



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**TRABAJO ESTRUCTURADO DE MANERA INDEPENDIENTE
PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

TEMA:

**DESEMPEÑO SÍSMICO DