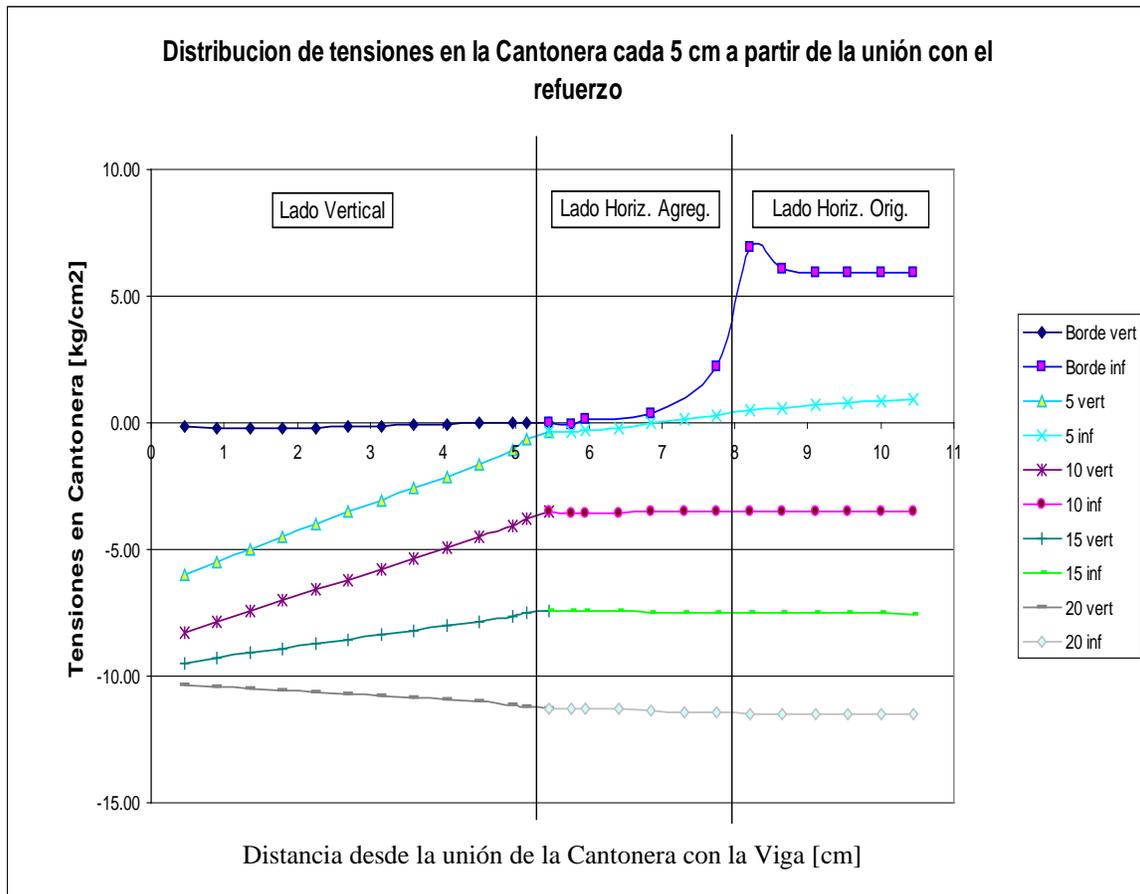


Figura 8.23. Tensiones σ_{33} en la zona de transición, tomadas cada 5 cm. Desde el encuentro del refuerzo central con la cantonera

En la Figura 8.23 se puede ver como las tensiones se van homogeneizando a medida que se alejan de la sección de encuentro entre refuerzo y cantonera.

8.2.8.2 RECOMENDACIONES PARA EL DIMENSIONADO DE CANTONERAS

Del análisis de esta transición surgen las siguientes recomendaciones para el cálculo de la longitud adicional:

$$l_{trans} = 4h_c + 1.6v \quad (8.1)$$

Donde

l_{trans} = Longitud de Transición;

h_c = Altura de la cantonera;

v = Lado horizontal que se agrega con la cantonera

Aún siendo esta una longitud de transición, también colabora como longitud de anclaje pero con una eficiencia menor. Así, la longitud de transición se podrá tomar como longitud de anclaje pero reducida por un factor que se obtiene de la siguiente manera y surge también del análisis de cómo se distribuyen las tensiones en la zona de transición:

$$k = \frac{2.1v + 4.64h_c}{3.5v + 7.2h_c} \quad (8.2)$$

Por lo tanto la longitud efectiva a la cual equivale la longitud de transferencia será:

$$l_{efect} = l_{trans} \cdot k \quad (8.3)$$

Con lo cual, la longitud que no aporta al anclaje del refuerzo y debe ser adicionada a la longitud de anclaje es:

$$l_{adic} = l_{trans} - l_{efect} \quad (8.4)$$

Por último, la longitud real de las cantoneras deberá ser:

$$l_{total} = l_b + l_{adic} \quad (8.5)$$

De esta manera queda dimensionada la cantonera a utilizar.

Cabe aclarar que todas estas ecuaciones se han obtenido en base al análisis de un solo modelo, con sus características específicas.

Para que estas ecuaciones tengan una validez general, es necesario realizar un análisis paramétrico de este modelo, para estudiar como influyen cada una de las variables intervinientes, como ser, la resistencia del hormigón, la cuantía original de la viga, la cuantía de refuerzo, etc.

Por esto, las ecuaciones anteriores son de carácter indicativo, pero aún faltan investigaciones para validar las mismas para su uso profesional.

CAPÍTULO 9

COMPARACIÓN DE RESULTADOS

9.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se harán comparaciones entre los resultados obtenidos por distintas vías en esta tesis, con el objetivo de poder sopesar la aproximación que se tienen con las distintas herramientas de predicción que disponen los ingenieros estructurales.

La comparación es necesaria para poder evaluar que teorías se aproximan más a los resultados experimentales, en que aspectos los métodos numéricos realizados en este trabajo pueden predecir el comportamiento real de las vigas reforzadas con esta técnica, si los resultados obtenidos son correspondientes y concordantes con otros ensayos experimentales, y por último poder utilizar estos resultados para poder confeccionar y/o calibrar el modelo más conveniente de una norma respecto a esta problemática.

Estas comparaciones se harán para cada espécimen en particular, presentando los aciertos y desaciertos de los métodos de predicción usados.

9.2 RESULTADOS DE LOS MODELOS TEÓRICOS

9.2.1 TEORÍA DE VIGAS CONVENCIONALES

Se tomaron en cuenta dos curvas constitutivas distintas para el hormigón. La primera es la que corresponde a la norma DIN, este se muestra en la Figura 9.1:

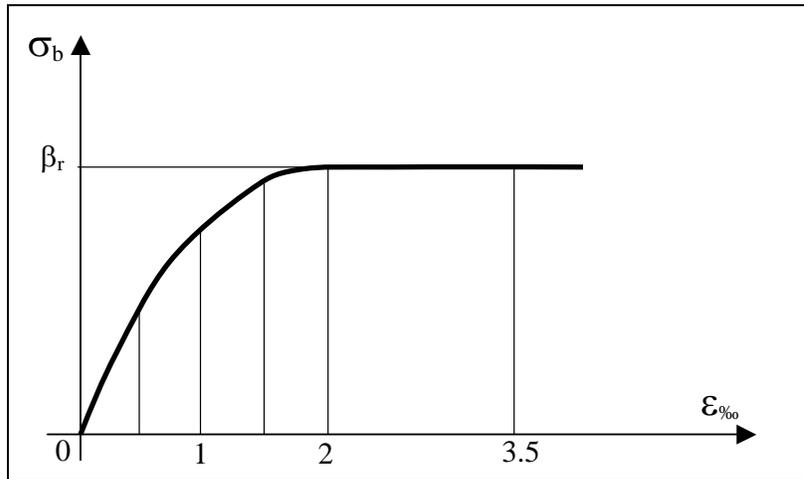


Figura 9.1. Figura de modelo constitutivo de la Norma DIN y CIRSOC

Y la segunda, es la propuesta por Park and Paulay 1975 ^[118]. Ver Figura 9.2:

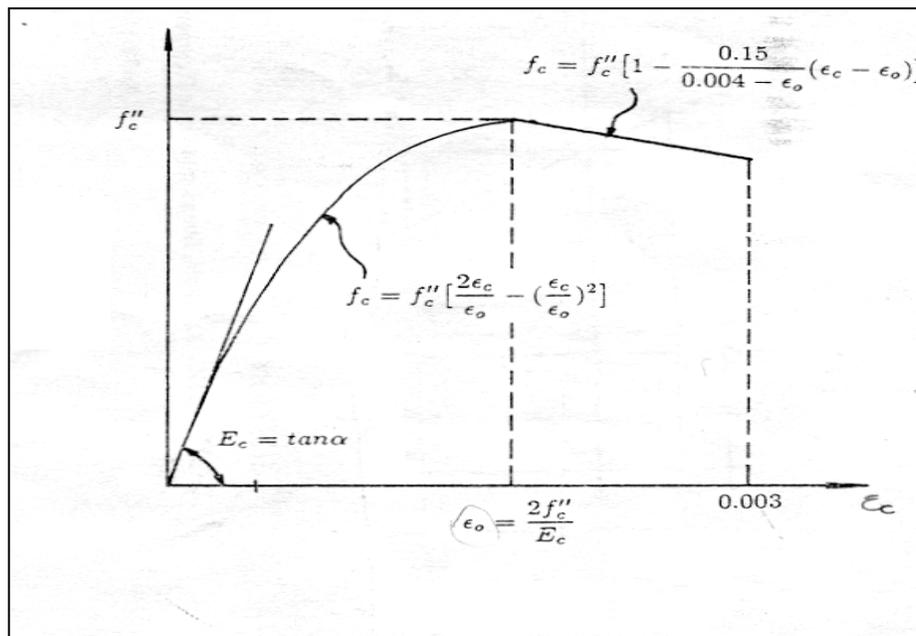


Figura 9.2. Figura de modelo constitutivo de Park and Paulay 1975 ^[118]

COMPARACIÓN DE RESULTADOS

Se consideró al acero como en la mayoría de las normas para hormigón armado, es decir, como un material elastoplástico perfecto.

9.2.1.1 VIGA 1N – VIGA SIN REFORZAR.

Tabla 9.1.

Curva Constitutiva del hormigón	Hipótesis de falla adoptada	Deformación de Falla	Tensión alcanzada en el Hormigón [kg/cm ²]	Carga Ultima [kg]
DIN	Fluencia de la armadura	0.002	106 – Máx.	4003
Park and Paulay ^[118]	Fluencia de la armadura	0.002	106 – Máx.	3920

9.2.1.2 VIGA 2 RN – VIGA REFORZADA SIN ANCLAJE ESPECIAL.

Tabla 5.

Curva Constitutiva del hormigón	Hipótesis de falla adoptada	Deformación de Falla	Deformación en el Refuerzo [kg/cm ²]	Carga Ultima [kg]
DIN	Plastificación del Hormigón	0.0035	0.0023	5895
Park and Paulay	Plastificación del Hormigón	0.003	0.0022	5840

9.2.2 TEORÍA CON INTERVENCIÓN DE LA ADHERENCIA DEL REFUERZO

9.2.2.1 VIGA V2 RN

En este caso, los resultados encontrados fueron los siguientes:

$$l_b = 146 \text{ cm}$$

$$x = 8.90 \text{ cm}$$

$$I_x = 5654 \text{ cm}^4$$

$$P = 2956 \text{ kg.}$$

Distancia desde el apoyo a la carga = 66.6 cm

$$a = 10 \text{ cm.}$$

Como se ve, la longitud “ l_b+a ” en este caso es mayor a la distancia que existe desde el apoyo, al punto de aplicación de la carga, y por lo tanto, el refuerzo de la misma en estas condiciones no podrá alcanzar la fluencia.

9.2.2.2 VIGA V3 RMAE

En este caso los resultados alcanzados son:

$$l_b = 36.6 \text{ cm}$$

$$x = 8.90 \text{ cm}$$

$$I_x = 5654 \text{ cm}^4$$

$$P = 9918 \text{ kg.}$$

Distancia desde el apoyo a la carga = 66.6 cm

$$a = 10 \text{ cm.}$$

En este caso, la longitud “ l_b+a ” es menor que el tercio de la longitud de la viga, y por lo tanto, el refuerzo puede desarrollar la fluencia.

La carga de separación de la chapa en este caso, llega casi a las 10 tn., lo cual supera ampliamente la carga alcanzada por la viga (5900 kg), esto quiere decir que en este caso no se espera un desprendimiento de la chapa.

9.2.3 TEORÍA DE RETICULADOS

Con esta teoría se pueden calcular las distintas capacidades de carga para los diferentes modos de falla. La menor de estas cargas, será la carga crítica.

9.2.3.1 VIGA V2 RN

En este caso, los resultados encontrados fueron los siguientes:

- Resistencia al despegue o desgarro (ec. 19) = 28.83 KN = 2883 Kg.
- Resistencia de la diagonal de compresión del hormigón y/o fluencia de los estribos (ec. 22) = 131.60 KN = 13100 Kg.
- Resistencia a la fluencia de la armadura principal (ec. 23) = 76.81 KN = 7681 Kg.
- Resistencia para el modo de falla relacionado con la fluencia del refuerzo, la fluencia de la armadura principal y/o el aplastamiento del hormigón en compresión (modo de falla flexional) (ec. 32) = 55.21 KN = 5521 Kg.

Estos resultados indican que el modo de falla en esta viga será el peel-off, ya que es el que representa la menor carga última, 2883 kg.

9.2.3.2 VIGA V3 RMAE

En este caso los resultados alcanzados son:

- Resistencia al despegue o desgarro (ec. 19) = 57.41 KN = 5741 Kg.
- Resistencia de la diagonal de compresión del hormigón y/o fluencia de los estribos (ec. 22) = 131.60 KN = 13100 Kg.

- Resistencia a la fluencia de la armadura principal (ec. 23) = 76.81 KN = 7681 Kg.
- Resistencia para el modo de falla relacionado con la fluencia del refuerzo, la fluencia de la armadura principal y/o el aplastamiento del hormigón en compresión (modo de falla flexional) (ec. 32) = 55.21 KN = 5521 Kg.

En este caso, la única capacidad de carga que varía es la primera, ya que es lo único en lo cual influye la mejora en el anclaje.

Como se ve, en este último caso, el modo crítico ya no es el de despegue (5741 kg.) sino que pasa a ser el de resistencia al aplastamiento del hormigón (5521 kg.). Esto implica que con la mejora adoptada en el anclaje, se evita la falla por peel-off, alcanzado una falla flexional.

9.2.4. TEORIAS SOBRE TRANSFERENCIA DE ESFUERZOS DEL REFUERZO A LA VIGA.

9.2.4.1. MODELOS EMPÍRICOS

Tabla 9.3.

Resultado	Carga Ultima de Anclaje [kg]	Error [%]
Experimental V2 RN	4867	
Hiroyuki y Wu ^[105]	1119	-77.0
Maeda et al. ^[65]	3885	-20.2

9.2.4.2. TEORÍAS BASADAS EN LA MECÁNICA DE FRACTURAS

Tabla 9.4.

Resultado	Carga Ultima de Anclaje [kg]	Error [%]
Experimental V2 RN	4867	
Niedermeier ^[108]	2379	-51.1
Täljsten ^[111]	2833	-41.8
Yuan y Wu ^[97]	2935	-39.7

Neubauer y Rostásy ^[50]	3043	-37.5
Chaallal ^[112]	5613	+15.3
Neubauer y Rostásy ^[50]	2378	-51.2
Chen y Teng ^[68]	3146	-35.4

9.3 COMPARACION DE RESULTADOS EXPERIMENTALES CON PROPUESTAS TEORICAS.

9.3.1 VIGA V1N – VIGA SIN REFUERZO

9.3.1.1 COMPARACIÓN DE VALORES DE CARGA ULTIMA

En la Figura 9.3 se compara la carga última alcanzada por la viga V1 en el ensayo experimental, con las cargas límites obtenidas con las teorías convencionales o clásicas para vigas sin reforzar.

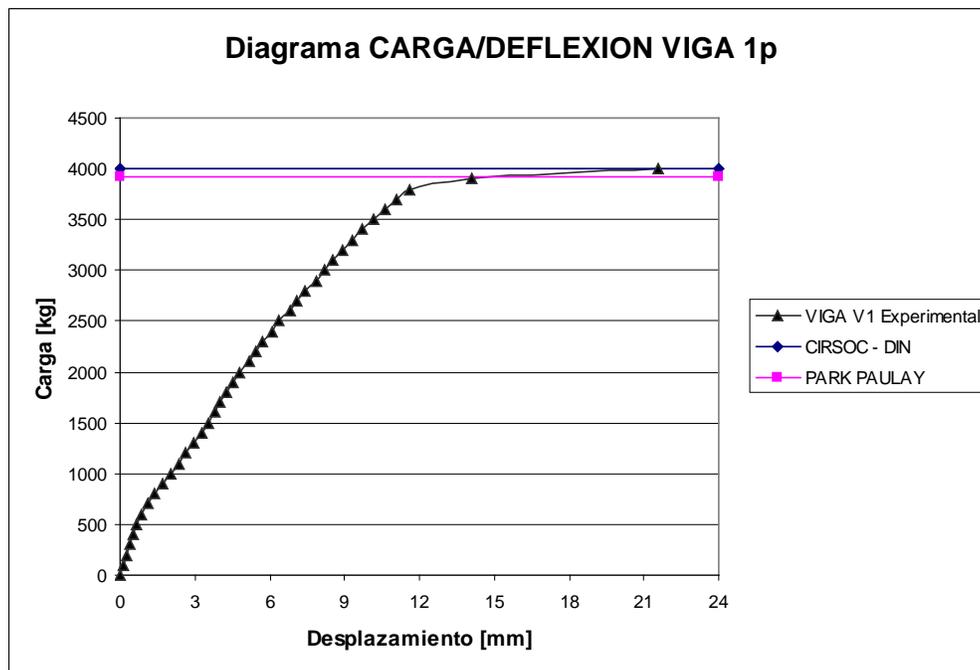


Figura 9.3. Comparación Viga V1

En esta Figura, podemos notar como la aproximación de estas teorías clásicas es notable cuando se usan los valores reales de resistencias de los materiales intervinientes en la misma.

Los resultados obtenidos son:

Tabla 9.5.

Resultado	Carga Ultima [kg]	Error [%]
Experimental V1 N	4000	---
CIRSOC – DIN	4003	0.075
PARK PAULAY	3920	-2.00

Como se observa, las teorías básicas tienen una aproximación excelente respecto a vigas que presentan modos de fallas típicos o clásicos, como es el caso de la viga V1 que falló por fluencia de la armadura principal.

9.3.2 VIGA V2RN – VIGA REFORZADA SIN ANCLAJE ESPECIAL

9.3.2.1 COMPARACIÓN DE VALORES DE CARGA ULTIMA SEGÚN MODELOS GLOBALES DE VIGAS.

En la Figura 9.4 se compara la carga última alcanzada por la viga V2 en el ensayo experimental, con las cargas límites obtenidas con las teorías convencionales o clásicas adaptadas a vigas con refuerzo, con las teorías que incorporan el anclaje del refuerzo y con las teorías de reticulados adaptadas a vigas de hormigón armado con refuerzo.

Como se mostró en el Capítulo 7, la viga V2 RN, falló bruscamente por “peel off” para una carga de 4300 kgf.

En la Tabla 9.6, que refleja los datos de la Figura 9.4, se puede ver que ninguna teoría global de vigas, puede predecir esta carga correctamente.

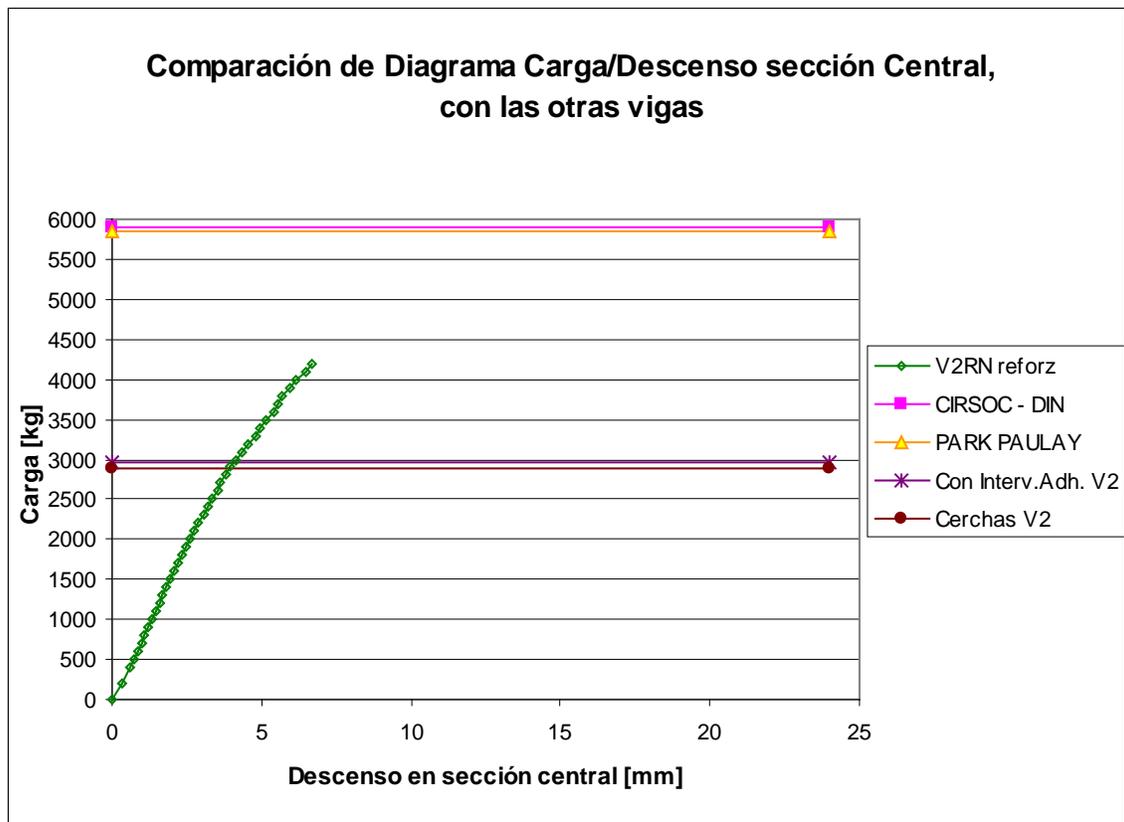


Figura 9.4. Comparación Viga V2.

Tabla 9.6.

Resultado	Carga Ultima [kg]	Error [%]
Experimental V2 RN	4000	---
CIRSOC – DIN	5895	+47.37
PARK PAULAY	5840	+46
Con Intervención de la Adherencia	2956	-26.1
Reticulados	2883	-27.93

Debe aclararse que la teoría clásica no tiene en cuenta ningún fenómeno de adherencia, por lo tanto la carga ultima que estima esta teoría, tiene sentido cuando el modo de falla que ocurre en la viga es alguno de los flexionales. Esto explica los valores mayores que arroja esta teoría cuando se presentan modos de fallas que no permiten al espécimen

alcanzar la capacidad resistente prevista, lo cual se convierte en un problema de seguridad estructural.

Por otro lado, los dos modos de falla globales presentados aquí, que consideran la influencia de la adherencia del refuerzo, dan cargas últimas menores a la experimental.

9.3.2.2 COMPARACIÓN DE VALORES DE CARGA ULTIMA SEGÚN MODELOS LOCALES DE CORTE EN EL REFUERZO.

En el Figura 9.5 se muestran los resultados de las cargas últimas de anclaje, obtenida con los modelos numéricos que se basan en la mecánica de las fracturas:

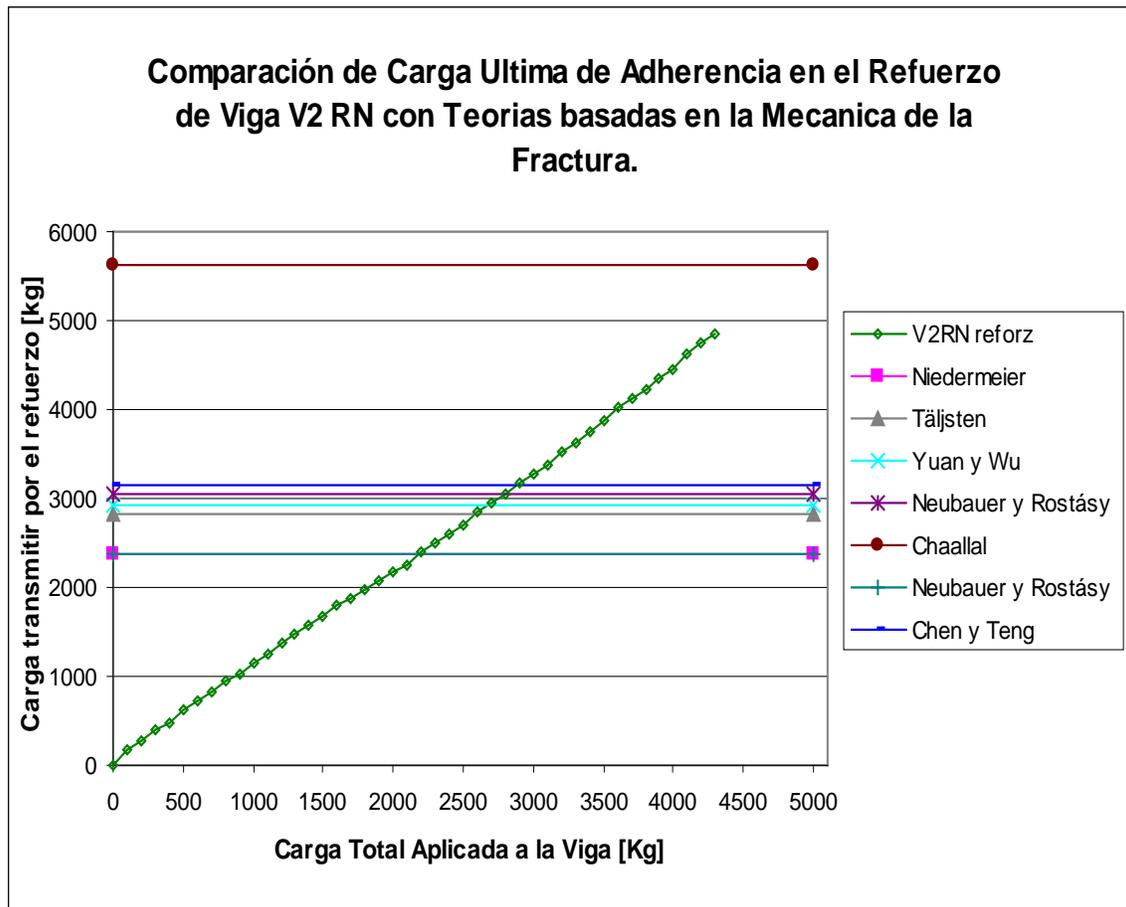


Figura 9.5. Comparación de teorías de anclaje con ensayo experimental. Los resultados numéricos de estos resultados se muestran en la Tabla 9.4.

Como puede observarse, en este caso, al igual que en el caso de las teorías globales de comportamiento de vigas, las cargas de falla por falta de anclaje del refuerzo, son menores a la que realmente sucedió en el ensayo experimental de la viga V2 RN.

9.3.3 VIGA V3RMAE – VIGA REFORZADA CON ANCLAJE ESPECIAL

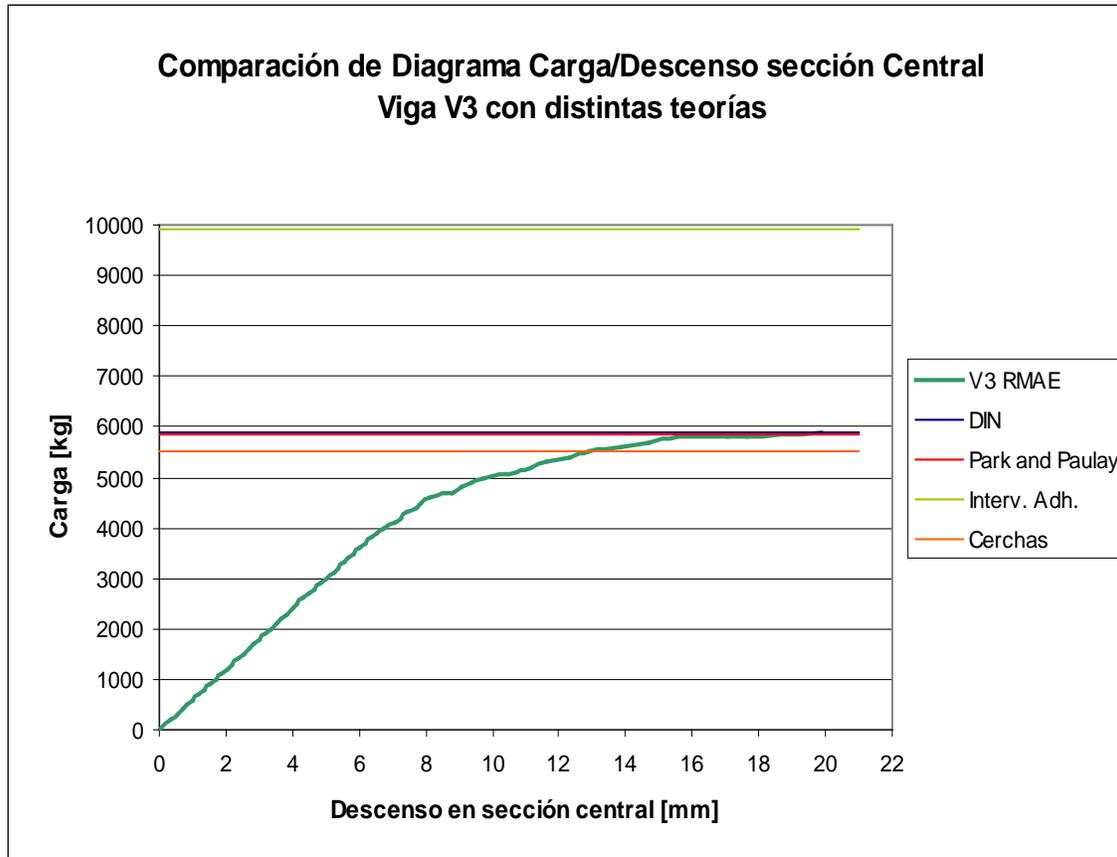


Figura 9.6. Comparación Viga V3.

En la Figura 9.6 se comparan los valores de carga última correspondientes a la viga V3 obtenidos con las distintas teorías y su comparación con el valor experimental. El análisis de la Tabla 9.7, en donde se vuelcan los valores del Figura 9.6, lleva nuevamente a la conclusión de que cuando el modo de falla de la viga es un modo flexional, la carga que lo produce puede ser fácilmente estimada mediante las teorías más simples.

Tabla 9.7.

Resultado	Carga Ultima [kg]	Error [%]
Experimental V2 RN	5900	---
CIRSOC – DIN	5895	-0.08
PARK PAULAY	5840	-1.02
Con Intervención de la Adherencia	9118	+54.5
Reticulados	5521	-6.86

Puede verse que la diferencia entre las teorías más simples y el resultado experimental es prácticamente nula.

Otro aspecto a destacar es que el valor de carga que arroja la teoría que tiene en cuenta la resistencia al desgarro del refuerzo (9918 kgf), si bien es excesivo, es un indicador de que el anclaje es suficientemente seguro para la carga que se pretende alcanzar.

Por ultimo la teoría de reticulado presenta un resultado que si bien no es óptimo es satisfactorio respecto de la estimación de la carga última. La ventaja de esta teoría es que no sólo brinda el valor de la carga de rotura, sino también el modo de falla con el cual la viga alcanza dicha rotura.

9.4 COMPARACION DE RESULTADOS EXPERIMENTALES CON RESULTADOS DE LOS MODELOS NUMERICOS.

9.4.1 VIGA V1

La Figura 9.7 muestra la curva carga-flecha de la sección central obtenida con el programa plcd2 y su comparación con los resultados experimentales

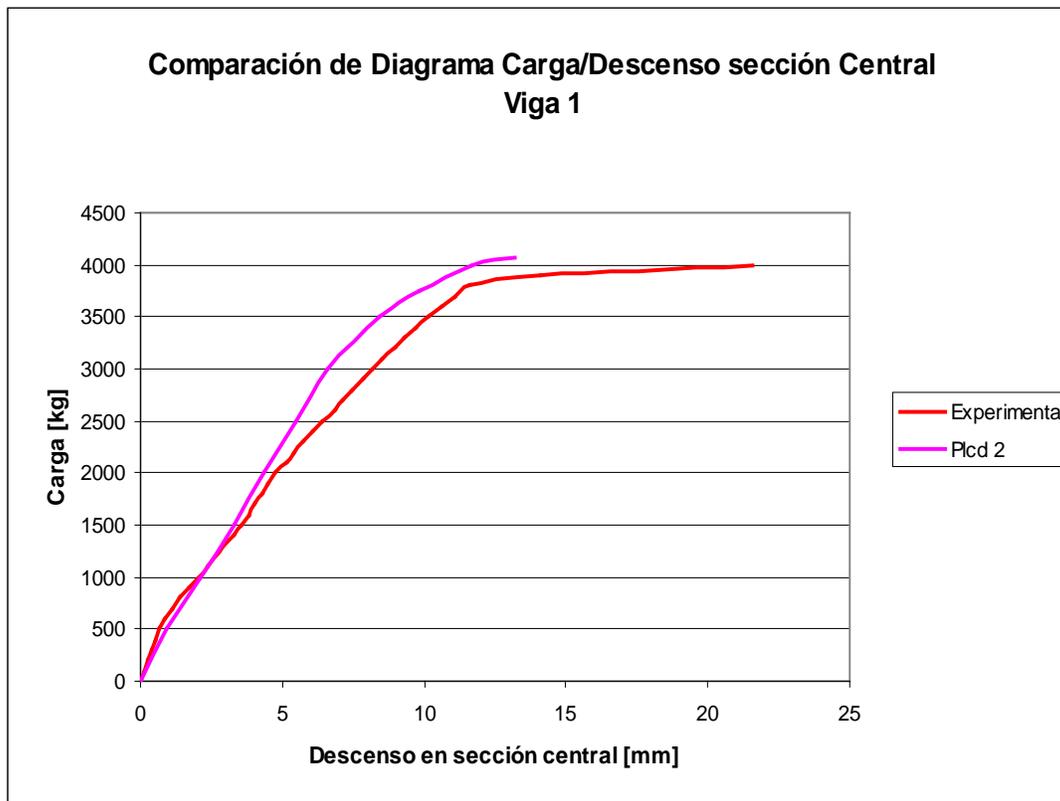


Figura 9.7. Comparación entre el comportamiento de la viga VI y el modelo en Plc 2d.

El comportamiento alcanzado por el modelo en este caso es satisfactorio, la carga ultima que alcanza el Plc 2d es de 4010 kg, presentando un error del 0.25 % respecto de la viga real.

En cuanto a la rigidez, la diferencia esta en el orden del 5% respecto a la viga experimental.

9.4.2 VIGA V2

La Figura 9.8 muestra la curva carga-flecha de la sección central obtenidas con los programas plcd2 y Abaqus y su comparación con los resultados experimentales.

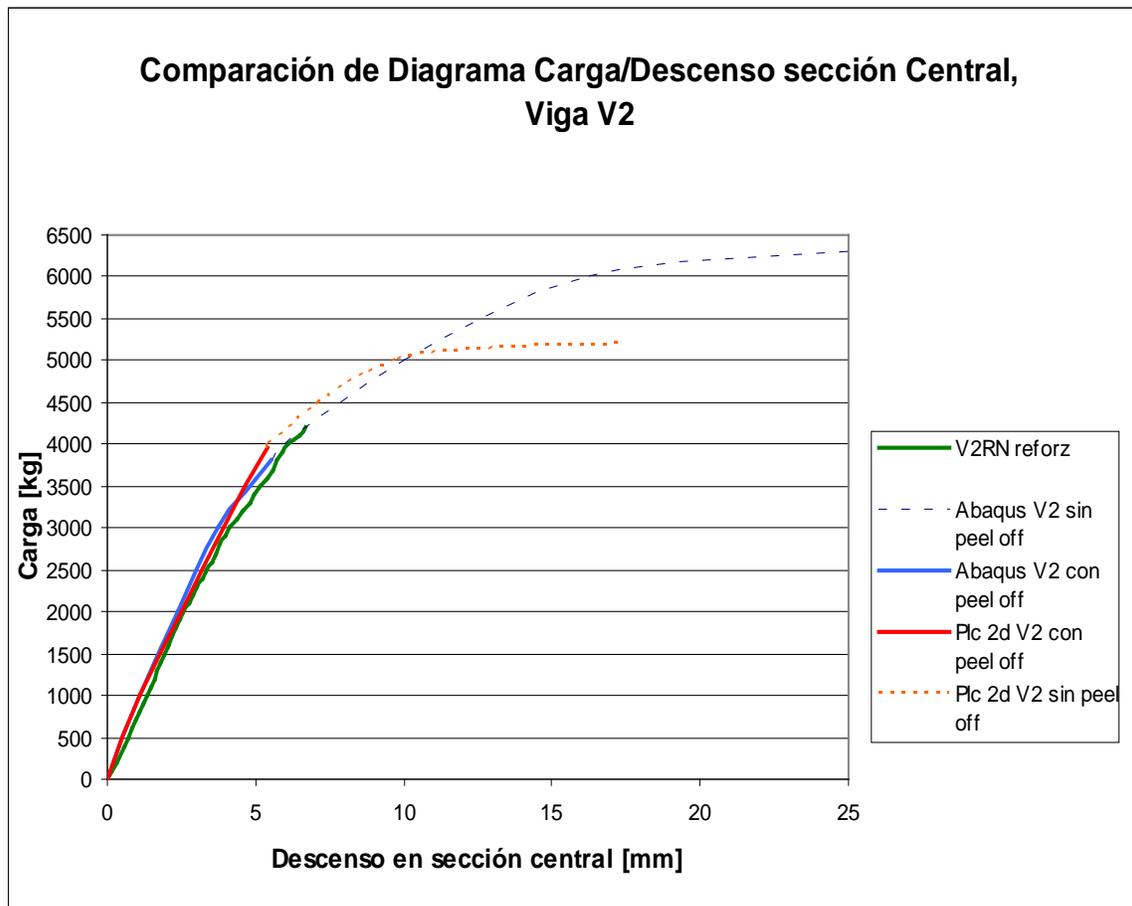


Figura 9.8. Comparación entre el comportamiento de la viga V2, el modelo en Plc 2d y el modelo en Abaqus

En la Tabla 9.8 se indican los valores de carga última obtenidos numéricamente y su comparación con el valor experimental. Si bien el comportamiento que se observa es muy similar en cuanto a rigideces iniciales, los modelos numéricos no llegan a la carga de falla de la viga experimental.

Tabla 9.8.

Resultado	Carga Ultima [kg]	Error [%]
Experimental V2	4300	---
Plc 2d	3950	-8.86
Abaqus	3800	-13.15

9.4.3 VIGA V3

La Figura 9.9 muestra la curva carga-flecha de la sección central obtenidas con el programa Abaqus y su comparación con los resultados experimentales.

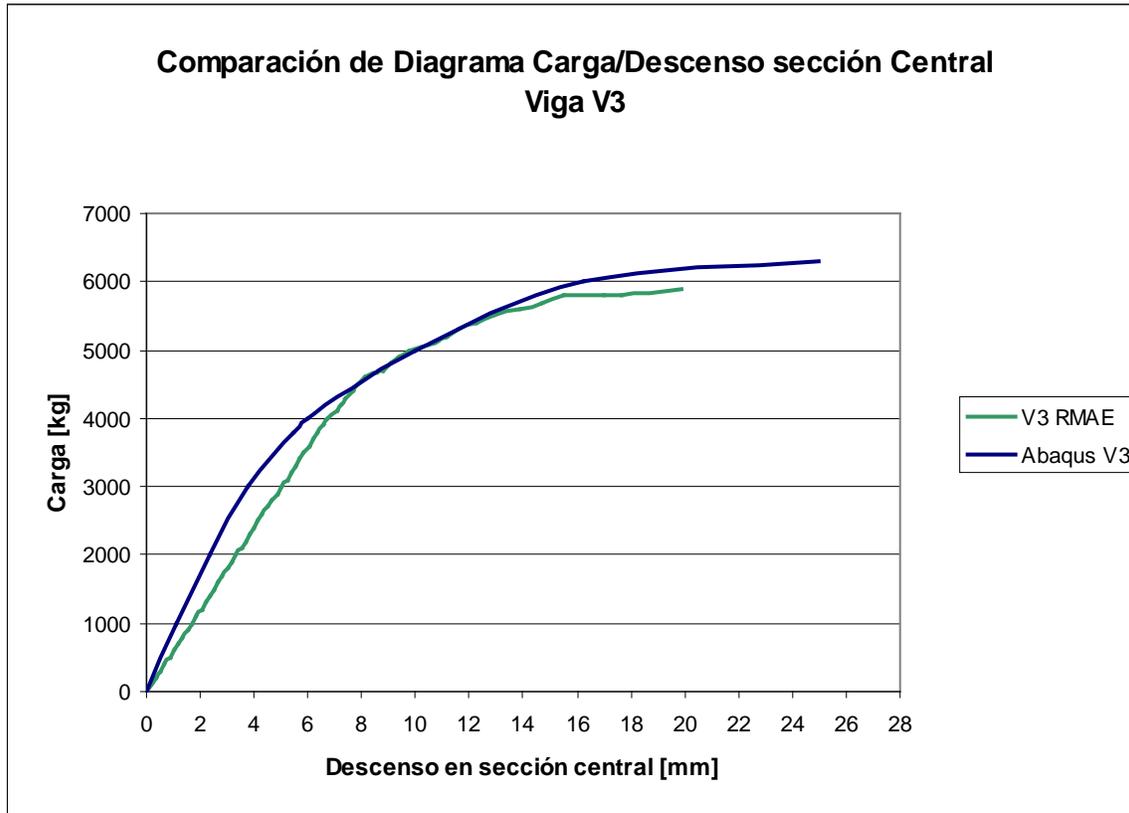


Figura 9.9. Comparación entre el comportamiento de la viga V3 y el modelo en Abaqus.

La aproximación que se obtiene con el modelo realizado en Abaqus es satisfactoria en cuanto a valores de carga ultima, presentando una diferencia respecto de la viga experimental de un 6.8%. En cambio, presenta una diferencia un poco mayor en cuanto a la rigidez inicial (15%) y en cuanto a descenso central, del 37%.

CAPÍTULO 10

ANÁLISIS DE NORMAS EXISTENTES

10.1 INTRODUCCIÓN

Actualmente, existen muy pocos reglamentos para el diseño de vigas reforzadas, ya sea con planchuelas metálicas o con materiales compuestos, publicados en el mundo. Lo que sí se encuentra generalmente son guías publicadas por los fabricantes de FRP, pero el problema es que estas guías no están estandarizadas (son específicas para los materiales de cada empresa) y no tienen en cuenta otros tipos de FRP, otros pegamentos u otros métodos de construcción.

Para intentar remediar esta situación algunos países han comenzado con proyectos de investigación cuyo objetivo es el de publicar guías estándar de refuerzo de estructuras de hormigón. Dentro de estos países se encuentran Noruega, Suecia, EE.UU., Suiza y Japón.

Por ejemplo, se ha publicado una Guía de Diseño Sueca, que cubre el refuerzo de estructuras de hormigón con CFRP, como parte del Código de Diseño Estándar para Puentes de Suecia ^[39].

La guía mas completa actualmente, es la ACI 440, la cual trata sobre reparación con materiales compuestos, y se propone como base para una guía para reparación con planchuelas de acero.

10.2 ACI 440

El American Concrete Institute, en Julio del 2000, publicó una guía de proyecto y construcción, referente al sistema de refuerzo con materiales compuestos de tipo plástico reforzado con fibras, designada como “Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures”, desarrollado por el Committee 440 ^[48].

Los sistemas de FRP que se tratan en este código son: GFRP, CFRP y AFRP.

10.2.1 HIPÓTESIS BÁSICAS DE DIMENSIONADO:

Según el ACI 440, en el dimensionado a flexión de los sistemas de refuerzo:

- Se debe tener en consideración la disposición y las dimensiones de la armadura, así como las propiedades mecánicas del elemento estructural a ser reforzado;
- Las deformaciones en el hormigón y en la armadura son proporcionales a sus respectivas distancias al eje neutro. Las secciones planas antes de la aplicación de la carga, permanecen planas luego de ella (Euler-Bernoulli);
- La máxima deformación en el hormigón comprimido es de 0,003;
- Se considera nula la resistencia a tracción del hormigón;
- Se supone que el diagrama tensión / deformación del FRP es lineal elástico hasta la rotura;
- Se admite que existe adherencia perfecta entre el hormigón de recubrimiento y el material de refuerzo (FRP).

10.2.2 RESISTENCIA AL CORTE

Cuando un elemento estructural es reforzado a la flexión, se debe verificar su capacidad resistente al esfuerzo de corte, la cual debe ser efectuada para las condiciones existentes en la pieza reforzada. Si el elemento no resiste el corte, es posible prever un refuerzo por pegado de FRP, conforme a las recomendaciones del Capítulo 10 del ACI Committee 440.

10.2.3 DEFORMACIONES EXISTENTES EN EL RECUBRIMIENTO

A menos que toda la carga sea removida antes de la aplicación del refuerzo, incluso las debidas a peso propio o pre / postesado., caso poco común en la practica estructural, la superficie donde será pegado el FRP tendrá un determinado nivel de deformación inicial que deberá ser considerado en el dimensionado. Por este motivo, la determinación de la deformación en el FRP es efectuada sustrayendo la deformación inicial a la deformación existente, para un determinado nivel de carga.

La deformación inicial puede ser determinada a través del análisis elástico considerando toda la carga existente en el momento de la aplicación del refuerzo.

10.2.4 RESISTENCIA ÚLTIMA

El criterio de seguridad en Estado Límite Último es verificado a través de la validación de la siguiente ecuación:

$$\phi \cdot M_n \geq M_u \quad (10.1)$$

En donde:

ϕ = factor de minoración de la resistencia, relacionado con la ductilidad de la sección;

M_n = momento resistente nominal;

Mu = momento solicitante último, considerando las debidas combinaciones de carga.

La capacidad nominal “Mn” de la resistencia a flexión de un elemento reforzado con FRP puede ser determinada considerándose la compatibilidad de deformaciones y el equilibrio de fuerzas internas y también controlando el modo de falla. La Figura 10.1 muestra la distribución de tensiones utilizada por el Código ACI 440 en la verificación del equilibrio interno de las fuerzas.

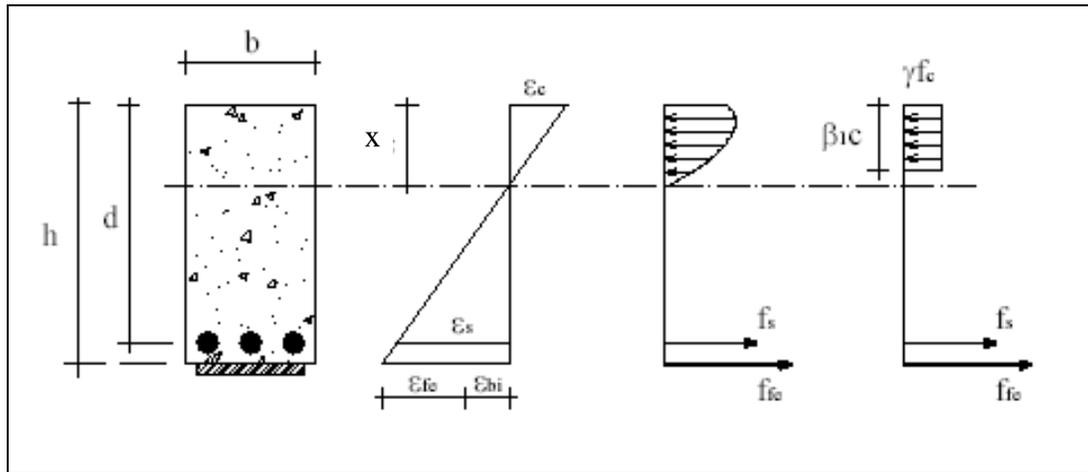


Figura 10.1. Distribución de tensiones y deformaciones utilizadas por el Código ACI 440.

Considerando la distribución de deformaciones y tensiones de la Figura 10.1, la capacidad nominal a flexión es el estado límite último puede ser obtenida a través de la ecuación:

$$Mn = A_s \times f_s \times \left(d - \frac{\beta_1 \times x}{2} \right) + \psi_f \times A_f \times f_{fe} \times \left(h - \frac{\beta_1 \times x}{2} \right) \quad (10.2)$$

En donde:

A_s = es el área de la armadura convencional de tracción existente en la sección;

F_s = es la tensión de tracción del acero;

H y d = altura total y la altura útil de la sección respectivamente;

β_1 = factor de transformación del diagrama de tensiones, pudiendo asumir 0,8;

x = posición del eje neutro;

ψ = coeficiente de minoración de la resistencia del FRP. En la flexión se lo puede considerar igual a 0,85;

A_f = área de FRP;

F_{fe} = tensión efectiva en el FRP

El segundo elemento de (10.2) se refiere al momento nominal resistido por la armadura y por el FRP respectivamente. La aplicación del coeficiente de minoración de la resistencia del FRP (ψ), en este elemento, pretende tener en cuenta aspectos todavía no dominados en este tipo de sistema de refuerzo, como el caso del comportamiento en el tiempo.

La posición del eje neutro y los niveles de tensión en el acero y el refuerzo son determinados por un proceso iterativo, descritos en las siguientes secciones.

10.2.5 MODOS DE FALLA

La capacidad resistente a flexión de un elemento reforzado, esta íntimamente ligada a su modo de falla. Según Meier ^[119] los principales modos de falla en un elemento reforzado a flexión son:

- Aplastamiento del hormigón comprimido, antes de la plastificación de la armadura a tracción;
- Deformación excesiva de la armadura a tracción seguido por la rotura del FRP de refuerzo;
- Deformación excesiva de la armadura a tracción seguida por el aplastamiento del hormigón comprimido;
- Rotura del hormigón de recubrimiento por corte-tracción;

- Despegue del FRP del hormigón de recubrimiento.

Los tres primeros modos de falla, son comunes a cualquier elemento de hormigón armado sometido a esfuerzos a flexión, en tanto que los dos últimos son característicos de las piezas reforzadas con pegado externo de materiales compuestos tipo FRP.

Se considera que el aplastamiento del hormigón ocurre cuando la deformación en la fibra más comprimida alcanza un valor de 3 ‰ ($\epsilon_c = \epsilon_{cu} = 0.003$). Se admite que la rotura del FRP ocurre cuando su deformación límite última de proyecto es alcanzada ($\epsilon_f = \epsilon_{fu}$).

Las tensiones instaladas en el FRP son transferidas al hormigón de recubrimiento, introduciendo un crecimiento de tensiones de corte y tracción. La interfase armadura-hormigón, dado que existe una mayor presencia de vacíos, constituye una zona de debilidad, por lo que la rotura ocurre generalmente por esta interfase, cuando las tensiones actuantes son superiores a las existentes.

10.2.6 COMPATIBILIDAD DE DEFORMACIONES

Debido a que el FRP presenta un comportamiento elástico hasta la rotura, es de fundamental importancia determinar su nivel de deformación, y su limitación debe garantizar una adecuada seguridad de la estructura reforzada. La deformación efectiva en el FRP, en el estado último, puede ser obtenida por medio de la ecuación:

$$\epsilon_{fe} = \epsilon_{cu} \left(\frac{h-c}{c} \right) - \epsilon_{bi} \leq k_m \times \epsilon_{fu} \quad (10.3)$$

Donde:

ϵ_{fe} = deformación efectiva en el FRP;

ϵ_{cu} = máxima deformación admitida en el hormigón comprimido;

ϵ_{bi} = deformación existente en la superficie de pegado, en el instante de la aplicación del refuerzo;

k_m = coeficiente de minoración de la deformación máxima del FRP, intentando prevenir las fallas prematuras en el refuerzo;

ϵ_{fu} = deformación máxima del FRP.

La limitación de la deformación efectiva existente en el FRP (ϵ_{fe}), por medio de la aplicación del factor de reducción k_m a la deformación última del FRP (ϵ_{fu}), procura evitar la falla del refuerzo por delaminación o despegue. Teniendo como base los resultados obtenidos en investigaciones experimentales ^[13], cuanto mayor sea la rigidez del refuerzo, mayor es la posibilidad de que ocurra la falla por delaminación, por lo que este factor está relacionado con la rigidez del refuerzo. De acuerdo con el Código, esta es una forma simple de prevenir un número elevado de capas de FRP y, consecuentemente, un bajo nivel de tensiones y baja capacidad de absorción de momentos, proporcionando incluso una solución poco económica.

La investigación experimental ha revelado que no es económica la utilización de un número elevado de capas de FRP, ocurriendo la rotura en la interfase hormigón-FRP, sin alcanzarse la capacidad resistente del FRP. Así, el ACI recomienda que la deformación última de proyecto de FRP disminuya con el aumento de rigidez de éste, evitando la utilización de sistemas de refuerzo poco económicos.

Según el ACI 440, el término k_m esta basado solamente en conocimientos generales sobre el tema y en la experiencia práctica de ingenieros proyectistas.

Siendo así, se trata de un área de investigación con interés práctico, en el sentido de establecer criterios más rigurosos de definición de los límites máximos de deformación del FRP.

De acuerdo con las recomendaciones del ACI 440, k_m debe ser determinado por medio de las siguientes condiciones.

$$k_m = \begin{cases} \left(1 - \frac{n \times E_f \times t_f}{428000}\right) \leq 0.9 & \text{Sí } n \times E_f \times t_f \leq 214000 \text{ [N/mm]} & (10.4a) \\ \frac{107000}{n \times E_f \times t_f} & \text{Sí } n \times E_f \times t_f > 214000 \text{ [N/mm]} & (10.4b) \end{cases}$$

Donde:

n = número de capas de FRP, utilizadas en el refuerzo;

E_f = módulo de elasticidad del FRP;

T_f = espesor de cada capa de FRP.

Estas ecuaciones están representadas en la Figura 10.2, donde se puede observar que el mayor valor de k_m admitido por el Código es 0,9, situación en que apenas se utiliza 1 capa.

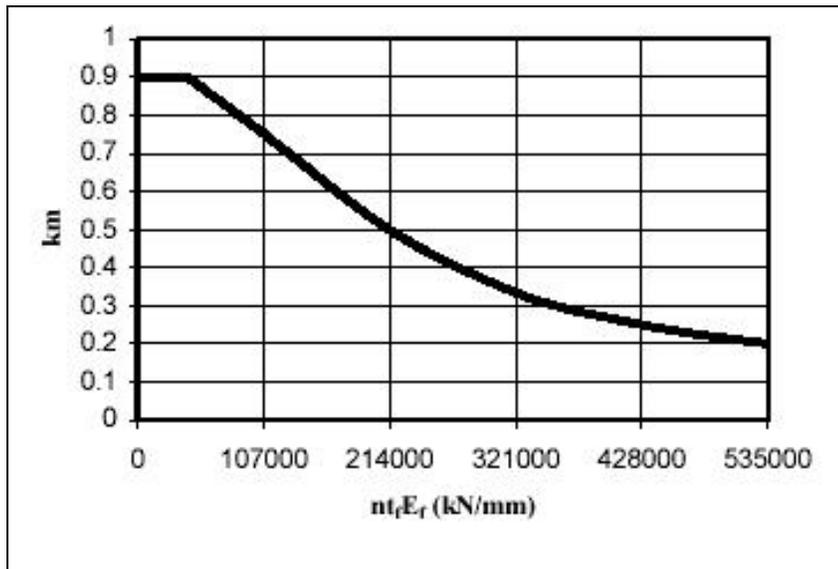


Figura 10.2. Representación Gráfica del factor k_m en función de la rigidez del refuerzo.

Teniendo por base los valores medidos de características de materiales disponibles en el mercado (Brasil), se obtuvieron los valores de k_m indicados en la tabla 10.1.

Tabla 10.1 - Valores de k_m para laminas y mantas, conforme a las ecuaciones 10.4

Capas (n)		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
k_m	Laminado ($t_f=1,4\text{mm}$ $E_f=160\text{ GPa}$)	0,48	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Manta ($t_f=0,167\text{mm}$ $E_f=240\text{ GPa}$)	0,91	0,81	0,72	0,62	0,53	0,44	0,38	0,33	0,30	0,27

Para láminas de algunos fabricantes, no es posible la sobre posición de capas debido a la existencia de una superficie no adherente.

Los valores obtenidos para mantas indican que, con una capa, es posible movilizar casi toda la capacidad resistente del material y que, por encima de 3 capas, la aplicación del refuerzo es económicamente cuestionable.

El valor de k_m obtenido para el laminado corresponde a la utilización de más de 5 capas de mantas, situación considerada como poco económica. En la práctica, con los valores de espesor y módulo de elasticidad encontrados en el mercado, la deformación del proyecto de las láminas puede llegar a aproximadamente el 60% de su valor último. Sin embargo, la opción de la lámina, en detrimento de la manta, puede ocurrir en el caso de que la economía obtenida en el proceso de aplicación supere la economía asociada a los materiales.

A partir de la deformación del refuerzo de FRP, se puede obtener la deformación del acero (ϵ_s) considerándose la proporcionalidad entre ellas, esto es:

$$\epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi}) \times \left(\frac{d - c}{h - c} \right) \tag{10.5}$$

10.2.7 EQUILIBRIO DE FUERZAS

Obtenido el nivel de deformaciones en cada material, hormigón comprimido, acero y FRP, se puede obtener el nivel de tensión actuante por medio de las respectivas leyes constitutivas. En el acero, se considera un comportamiento elástico lineal, hasta la fluencia y perfectamente plástico a partir de esta, por lo cual:

$$F_s = E_s \times \varepsilon_s \quad \text{sí} \quad f_s \leq f_{sy} \quad (10.6)$$

$$F_s = f_{SY} \quad \text{sí} \quad f_s > f_{SY} \quad (10.7)$$

Se admite que el FRP posee un comportamiento lineal hasta la rotura:

$$F_{fe} = E_f \times \varepsilon_{fe} \quad \text{sí} \quad \varepsilon_{fe} \leq k_m \times \varepsilon_{fu} \quad (10.8)$$

$$F_{fe} = 0 \quad \text{sí} \quad \varepsilon_{fe} > k_m \times \varepsilon_{fu} \quad (10.9)$$

El equilibrio de fuerzas internas solo es obtenido si la ecuación (10.10) es satisfecha, caso contrario se debe efectuar un proceso iterativo, utilizándose las ecuaciones (10.3) a (10.10), hasta que esto sea cumplido:

$$c = \left(\frac{A_s \times f_s + A_f \times f_{fe}}{\gamma \times f_c \times \beta_1 \times b} \right) \quad (10.10)$$

Los parámetros β_1 y γ están asociados a la transformación del diagrama parabólico de distribución de tensiones en el hormigón comprimido en el diagrama rectangular y al efecto Rüsç ($\gamma = 0,85$ y $\beta_1 = 0,8$; sección 10.2.7.3 del ACI 318). Conforme el ACI, si la rotura del sistema de refuerzo en el FRP ocurre por delaminación o despegue, el diagrama rectangular de distribución de tensiones en el hormigón comprimido ofrece resultados bastante precisos. En cuanto, los resultados más realistas pueden encontrarse utilizándose diagramas que tengan en cuenta la no-linealidad física (material) del hormigón, para avalar el comportamiento del elemento reforzado en estado límite último.

10.2.8 VERIFICACIÓN DE DUCTILIDAD

La utilización del sistema de refuerzo con FRP pegado externamente reduce la ductilidad del elemento original, por lo que es importante verificar el nivel de deformación en el acero, en el estado límite último, de manera de mantener la ductilidad de la sección en niveles aceptables. Para eso, se limita la deformación del acero en 5 %, en el instante en que el hormigón llega al límite último del 3 %.

El ACI 440 sigue la misma filosofía del ACI 318, por lo que, el momento resistente de una sección disminuye con su menor ductilidad. Para simular este efecto es definido el factor ϕ determinado de la siguiente forma:

$$\phi = \begin{cases} 0.9 & \text{para } \epsilon_s \geq 0.005 & (10.11a) \\ 0.7 + \frac{0.2 \times (\epsilon_s - \epsilon_{sy})}{0.005 - \epsilon_{sy}} & \text{para } \epsilon_{sy} < \epsilon_s < 0.005 & (10.11b) \\ 0.7 & \text{para } \epsilon_s < \epsilon_{sy} & (10.11c) \end{cases}$$

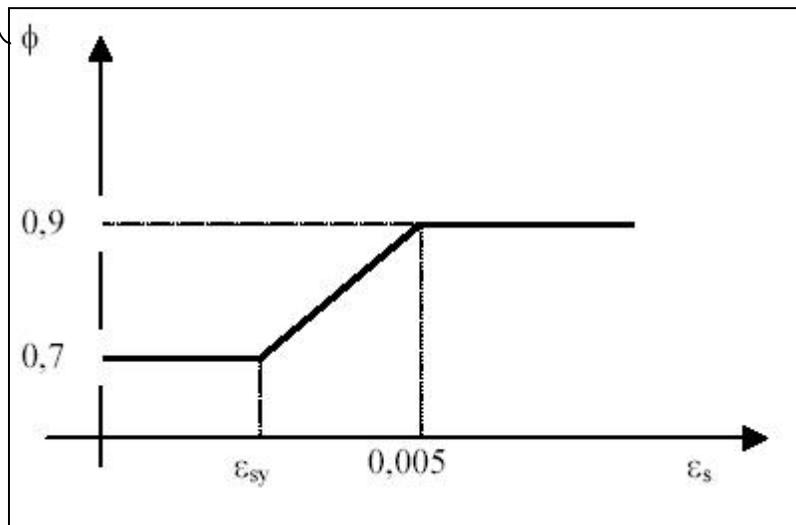


Figura 10.3. Factor de reducción del momento resistente en función de la deformación del acero

10.2.9 ESTADOS LÍMITES DE UTILIZACIÓN – ELU

Las verificaciones para los estados límites de utilización en piezas reforzadas con FRP pueden ser efectuadas aplicándose el concepto de homogenización de los materiales que interfieren en la sección.

Para prevenir deformaciones plásticas excesivas, la tensión en la armadura para las cargas de servicio, debe ser inferior o igual al 80% de la tensión de fluencia del acero utilizado:

$$f_{s,s} \leq 0.8 \times f_y \quad (10.12)$$

El nivel de tensión en el acero de la sección reforzada puede ser calculado por intermedio de la ecuación (10.13), obtenida asumiéndose un comportamiento lineal elástico para los materiales intervinientes.

$$f_{s,s} = \frac{\left[M_s + \varepsilon_{bi} \times A_f \times E_f \times \left(h - \frac{kd}{3} \right) \right] \times (d - kd) \times E_s}{A_s \times E_s \times \left(d - \frac{kd}{3} \right) \times (d - kd) - A_f \times E_f \times \left(h - \frac{kd}{3} \right) \times (d - kd)} \quad (10.13)$$

La posición del eje neutro para cargas de servicio “ k_d ”, y consiguientemente la tensión de la armadura “ $f_{s,s}$ ” pueden ser obtenidos recurriendo a la homogenización de los materiales. La homogenización de la sección reforzada puede ser obtenida utilizando la razón entre los módulos de elasticidad de los materiales (FRP, acero y hormigón). Luego, para transformar el área de FRP en sección equivalente de hormigón, se multiplica su área por esta relación (E_f / E_c). Lo mismo se hace para el acero.

Para determinar el valor de “ k_d ”, se calcula la sumatoria de los momentos estáticos de las áreas homogeneizadas, en relación a la fibra más comprimida y se divide por el área total, también homogeneizada.

10.2.10 ROTURA POR RELAJACIÓN Y FATIGA

Los materiales de FRP sometidos a cargas de larga duración pueden presentar roturas repentinas, después de un periodo referido como tiempo de tolerancia. Este fenómeno es conocido como relajación.

Aumentando la relación entre tensión de tracción existente en el refuerzo y su resistencia última, disminuye el tiempo de tolerancia. El tiempo de tolerancia también puede decrecer conforme a las condiciones ambientales a la cual los FRP están sujetos.

Generalmente, el CFRP es el menos susceptible a la relajación, las aramidas (AFRP) son moderadamente propicias a esta rotura, y las GFRP son las más susceptibles.

Según Yamaguchi et al. ^[120] existe una relación lineal entre la resistencia a la relajación y el logaritmo del tiempo de permanencia de la carga. Los autores, observan que después de un tiempo de cerca de 50 años, la resistencia inicial de las GFRP, AFRP y CFRP debe ser reducida a 0.3, 0.47 y 0.91, respectivamente. Valores semejantes fueron encontrados por Malvar (1998) ^[121].

Para evitar la ruina del refuerzo por relajación se debe limitar la tensión existente en el FRP, calculada a partir de la ecuación (10.14), considerándose las cargas casi permanentes (cargas permanentes más un porcentaje de las sobrecargas). Los valores encontrados se deben encontrar por debajo de los límites recomendados por la Tabla 10.2.

$$f_{f,s} = f_{s,s} \times \left(\frac{E_f}{E_s} \right) \times \frac{h - kd}{d - kd} - \varepsilon_{bi} \times E_f \quad (10.14)$$

Conforme al ACI, los valores de tensiones límites presentados en la Tabla 10.2, son consecuencia de valores encontrados por Yamaguchi et al. ^[120], reducidos en 60%, con objetivo de garantizar la seguridad del refuerzo.

Tabla 10.2 - Tensiones limites en el FRP para evitar la relajación.

Tipo de Material	GFRP	AFRP	CFRP
Relajación: Tensión Limite ($F_{f,s}$)	0.20 f_{fu}	0.30 f_{fu}	0.55 f_{fu}

Si la estructura está sometida a un régimen de fatiga, se puede limitar las tensiones en el FRP a los valores que constan en la tabla 2. EL nivel de tensión existente en el refuerzo puede ser calculado por la ecuación (10.14), con el momento solicitante calculado a partir de la suma del momento causado por las cargas casi permanentes más el máximo momento producido por los ciclos de carga.

10.2.11 DIAGRAMA DE FLUJO PARA LA VERIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD RESISTENTE DE LA SECCIÓN REFORZADA A FLEXIÓN (ELU), POR EL ACI 440.

La capacidad resistente de una sección reforzada a flexión (ELU), según los criterios del ACI 440, puede ser obtenida siguiendo los procedimientos descritos en el diagrama de flujo de la Figura 10.4.

Para tener en cuenta las ecuaciones de deformación efectiva y de equilibrio de la sección, se debe tener en cuenta una superficie mínima de contacto entre el refuerzo y el recubrimiento.

En la ecuación de equilibrio esta superficie de contacto es tenida en cuenta por medio del área de refuerzo (A_f). Considerándose el sistema de ecuaciones presentado, en el caso de que la posición del eje neutro “c” calculada por la ecuación (10.10) sea menor que la presentada por la ecuación (10.3), se debe aumentar el área de refuerzo. En la práctica, debido a la limitación de la deformación impuesta por la rigidez del refuerzo, generalmente es más viable aumentar el largo del refuerzo, en vez del espesor, teniendo como consecuencia un aumento en la superficie de contacto entre refuerzo y recubrimiento.

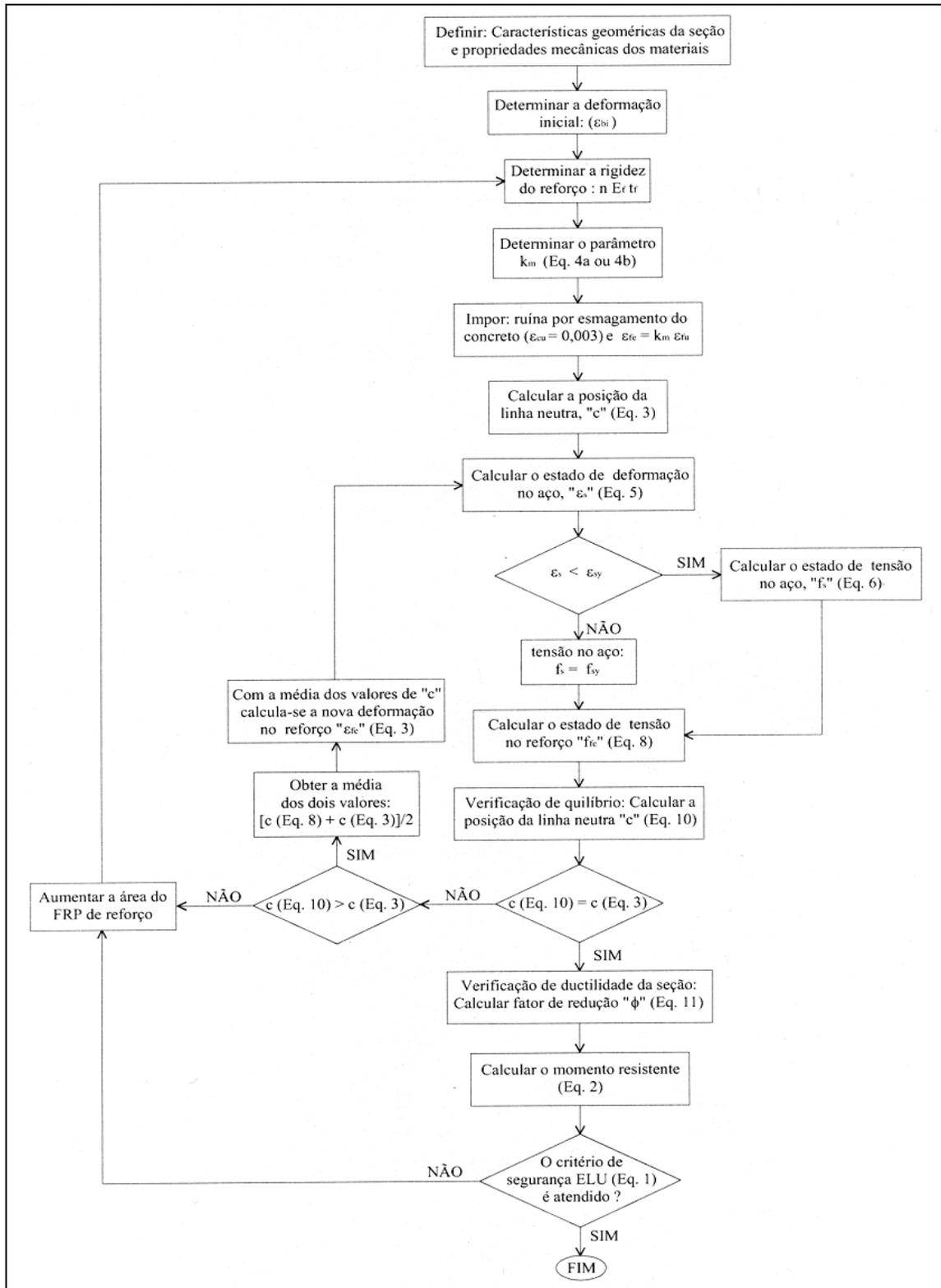


Figura 10.4. Diagrama de Fluxo – Diseño según ACI 440

10.2.12 COMPROBACIÓN EXPERIMENTAL VS. ACI 440

Se han tomado de la bibliografía, 2 conjuntos de ensayos, con las cuales se ha contrastado los resultados obtenidos a partir del ACI 440. Esta bibliografía consistió en los trabajos realizados por Fortes y Padaratz ^[122], Fortes ^[123] y Beber ^[124].

En los primeros ensayos ^[123], los valores experimentales de carga última son 32% mayores que los obtenidos con el ACI 440. Es posible que esta discrepancia se deba a la alta resistencia del hormigón usado en estos experimentos, sin embargo es necesaria una mayor investigación para avalar la aplicación de los criterios del ACI 440 en piezas de hormigón armado de elevada resistencia a la compresión.

En el segundo conjunto de ensayos ^[124], los valores de carga última son también mayores que los calculados de acuerdo al ACI en un 7%.

Las vigas con una capa de manta de CFRP ensayadas en este programa, presentaron valores muy próximos a los valores de carga de falla propuestos por el ACI. Existen pequeñas diferencias de +1.6 o -3.4%, atribuidas a la aplicación del refuerzo. También se verifica que el aumento de la capacidad de carga en las vigas reforzadas con 4 o más capas no presentan una diferencia significativa, comparándose con la viga reforzada con 1 capa.

También se nota que al aumentar el número de capas, las diferencias entre los datos del ACI y los experimentales también aumentan, obteniéndose una diferencia del 13% (4 capas), 26% (7 capas) y 34% (10 capas).

10.2.13 CONCLUSIONES

Se recomienda el procedimiento de cálculo establecido por esta norma, pero haciendo la salvedad de que los coeficientes aplicados por la misma se corresponden con los materiales compuestos y no con los refuerzos metálicos, por lo tanto, su aplicación directa no es posible.

10.3 RECOMENDACIONES GENERALES PARA EL DISEÑO A FLEXION DE VIGAS REFORZADAS

Muchas investigaciones (Ong and Cusens 1982 ^[125]; Van Gemert 1981 ^[126]; Jones et al. 1988 ^[70]; Jonson and Tait 1981 ^[127]) han estudiado las fallas prematuras debido a la separación entre la planchuela y el hormigón, fenómeno que suele ser referido como “desgarro” (peeling). Estas investigaciones proveen nuevas reglas tentativas de diseño para prevenir el “desgarro”, tales como restricciones en el ancho y el espesor del refuerzo, más recientes investigaciones teóricas de Robert y Ají-Kazemi (1989) ^[71] y ensayos experimentales de Oehlers y Moran (1990)^[74] muestran que el “desgarro” puede ser inducido por fuerzas de corte y por fuerzas flexionales.

De modelos experimentales y teóricos, Oehlers y Moran (1990)^[74] muestran que el desgarro flexional (desgarro producido por fuerzas flexionales) ocurre cuando el momento aplicado en el extremo de la planchuela es el dado por la siguiente ecuación:

$$M_{up} = \frac{(EI)_{cp} \times f_b}{0.474 \times E_s \times t_p} \quad (10.15)$$

Donde:

M_{up} = momento en el extremo del refuerzo, por consiguiente las cargas son resistidas por la viga mientras el momento en el extremo de la planchuela no llegue a ser M_{up} .

$(EI)_{cp}$ = rigidez flexional de la sección reforzada, basada en análisis lineal elástico y derivada de asumir que la tensión de tracción en el hormigón es cero.

F_b = Resistencia a la tracción del hormigón obtenida en el ensayo Brasileiro.

E_s = Módulo de Young del acero.

t_p = espesor del refuerzo.

Y reemplazando el coeficiente 0.474 por 0.901, se obtiene el valor característico del 5% para uso en diseño. La diferencia entre la constante 0.474, que representa el valor inferior de la constante (que representa la cota superior de M_{up}) y la constante 0.901 que representa el valor característico, es una indicación de la dispersión de los resultados asociados con la predicción de la ecuación.

Esta ecuación ha sido validada con 57 vigas reforzadas con planchuelas, en que fueron aplicadas distintas condiciones de carga a la viga, también se usaron distintos espesores de planchuelas y distintas calidades de hormigones.

De (10.15) se puede deducir que el desgarro se produce para una curvatura dada por: $f_b / (0.474 * E_s * t_p)$, de manera que controlando la deformación en la planchuela se previene indirectamente el desgarro flexional. Esto ha sido confirmado con ensayos experimentales (Oehlers y Moran 1990 ^[74]) en donde el desgarro flexional ocurrió entre los 128 y 1109 micro deformaciones.

La propagación de las fisuras que conducen al desgarro depende de la relación M / V en el extremo de la planchuela.

10.3.1 LIMITACIONES DE DEFORMACION

El diseño a flexión es generalmente llevado a cabo usando las siguientes hipótesis ^[1]:

- Distribución lineal de deformaciones a través del espesor de la sección.
- Adherencia perfecta entre refuerzo y hormigón.
- Comportamiento isótropo para todos los materiales intervinientes.

Una de las maneras de satisfacer la segunda de las hipótesis, prevenir la separación de la placa del hormigón por fisuras de flexión y evitar la fluencia de la armadura interna bajo cargas de servicio, consiste en no exceder cierta deformación en el refuerzo en su estado límite último.

Resultados de ensayos y análisis teóricos derivan en las siguientes recomendaciones para la deformación última de la placa cuyos valores no deben ser superados (Neubauer and Rostásy 1996 ^[50]):

$$\varepsilon_{fu} \leq 5 \varepsilon_{sy} \quad (10.16)$$

$$\varepsilon_{fu} \leq \frac{\varepsilon_{cu}}{2} \quad (10.17)$$

Donde:

ε_{fu} = Deformación última de la placa en diseño a flexión

ε_{sy} = Deformación de plastificación de la armadura

ε_{cu} = Deformación última del material compuesto

Para mantener la seguridad de la placa de CFRP contra el daño debido al fuego, el elemento antes de ser reforzado debe ser capaz de transmitir las cargas con un factor de seguridad mínimo de 1,4.

Por otro lado, el nivel del aumento de la capacidad de carga debido al refuerzo, η_B , es generalmente limitado a:

$$\eta_B = \frac{M_{uR}}{M_{u0}} \leq 2 \quad (10.18)$$

Donde:

M_{uR} = Momento último de la viga reforzada

M_{u0} = Momento último de la viga original

CAPÍTULO 11

CONCLUSIONES Y SUGERENCIAS

11.1 CONCLUSIONES

- La utilización de refuerzos metálicos o de FRP en elementos de hormigón armado se presenta como una alternativa práctica, rápida y económica para aumentar o reponer capacidades estructurales.
- Sin embargo, debe alertarse sobre los peligros que implica que, tanto la práctica profesional como la normativa existente, no exijan el uso de dispositivos especiales de anclaje en los extremos de elementos solicitados a flexión.
- Hasta el presente no se puede estimar con seguridad la carga que pueden soportar las vigas reforzadas con planchuelas, en donde el fenómeno de peel-off sea el determinante en la rotura de la misma. Por lo tanto, no se puede prever con certeza el grado de seguridad que presenta la estructura reforzada en este caso.

- Todas las ventajas del aumento tanto de rigidez flexional como de resistencia, se verán empañados por un desempeño inadecuado derivado de una rotura frágil y prematura como la que sucede cuando se presenta el fenómeno de peel off, en cualquiera de sus versiones.

- De los anclajes posibles de ser seleccionados para un eficiente trabajo del elemento reforzado con planchuelas de acero y epoxi, parece ser hasta el presente el de cantoneras en ángulo como uno de los mejores, tanto por resultados como por practicidad de ejecución.

- Los elementos así reforzados (en nuestro caso viga V3), responden adecuadamente tanto desde el punto de vista del aumento de resistencias, así como por el aumento de rigidez inicial y una mayor ductilidad global del elemento reforzado.

- Se debe insistir en el hecho de que los resultados de este tipo de refuerzo dependen en gran medida del cuidado puesto en la ejecución de los mismos, por lo que su control de implementación en obra por personal altamente capacitado es fundamental para alcanzar la eficiencia ofrecida por este método de refuerzo.

- Así también, se debe recordar que la fortaleza de este método depende en gran medida de que no se superen en ningún momento del trabajo del refuerzo temperaturas superiores a las recomendadas por el fabricante del adhesivo epoxi, ya que la pérdida de las propiedades del mismo en estos casos es causante de su puesta fuera de servicio.

11.2 SUGERENCIAS PARA PRÓXIMOS TRABAJOS

Las longitudes efectivas de adherencia en los anclajes extremos, deben ser estudiadas para garantizar un mínimo compatible con una buena prestación.

El estudio experimental y numérico de alternativas con distintas longitudes y/o dispositivos variantes del propuesto, se presentan como un campo interesante de investigación futura.

También debe investigarse el efecto de distintas calidades del hormigón constituyente de la viga original en las posibilidades de ocurrencia del fenómeno de peel

off. En nuestro caso, se permitió su aparición a través del uso de hormigones de baja o mediana calidad. El desempeño de elementos de calidad superior reforzados con planchuelas metálicas debería ser estudiado.

Llama la atención que, a pesar de la gran cantidad de trabajos realizados sobre refuerzos estructurales con metal o FRP hasta el presente, no se haya concientizado a los elementos redactores de códigos sobre la imperiosa necesidad de corregir adecuadamente la aparición del fenómeno de peel off. En trabajos futuros, se debería insistir en su incorporación como documentos de trabajo de estos comités de estudio de normas, para urgentemente cambiar y/o redactar los actuales.

REFERENCIAS

[1] Almakht, M.M., Balázs, G.L. and Pilakoutas, K. , "Strengthening of RC elements by CFRP plates local failure". 2nd Int. PhD Symposium in Civil Engineering 1998 Budapest-1998

[2] Jones, R., Swamy, R.N., Bloxham, J. And Bourderbalah, A. , "Composite behaviour of concrete beams with epoxy bonded external reinforced". Int. J. Cem. Comp. 2/2. 91-107-1980

[3] Campagnolo, J.L., Campos Filho, A., and Pinto da Silva Filho, L.C., "Procedimentos para determinação da carga de ruptura de vigas de concreto armado reforçadas com chapas de aço coladas.". Memorias XIV Jornadas Argentinas de Ing. Estructural – Tomo I – Pg. 155-169-1998

[4] Chadon Lee, Yong-Soo Shin, And Hak-Ju Lee, "Parametric Studies on Flexural Behavior of RC Beams Strengthened at Different Loading Stages". Chung Ang University, Lab. RECSA, Korean-2000

[5] Miller, B., Nanni, A., and Bakis, C. E., "Analytical Model for CFRP Sheets Bonded to Concrete". Proc. 8th Inti Structural Faults and Repair Conf. , M.C. Forde, Ed., Engineering Technics Press, Edinburgh, Scotland, 1999, 10 pp. CD-ROM version.-1999

[6] El-Refaie, Ashour, Garrity, "Premature Failure of RC continuous beams strengthened with CFRP laminates". Advanced Polymer Composites for Structural

Applications in Construction Conference, 15-17 Abril, 2002, Southampton, UK, pp 165-175-2002

[7] Guedes, Moreno, Lopes, "Comportamento à flexão de vigas danificadas de concreto reforçadas com chapas de aço". CONPAT 99, Tomo 2, Pag.721 a 729.-1999

[8] Saadatmanesh, Ehsani, "RC beams strengthened with GFRP plates. I – Experimental Study". Journal of Structural Engineering - Nov 1991 - Pg. 3417-3433-1991

[9] Fleming, C.J. and King, G.E.M. , "The Development of structural adhesives for three original uses in South Africa". Bulletin Rilem N°. 37, Dec., 1967-1967

[10] Irwin, C.A.K., "The strengthening of concrete beams by bonded steel plates". TRRL Supplementay Report, 160 UC, Department of the Environment, Department of Transport, Crowthorne, England, 1975-1975

[11] Dussek, I.J., "Strengthening of bridge beams and similar structures by means of epoxy-resin-bonded external reinforced". Transp. Res.Rec. 785, Transportation Research Board, 21-24-1980

[12] McDonald, M.D., "The flexural behavior of concrete beams with bonded external reinforcement". TRRL Report, SR 415, Department of the Environment, Department of Transport, Crowthorne, England, 1978-1978

[13] Holman, Cook, "Steel plates for torsion repair of concrete beams.". Journal of Structural Engineering - Jan 1984 - Pg. 10-18-1984

[14] Toensmeyer, M.J. and Cook, J.P., "The repair of Deteriorated concrete beams by externally bonded torsion reinforcement". Transportation Research Record 762, Transportation Research Board-1981

[15] MacDonald, M.D. and Calder A.J.J. , "Bonded steel plating for dtrenthening concrete structures". Int. J. Adhes. Adhes., 2(2). 119-127-1982

[16] VanGemert, D.A. and VandenBosch, M.C.J. , "Repair and strengthening of reinforced concrete structures by means of epoxy bonded steel plates". Int. Conf. On Deterioration, Bahrain, 181-192-1985

[17] Swamy, R.N., Jones, R., Bloxham, "Structural behavior of reinforced concrete beams strengthened by epoxy-bonded steel plates". *The Struct. Eng.*, 65A(2), 59-68-1987

[18] Bresson, J. , "L'application du beton plaque". *Annales de l' I.T.B.T.P.*, N° 278, 1971.-1971

[19] L' Hermite, R., "L' application des colleset resines dans la construction. Le Beton a coffrage portant". *Annales de l' I.T.B.T.P.*, N° 239, 1967-1967

[20] L'Hermite, R et Bresson, J, "Beton arme part collage d'armature". *Colloque RILEM, UIT, Paris, 1967, proceedings Vol. II, p.175-1967*

[21] Oehelers, D.J., "Reinforced concrete beams with plates glued to their soffits: Prevention of plate separation induced by flexural peeling". *Report N°. R80, Dept. of Civil Engineering, University of Adelaide, Adelaide, Australia-1988*

[22] Hamoush, S.A. and Ahmad, S.H. , "Debonding of steel-plate-strengthened concrete beams". *J. Struct. Engrg., ASCE. 116(2), 356-371-1990*

[23] Aalto, K., Kangas, J. and Kevarinmäki, A. , "Modelling of peeling failure in steel-to timber joints". *Helsinki Univ. of Technoligy Lab.of Structural Eng. and Building Physics -1997*

[24] Meier, U., "Strengthening of structures using carbon fibre/epoxi composite". *Construction and Building Materials, Vol 9, N° 6, pp 341–351, 1995-1995*

[25] Hoskin, C.B., and Baker, A.A., "Composite materials for aircraft structures". *AIAA Education Series, American Institute of Aeronautics and Astronautics, Inc., New York, N.Y.-1986*

[26] MPA (1987), "Bonding of steel and GFRP plates in the area of coupling joints, Talbrücke Kattenbush". *Res. Rep. N°. 3126/1429, Federal Inst. for Mat. Testing (MPA), Braunschweig, Germany (in German).-1987*

[27] Meier, U., "A world premiere at the gates of Lucerne: the application of fiber composites in bridges repair". *Internal Rep., Swiss Federal Laboratories for Mat. Testing and Res. (EMPA) Dübendorf, Switzerland-1991*

[28] Triantafillou, T.C., and Deskovic, N., "Innovative prestressing with FRP sheets: mechanics of short-term behavior". J. Engrg. Mech., ASCE, 117(7), 1652-1672-1991

[29] Triantafillou, T.C., and Plevris, N., "Strengthening of R/C beams with epoxy-bonded fiber composite materials". Mat. And Struct., Vol. 25, 201-211-1992

[30] Triantafillou, T.C., Deskovic, N., and Deuring, M., "Strengthening of concrete structures with prestressed fiber reinforced plastic sheets". ACI Struct. J., 89(3), 235-244-1992

[31] Triantafillou, T.C., and Plevris, N., "Time-dependent behavior of RC members strengthened with FRP laminates". J. Struct. Engrg., ASCE, 120(3), 1016-1042-1994

[32] Ritchie, R., and Thomas, D.A., Lu, L.-W-. And Connelly, G.M. (1991), "External reinforcement of concrete beams using fiber reinforced plastics". ACI Struct. J., 88(4), 490-500-1991

[33] Plevris, N., Triantafillou, T. and Veneziano, D., "Reliability of RC members strengthened with CFRP laminates.". Journal of structural engineering – July 1995 - Pg. 1037-1044 -1995

[34] Quantrill, R.J., Holloway, L.C., and Thorne, A.M. (1996), "Experimental and analytical investigation of RP strengthened beam response: Part I, II". Mag. of Concrete Res., 48(177), 331-351-1996

[35] Sharif, A., Al-Sulimani, G.J., Basunbul, I.A., Baluch, M.H., and Ghaleb, B.N. (1994), "Strengthening of initially loaded reinforced concrete beams using FRP plates". ACI Struct. J., 91(2), 160-168-1994

[36] Arduini, M., Di.Tommaso, A., and Manfroni, O. (1995), "Fracture mechanisms of concrete beams bonded with composite plates". Proc., 2nd Int. Symp. Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Struct., L. Taerwe, ed., E & FN Spon, London, 483-491-1995

REFERENCIAS

[37] Chajes, M.J., Thomson, T.A., and Tarantino, B. (1995), "Reinforcement of concrete structures using externally bonded composite materials". Proc., 2nd Int. Symp. Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Struct., L. Taerwe, ed., E & FN Spon, London, 501-508-1995

[38] Oller Martínez, S., "Simulación numérica del comportamiento mecánico de los materiales compuestos". Universidad Politécnica de Cataluña, Departamento de resistencia de materiales y estructuras en la ingeniería-2003

[39] Chung, N.Y.L., "Fibre reinforced polymer (FRP) composites". Queen's University in Kingston (May 2002)-2002

[40] Bridge Division, Office of Engineering, Federal Highway Administration, Washington, D.C., "Highway bridge replacement and rehabilitation program". 10th Annual Report of the Secretary of Transportation to the Congress of the United States-1989

[41] Klaiber, F.W., Dunker, K.F., Wipf, T.J. And Sanders, W.W, "Methods of strengthening existing highway bridges". Report N°. 293, National Cooperative Highway Research Program-1987

[42] Munley, E., "Federal Highway Administration Research Program; Fiber Reinforced Polymer Composite Materials". 10th ASM/ESD Advanced Composites Conference, Dearborn, MI, 1994-1994

[43] Shrive, N.G. and Brown, T.G. , "Rehabilitation of reinforced concrete bridge girders.". Research Project – Department of Civil Engineering. - Centre for Transportation Engineering & Planning, University of Galgary, Canadá.-2000

[44] Hunaidi, O., "Concrete structures". Urban Infrastructure Rehabilitation Program-XXXXX

[45] Alkhrdaji, T. and Thomas, J., "Techniques and design considerations for upgrade of parking structures.". National Parking Association - June 2002-2002

[46] Campagnolo, J.L. , "Procedimentos utilizados na recuperaçao de estruturas de concreto armado.". Memorias X Jornadas Argentinas de Ing. Estructural – Tomo I – Pg. 101-111-1990

[47] Emmons, P.H., and Vaysburd, A.M, "Concrete repair at the threshold of the 21st century: focus on strengthening of existing structures.". ACI, Special Publication, SP 185-08, Febrero 1, 2000-2000

[48] Fortes, A.S., Padaratz, I.J. and Oliveira de Barros, J.A., "Projeto de reforço à flecazo com FRP baseado nas recomendações do ACI 440.". XXX Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estructural – 2002 -2002

[49] Karbhari, V.M. e Seible, F., "Design considerations the use of fiber reinforced polymer composites in the rehabilitation of concrete structures". NIST Workshop on Standards Development for the Use of Fiber Reinforced Polymers for the Rehabilitation of Concrete and Masonry Structures. Proceedings. January 7-8, 1998, Tucson, AZ, Duthinh, D., Editor, 3/59-72 pp, 1999.-1999

[50] Neubauer, U. and Rostasy, F.S. , "Design aspects of concrete structures strengthened with externally bonded CFRP plates". Proc., 7th Int. Conf. On Struct. Faults and Repair, ECS Publications, Edinburgh, Scotland, 2, 109-118-1996

[51] Barros, J.A.O. de, Ferreira, D.R.S.M., Lourenço, P.B., "Comportamento de Pilares de Betao armado reforçado co laminados de fibras de carbono". Encontro Nacional de Betao Estructural, p. 393-402. Porto: FEUP, Novembro de 2000-2000

[52] Blaschko, M., Zilch, K., "Rehabilitation of concrete structures with CFRP strips glued into slits". 12º International Conference on Composite Materials, Paris, 1999-1999

[53] Barros, J.A. e Cruz, J.M.S., "Assessing the embedded length of epoxy-bonded carbon laminates by pull-out bending tests". International Conference Compoites in Contructions - CCC2001, 217-222, 2001-2001

[54] Beber, A.J., Campagnolo, J.L. and Campos Filho, A., "Utilização de compósitos de fibra de carbono na reabilitação de estruturas de concreto armado.". XXX Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural – 2002.-2002

[55] Meier, U., "Repair using advanced composites". International Conference on Composite Construction - Conventional and Innovative, 1997, Innsbruck. Conference report... Zurich: IABSE: ETH_Hönggerberg, 1997. p.113-124-1997

[56] Shahawy, M. and Beitelman, T., "Static and fatigue of RC beams strengthened with CFRP laminates.". Journal of structural engineering – June 1999 - Pg. 613-621 -1999

[57] Peskham, V. And Leeming, M., "Application of composites to strengthening of bridges: Project ROBUST". 19th British Plastics Federation Composite Congress, 1994, Birmingham. Proceedings... London: E & FN Spon, 1995.-1994

[58] Meier, U. And Winistorfer, A., "Retrofitting of structures through external bonding of CFRP sheets". Non-Metallic (FRP) reinforcement for concrete Structures, 1995, London. Proceedings... London: E & FN Spon, 1995.-1995

[59] Tankut, A.T. and Ersoy, U. , "Behavior of repaired / strengthened reinforced concrete structural members.". ACI, Special Publication, SP 128-78, November 1, 1991-1991

[60] Colotti, V. and Spadea, G. , "Shear strength of RC beams strengthened with bonded steel or FRP plates.". Journal of structural engineering – April 2001 - Pg. 367-373 -2001

[61] Hussain, M., Sharif, A., Basundul, I.A., Baluch, M.H., and Al-Sulaimani, G.J. (1995), "Flexural behavior of precracked reinforced concrete beams strengthened externally by steel plates". ACI Struct. J., 92(1), 14-22-1995

[62] Varastehpour, H., and Hamelin, P., "Analysis and study of failure mechanism of RC beam strengthened with FRP plate". Proc., 2nd Int. Conf. On ADVANCED Comp. Mat. In Bridges and Struct. (ACMBS), 527-536-1996

[63] Arduini, M., Di.Tommaso, A., and Nanni, A. (1997), "Brittle failure in FRP plate and sheet bonded beams". ACI Struct. J., 94(4), 363-370-1997

[64] Van Gemert, D.A. , "Force transfer in epoxy-bonded steel-concrete joints". Int. J. Adhesion and Adhesives., 1, 67-72-1980

[65] Maeda et al., "A study on bond mechanism of carbon fiber sheet". Non-Metallic (FRP) reinforcement for concrete Struct., Proc., 3rd Int. Symp., Japan Concrete Institute, Sapporo, 1, 279-285-1997

[66] Li, A., Assih and Delmas, y. , "Shear strengthening of RC beams with externally bonded CFRP sheets.". Journal of structural engineering – April 2001 - Pg. 374-380 -2001

[67] W. Sebastian , "Significance of midspan debonding failure in FRP-plated concrete beams.". Journal of structural engineering – July 2001 - Pg. 792-798 -2001

[68] Chen, Teng , "Anchorage strength models for FRP and steel plates bonded to concrete.". Journal of structural engineering – July 2001 - Pg. 784-791-2001

[69] David, E., Djelal, Ch., Buyle-Bodin, F., "Repair and Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using Composite Materials". XXX Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural – 2002 -2002

[70] Jones, R., Swamy, R.N. and Charif, A. , "Plate separation and anchorage of reinforced concrete beams strengthened by epoxy-bonded steel plates". Struct. Engrg., 66(5), 85-94-1988

[71] Robert, T.M. and Hají-Kazemi, H , "Theoretical study of the behaviour of reinforced concrete beams strengthened by externally bonded steel plates". Proc., Inst. Civ. Engrg., Part 2, 87, 39-55-1989

[72] Oehlers, D.J. and Moran, J.P. , "Premature failure of externally plated reinforced concrete beams". J. Struct. Engrg., ASCE. 116(4), 978-995-1990

[73] Zhang, S., and Raoof, Z. , "Prediction of peeling failure of reinforced concrete beams with externally bonded steel plates". Proc., Inst of Civ. Engrg. Struvt. And Build., 110, London, 257-268-1995

[74] Brosens, K., and Van Gemert, D. , "Anchoring stresses between concrete and carbon fibre reinforced laminates". Proc., 3rd Int. Symp. On Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Struct., 1, Japan Concrete Institute, Sapporo, Japan, 271-278-1997

[75] Saadatmanesh, H., and Malek, A.M., "Prediction of shear and peeling stresses at the ends of beams strengthened with FRP plates". Proc., 3rd Int. Symp. On Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Struct., 1, Japan Concrete Institute, Sapporo, Japan, 311-318-1997

[76] Rabinovich, O., and Frostig, Y., "Closed-form high-order analysis of RC beams strengthened with FRP strips". J. Compos. For Constr., ASCE, 4(2), 65-74-2000

[77] Arduini, M., and Nanni, A., "Behavior of precracked RC beams strengthened with carbon FRP sheets". J.Compos.for Constr., ASCE, 1(2), 63-70-1997

[78] Rahimi, H., and Hutchinson, A., "Concrete beams strengthened with externally bonded FRP plates". J.Compos.for Constr., ASCE, 5(1), 44-56-2001

[79] , "State of the art report on finite element analysis of reinforced concrete". Task Committee on Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures of the Structural Division Committee on Concrete and Masonry Structures, ASCE, New York-1982

[80] Deuring, M., "Strengthening of reinforced concrete with prestressed fiber reinforced plastics". Res. Rep. N°. 224, Swiss Federal Laboratories for Mat. Testing and Res. (EMPA), Dübendorf, Switzerland-1993

[81] Saadatmanesh, Ehsani, "RC beams strengthened with GFRP plates. II – Analysis and parametric study.". Journal of Structural Engineering - Nov 1991 - Pg. 3434-3453-1991

- [82] ABNT, 1980 - Projeto e Execucao de Obras de Concreto Armado, "NBR6118". -1980
- [83] An, W., Saadatmanesh, H., and Ehsani, M.R., "RC beams strengthened with FRP plates. II: Analysis and parametric study". J. Struct. Engrg., ASCE, 117(11), 3434-3455-1991
- [84] Nanni, A., "Flexural behavior and design of RC members using FRP reinforcement". J. Struct. Engrg., ASCE, 119(11), 3344-3359-1993
- [85] Hong, S., "Truss model for tension bars in reinforced concrete beams: Tension-tension-compression regions". ACI Struct. J., 93(6), 729-738-1996
- [86] Nielsen, M.P., "Limit analysis and concrete plasticity". Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J.-1984
- [87] Nielsen, M.P., and Braestrup, M.W., "Plastic shear strength of concrete beams". Bygningsstatistiske Meddelelser, 46(3), 61-99.-1975
- [88] Hsu, T.T.C., "Unified theory of reinforced concrete". CRC, Boca Raton, Fla.-1993
- [89] Swamy, R.N., Jones, R., and Charif, A., "Shear adhesion properties of epoxy resin adhesive". Proc., Int. Symp., 741-755-1986
- [90] Chajes, M.J., Finch, W.W.Jr, Januszka, T.F. And Thonson, T.A.Jr, "Bond and force transfer of composite material plates bonded to concrete". ACI Struct. J., 93(2), 295-303-1996
- [91] Picard, A., Massicotte, B., and Boucher, E., "Strengthening of reinforced concrete beams with composite materials: Theoretical study". Compos. Struct., Oxford, U.K., 33(2), 63-75-1995
- [92] Ravinovitch, O. and Frostig, Y. , "Nonlinear high-order analysis of cracked RC beams strengthened eith FRP strips". Journal of structural engineering – April 2001 - Pg. 381-389 -2001

[93] Frostig, Y., Baruch, M., Vilnay, O., and Sheinman, I., "High-Order theory for sandwich-beam behavior with transversely flexible core". *J. Engrg. Mech., ASCE*, 118(5), 1026-1043-1992

[94] Frostig, Y., Thomsen, O.T., and Mortensen, F., "Analysis of adhesive-bonded joints, square-end, and spew-fillet - High-order theory approach". *J. Engrg. Mech., ASCE*, 125(11), 1298-1307-1999

[95] Täljsten, B., "Defining anchor lengths of steel and CFRP plates bonded to concrete". *Int. J. Adhesion and Adhesives.*, 17(4), 319-327-1997

[96] Holzenkämpfer, O., "Ingenieurmodelle des verbundes geklebter bewehrung für betonbauteile". Dissertation, TU Braunschweig-1994

[97] Yuan, H., WU, Z.S., "Interfacial fracture theory in structures strengthened with composite of continuous fiber". *Proc., Symp. Of China and Japan: Sci. And Technol. Of 21st Century, Tokio, Sept.*, 142-155-1999

[98] Yuan, H., WU, Z.S., and Yoshizawa, H., "Theoretical solution on interfacial stress transfer of externally bonded steel/composite laminate". *J. Struct. Mech. And Earthquake Engrg., Tokyo*, in press-2001

[99] Smith, S.T. and Teng, J.G., "Interfacial stresses in plated beams". *Engineering Structures* 23 (2001) 857–871-2001

[100] Vilnay, O., "The analysis of reinforced concrete beams strenghtened by epoxy bonded steel plates". *Int. J. Cement Compos. Lightweight Concrete* 1988; 10(2):73-8-1988

[101] Roberts, T.M., "Approximate analysis of shear and normal stress concentrations in the adhesive layer of plated RC beams". *The Struct. Engr.* 1989; 67(12): 229-33-1989

[102] Liu, Z. and Zhu, B., "Analytical solution for R/C beams strenghtened by externally bonded steel plates". *J. Tongji Univ.* 1994; 22(1): 21-6-1994

[103] Taljsten, B., "Strenghtening of beams by plate bonding". *J. Mater. Civil Engr., ASCE* 1997; 9(4):206-12-1997

[104] Malek, A.M., Saadatmanesh, H. and Ehsani, M.R., "Prediction of failure load of R/C beams strengthened with FRP plates due to stress concentration at the plate end". ACI Struct. J. 1998; 95(1):142-52-1998

[105] Hiroyuki, Y., and Wu, Z., "Analysis of debonding fracture properties of CFS strengthened member subject to tension". Non-Metallic (FRP) reinforcement for concrete Struct., Proc., 3rd Int. Symp., Japan Concrete Institute, Sapporo, 1, 287-294-1997

[106] Tanaka, T., "Shear resisting mechanism of reinforced concrete beams with CFS as shear reinforcement". Graduation thesis, Hokkaido University, Japan.-1996

[107] Sato, Y., Ueda, T., Kakuta, Y., and Tanaka, T., "Shear reinforcing effect of carbon fibre sheet attached to side of reinforced concrete beams". Proc., 2nd Int. Conf. On ADVANCED Comp. Mat. In Bridges and Struct., M. M. El-Badry, ed., Canadian Society for Civil Engineering, Montreal, 621-627-1996

[108] Niedermeier, R., "Stellungnahme zur Richtlinie für das Verkleben von Betonbauteilen durch Ankleben von Stahllaschen-Entwurf März 1996". Schreiben 1390 vom 30.10.1996 des Lehrstuhls für Massivbau, Technische Universität München, Munich, Germany (in German).-1996

[109] Blaschko, M., Niedermeier, R., and Zilch, K., "Bond failure modes of flexural members strengthened with FRP". Fiber Compos. In Infrastruct., Proc., 2nd Int. Conf. On Compos. In Infrastruct., H. Saadatmanesh and M. R. Ehsani, eds., 315-327-1996

[110] Deutsches Institut für Normung, e.V. (1991), "DIN 1048, Ausgabe 6.91, Teil 2: Prüfverfahren für Beton, Festbeton in Bauwerken und Bauteilen". Beuth Verlag, Berlin (in German).-1991

[111] Täljsten, B., "Plate bonding: Strengthening of existing concrete structures with epoxy bonded plates of steel or fibre reinforced plastics". Doctoral thesis, Lulea University of Technology, Sweden.-1994

[112] Chaallal, O., Nollet, M.J., and Perraton, D., "Strengthening of reinforced concrete beams with externally bonded fibre-reinforced-plastics plates: Design guidelines for shear and flexure". Can. J. Civ. Engrg., Ottawa, 25(4), 692-704-1998

REFERENCIAS

[113] Khalifa, A., Gold, W.J., Nanni, A., and Aziz, A., "Contribution of externally bonded FRP to shear capacity of RC flexural members". *J. Compos. For Constr.*, ASCE, 2(4), 195-203-1998

[114] Horiguchi, T., and Saeki, N., "Effect of test methods and quality of concrete on bond strength of CFRP sheet". *Non-Metallic (FRP) reinforcement for concrete Struct., Proc.*, 3rd Int. Symp., Japan Concrete Institute, Sapporo, 1, 475-482-1997

[115] British Standards Institution (BSI), "Structural use of concrete, Part 1: Code of practice for design and construction". BSI 8110, London.-1985

[116] Ehsani, M.R., Saadatmanesh, H., and Tao, S., "Design recommendations for bond of GFRP rebars to concrete". *J. Struct. Engrg.*, ASCE, 122(3), 247-254-1996

[117] Ferrari, V.J., Padaratz, I.J. and Loriggio, D.D. , "Reforço à flecção em vigas de concreto armado com manta de fibra de carbono: mecanismos de incremento de ancoragem.". *XXX Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural – 2002 -2002*

[118] Park, R., and Paulay, T., "Reinforced Concrete Structures". Jhon Wiley and Sons, Inc., New York, N.Y.-1975

[119] Meier, U., "Multiplication of the Critical Span of Suspension Bridges Through the Use of High Performance Composites". *Coloquio Internacional de Madrid sobre la factibilidad de una comunicación fija a través del Estrecho de Gibraltar*, Tomo I, 1982, ISBN 84-500-8985-7, pp. 481 to 484.-1982

[120] Yamaguchi, T., Kato, Y., Nishimura, T., e Uomoto, T., "Creep Rupture of FRP Rods Made of Aramid, Carbon and Glass Fibers". *Third International Symposium on Non-Metallic FRP Reinforcement for Concrete Structures*, Vol.2, pp. 179-186, Sapporo, Japan, 1997.-1997

[121] Malvar, L., "Durability of Composites in Reinforced Concrete". *Proceedings of the First International Conference on Durability of Composites for Construction*, Sherbrooke, Canada - Agosto de 1998-1998

[122] Fortes, A.S., Padaratz, I.J., "Reabilitação de Vigas de Concreto Armado Utilizando Grout e Fibras de Carbono (PRFC)". 43º Congresso Brasileiro do Concreto, 16 pg. Foz do Iguaçu - Paraná, 2001.-2001

[123] Fortes, A.S., "Vigas do Concreto Armado Reforçadas com Fibras de Carbono". Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina - UFSC. Florianópolis, 2000.-2000

[124] Beber, A.J., "Avaliação do Desempenho de Vigas de Concreto Armado Reforçadas com Lâminas de Fibras de Carbono". Dissertação (Mestrado em Engenharia). Universidade Federal do RioGrande do Sul. Porto Alegre CPGEC/UFRGS, 108 pg. Rio Grande do Sul, 1999.-1999

[125] Ong, K.C.G. and Cusens, A.R. , "Flexural tests of steel-concrete open sandwiches". Mag. Concr. Res., 34(102), 130-138-1982

[126] Van Gemert, D.A. , "Repairing of concrete structures by externally bonded steel plates". Proc., ICP/RILEM/IBK Int. Symp. On Plastics in Mat. And Struct. Engrg., Prague, Czechoslovakia, 519-526-1981

[127] Jonson, R.P. and Tait, C.J. , "The strength in combined bending and tension of concrete beams with externally bonded reinforcing plates". Build. Envir., 16(4), 287-299-1981

[128] S. Oller, Un Modelo de "Daño Continuo para Materiales Friccionales", Ph.D. Thesis, Universitat Politecnica de Catalunya, Escola Tecnica Superior D'Enginyers De Camins, Canals I Ports , Spain (1988)

APÉNDICE I

1. INVENTARIO DE ENSAYOS DE VIGAS REFORZADAS TOMADOS DE LA LITERATURA.

Todos estos ensayos corresponden a vigas de hormigón armado reforzadas mediante la técnica de pegado de planchuelas metálicas o de material compuesto en la superficie traccionada de las misma. Algunas de las características de dichos ensayos se han volcado en la Tabla 1.

A través de 16 trabajos de investigación experimentales, se recolectaron 98 ensayos de este tipo de vigas. Los materiales de refuerzo utilizados en estos casos fueron: planchuelas metálicas, planchuelas de CFRP y GFRP y láminas de CFRP.

La Figura A.1. muestra la distribución de modos de falla según estos ensayos. En donde se nota el amplio dominio de los modos de falla locales para este tipo de vigas reforzadas, alcanzando los mismos, el 80% de los casos. Ver Figura A.2.

Dentro de estos modos de falla locales, el desgarramiento del recubrimiento de la viga o peel-off, alcanzando el 79% de todos los casos presentados. Es importante aclarar que la resistencia media del hormigón utilizado en los ensayos aquí presentados, es de 43.7 MPa, lo cual, por un lado da la pauta de que no se ha trabajado con un hormigón de baja

calidad para favorecer este modo de falla, y por la misma razón, indica la importancia que tiene el mismo, aún en vigas de hormigón armado de muy buena calidad.

Tabla 1

Nº	REFERENCIA	HORMIGÓN	REFUERZO	Cuantía	Relación entre la	MODO DE FALLA
		Resist. A comp. del Hº (fc) (Mpa)	Material de Refuerzo	Original	Cuantía Reforzada y la Cuantía Original	
1	Saadatmanesh and Ehsani [1991]	35	GFRP	0,016	1,619	Aplastamiento del Hormigón
2	Saadatmanesh and Ehsani [1991]	36	GFRP	0,010	1,929	Desgarro
3	Saadatmanesh and Ehsani [1991]	37	GFRP	0,003	4,435	Desgarro
4	Saadatmanesh and Ehsani [1991]	38	GFRP	0,009	1,929	Desgarro
5	Saadatmanesh and Ehsani [1991]	40	GFRP	0,008	1,929	Mal Pegado del Refuerzo
6	Oehlers (1992)	42	Acero	0,018	2,616	Desgarro - Shear
7	Oehlers (1992)	42	Acero	0,018	2,616	Desgarro - Shear
8	Oehlers (1992)	42	Acero	0,018	2,616	Desgarro - Shear
9	Oehlers (1992)	42	Acero	0,018	2,616	Desgarro - Shear
10	Oehlers (1992)	42	Acero	0,018	2,616	Desgarro - Shear
11	Oehlers (1992)	42	Acero	0,018	2,616	Desgarro - Shear
12	Oehlers (1992)	47	Acero	0,018	2,616	Desgarro - Flexural
13	Oehlers (1992)	47	Acero	0,018	2,616	Desgarro - Shear
14	Oehlers (1992)	47	Acero	0,018	2,616	Desgarro - Flexural
15	Oehlers (1992)	47	Acero	0,018	2,616	Desgarro - Flexural
16	Oehlers (1992)	47	Acero	0,018	2,616	Desgarro - Flexural
17	Oehlers (1992)	47	Acero	0,018	2,616	Desgarro - Flexural
18	Oehlers (1992)	47	Acero	0,018	2,616	Desgarro - Flexural
19	Oehlers (1992)	47	Acero	0,018	2,616	Desgarro - Flexural
20	Oehlers (1992)	49	Acero	0,018	2,616	Desgarro - Flexural
21	Oehlers (1992)	49	Acero	0,018	2,616	Desgarro - Flexural
22	Oehlers (1992)	52	Acero	0,018	2,616	Desgarro - Flexural
23	Oehlers (1992)	52	Acero	0,018	2,616	Desgarro - Flexural
24	Oehlers (1992)	52	Acero	0,018	2,616	Desgarro - Flexural
25	Oehlers (1992)	52	Acero	0,018	2,616	Desgarro - Flexural
26	Oehlers (1992)	51	Acero	0,018	2,616	Desgarro - Flexural
27	Oehlers (1992)	51	Acero	0,018	2,616	Desgarro - Flexural
28	Oehlers (1992)	40	Acero	0,018	2,616	Desgarro - Flexural
29	Oehlers (1992)	40	Acero	0,018	2,616	Desgarro - Flexural
30	Hussain et al (1995)	31	Acero	0,007	2,274	Desgarro
31	Hussain et al (1995)	31	Acero	0,007	2,911	Desgarro
32	Spadea et al (1997,1998)	30	Acero	0,010	1,239	Desgarro
33	Spadea et al (1997,1998)	30	Acero	0,010	1,239	Desgarro
34	David et al (1997)	40	Acero	0,007	2,461	Flexión
35	David et al (1997)	40	Acero	0,007	3,922	Desgarro
36	David et al (1997)	40	Acero	0,007	1,390	Desgarro
37	Arduini et al (1997)	33	Acero	0,008	1,633	Corte
38	Arduini et al (1997)	33	Acero	0,008	2,266	Desgarro
39	Arduini et al (1997)	30	Acero	0,003	1,128	Flexión
40	Hutchinson and Rahimi (1996)	54	Acero	0,005	1,745	Corte
41	Hutchinson and Rahimi (1996)	54	Acero	0,005	2,096	Corte
42	Hutchinson and Rahimi (1996)	54	Acero	0,005	1,382	Flexión
43	Hutchinson and Rahimi (1996)	54	Acero	0,005	2,096	Flexión

APÉNDICE I

Tabla 1 (Continuación)

Nº	REFERENCIA	HORMIGON	REFUERZO	Cuantía	Relación entre la	MODO DE FALLA
		Resist. Comp.	Material de	Original	Cuantía Reforzada	
		del H ^o (fc)	Refuerzo		y la Cuantía	
		(Mpa)			Original	
44	Hutchinson and Rahimi (1996)	54	Acero	0,013	1,149	Flexión
45	Hutchinson and Rahimi (1996)	54	Acero	0,013	1,428	Flexión
46	Quantrill et al (1995)	70	Acero	0,848	1,011	Desgarro
47	Quantrill et al (1995)	42	Acero	0,848	1,011	Desgarro
48	Quantrill et al (1995)	42	Acero	0,848	1,011	Desgarro
49	Quantrill et al (1995)	58	Acero	0,848	1,011	Desgarro
50	Fanning (1997)	37	Acero	0,670	1,010	Corte
51	Fanning (1997)	32,5	Acero	0,670	1,048	Corte
52	Fanning (1997)	32,5	Acero	0,670	1,010	Corte
53	Ferrari, Padaratz y Loriggio (2002)	32,7	CFRP	0,003	1,155	Desgarro
54	Ferrari, Padaratz y Loriggio (2002)	34,5	CFRP	0,003	1,155	Desgarro
55	David, Djelal and Buyle-Bodin (1998)	40	GFRP	0,007	1,487	Rotura del FRP
56	David, Djelal and Buyle-Bodin (1998)	40	GFRP	0,007	1,487	Rotura del FRP
57	David, Djelal and Buyle-Bodin (1998)	40	GFRP	0,007	1,974	Desgarro
58	David, Djelal and Buyle-Bodin (1998)	40	GFRP	0,007	1,974	Desgarro
59	David, Djelal and Buyle-Bodin (1998)	40	GFRP	0,007	1,195	Desgarro
60	David, Djelal and Buyle-Bodin (1998)	40	GFRP	0,007	1,195	Desgarro
61	David, Djelal and Buyle-Bodin (1998)	40	GFRP	0,007	1,390	Desgarro
62	David, Djelal and Buyle-Bodin (1998)	40	GFRP	0,007	1,390	Desgarro
63	Norwegian Public Roads Administration (2000)	60	CFRP	0,007	1,235	Flexion
64	Norwegian Public Roads Administration (2000)	60	CFRP	0,007	1,469	Flexion
65	Campagnolo et al. (1998)	17,6	Acero	0,007	2,671	Desgarro
66	Campagnolo et al. (1998)	32,4	Acero	0,007	2,671	Desgarro
67	Campagnolo et al. (1998)	44,5	Acero	0,027	1,794	Desgarro
68	Campagnolo et al. (1998)	32,4	Acero	0,007	2,671	Desgarro
69	Oller, Cobo y Mari (2002)	35,2	CFRP	0,007	1,348	Desgarro
70	Oller, Cobo y Mari (2002)	35,2	CFRP	0,007	1,348	Desgarro
71	Oller, Cobo y Mari (2002)	35,2	CFRP	0,007	1,348	Desgarro
72	Oller, Cobo y Mari (2002)	35,2	CFRP	0,007	1,348	Desgarro
73	Oller, Cobo y Mari (2002)	35,2	CFRP	0,007	1,348	Desgarro
74	Ashrafuddin et al. (1999)	41,2	Acero	0,007	2,910	Desgarro
75	Ashrafuddin et al. (1999)	49,1	Acero	0,007	2,910	Desgarro
76	Ashrafuddin et al. (1999)	41,2	Acero	0,007	2,910	Desgarro
77	Ashrafuddin et al. (1999)	47	Acero	0,007	2,910	Flexión
78	Ashrafuddin et al. (1999)	41,2	Acero	0,007	2,910	Desgarro
79	Ashrafuddin et al. (1999)	43,6	Acero	0,007	2,910	Desgarro
80	Ashrafuddin et al. (1999)	50,1	Acero	0,007	2,910	Desgarro
81	Ashrafuddin et al. (1999)	47,7	Acero	0,007	2,910	Desgarro
82	Ashrafuddin et al. (1999)	47,7	Acero	0,007	2,910	Desgarro
83	Ashrafuddin et al. (1999)	50,1	Acero	0,007	2,910	Flexión
84	Ashrafuddin et al. (1999)	47,1	Acero	0,007	2,910	Desgarro
85	Ashrafuddin et al. (1999)	47,8	Acero	0,007	2,910	Desgarro
86	Ashrafuddin et al. (1999)	45	Acero	0,007	2,910	Desgarro

Tabla 1 (Continuación)

Nº	REFERENCIA	HORMIGÓN	REFUERZO	Cuantía	Relación entre la	MODO DE FALLA
		Resist. Comp. del Hº (fc) (Mpa)	Material de Refuerzo	Original	Cuantía Reforzada y la Cuantía Original	
87	Ashrafuddin et al. (1999)	47,7	Acero	0,007	2,910	Desgarro
88	Ashrafuddin et al. (1999)	49,9	Acero	0,007	2,910	Desgarro
89	Ashrafuddin et al. (1999)	49,9	Acero	0,007	2,910	Flexión
90	Ashrafuddin et al. (1999)	42	Acero	0,007	2,910	Desgarro
91	Ashrafuddin et al. (1999)	42	Acero	0,007	2,910	Desgarro
92	Garden et al. (1998)	54	CFRP	0,005	1,648	Desgarro
93	Garden et al. (1998)	54	CFRP	0,005	1,648	Desgarro
94	Garden et al. (1998)	54	CFRP	0,005	1,648	Desgarro
95	Garden et al. (1998)	54	CFRP	0,005	1,648	Desgarro
96	Garden et al. (1998)	54	CFRP	0,005	1,648	Desgarro
97	Garden et al. (1998)	47	CFRP	0,008	1,489	Desgarro
98	Garden et al. (1998)	47	CFRP	0,007	1,509	Desgarro

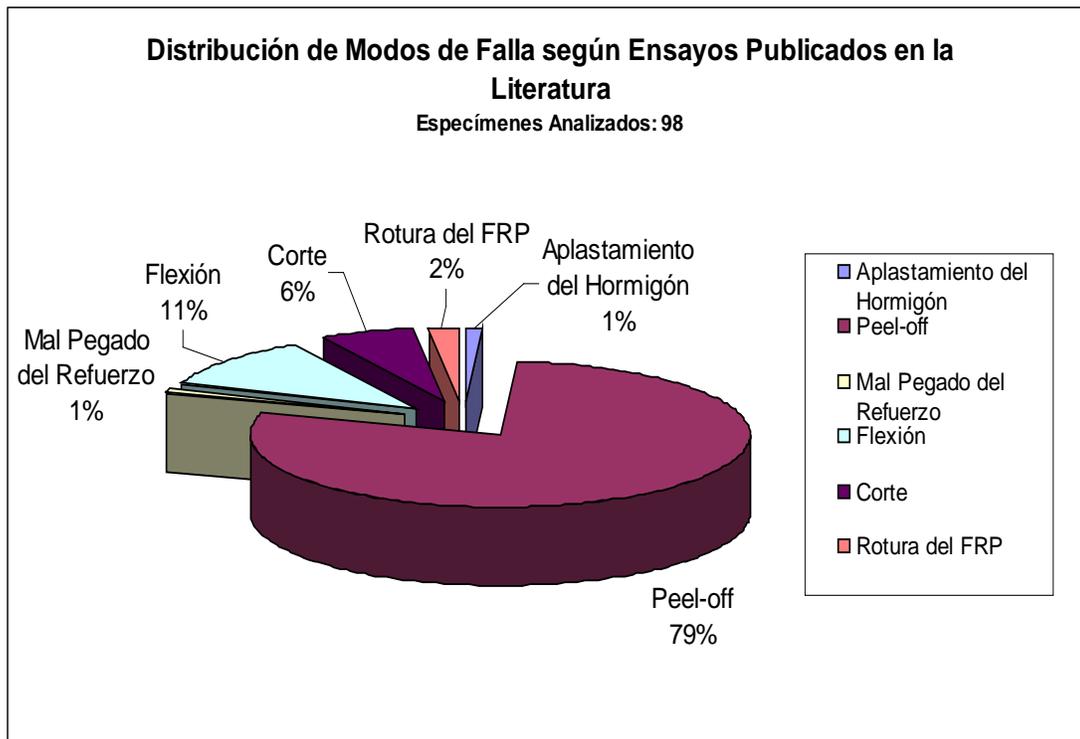


Figura A.1. Distribución de modos de falla.

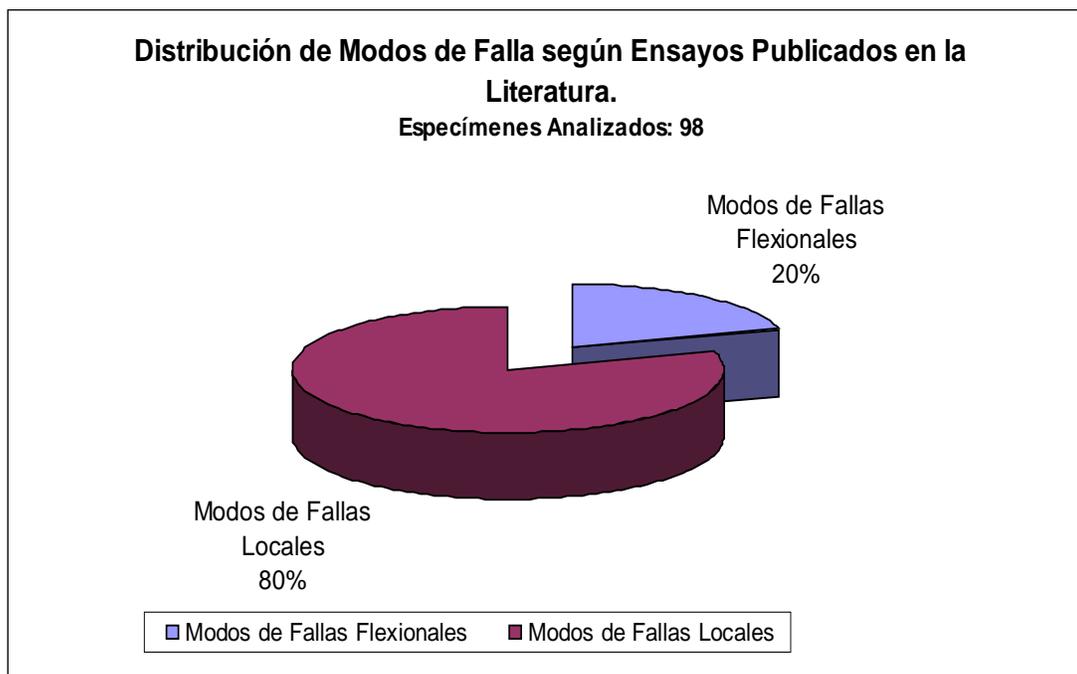


Figura A.2. Distribución de modos de falla.

2. DIFERENCIAS PRINCIPALES ENTRE SOLUCIONES ANALÍTICAS PARA ESTIMACIÓN DE TENSIONES EN EL REFUERZO.

Tabla 2

	Teoría	Vinay [100]	Roberts [101]	Liu y Zhu [102]	Taljstens [103]	Malek et al. [104]	Smith y Teng [99]
Tensiones Normales y de Corte	Casos de Carga	Carga puntual en la mitad del tramo	General	Unif. Distrib. Carga puntual en mitad del tramo, cargas puntuales simétricas	Carga puntual	General, con algunas limitaciones	General
Tensiones de Corte	Deformación axial de la viga	No	Parcialmente Considerada	No	Si	Parcialmente Considerada	Si
	Deformación por flexión del refuerzo	No	Parcialmente Considerada	No	No	Parcialmente Considerada	Si
	Deformación por Corte	No	No	Si, pero incorrectamente	No	No	Si (solam. en las ecuaciones gobernantes)
	Continuidad de las Condiciones de Borde en los puntos de carga	Tensiones de Corte Nulas	---	Continuidad en Tens. De Corte y su 1º derivada	Tensiones de Corte Nulas	Tensiones de Corte Nulas	Continuidad en Tens. De Corte y su 1º derivada
	Otras Observaciones	---	---	Las Soluciones generales sólo son dadas para las Cond. De Borde	---	Las tensiones en la base de la viga están basadas en la acción compuesta de la viga	La expresión específica para las tensiones de interfase son desarrolladas solamente para tres casos de carga
Tensiones Normales	Deformación por flexión de la viga	No	No	Si	Si	Si	Si
	Deformación por Corte	No	No	Si, pero incorrectamente	No	No	Si (solam. en las ecuaciones gobernantes)
	Deformaciones por flexión adicionales en el refuerzo debido a las tensiones de corte en la interfase	Si	No	Si	Si	No	Si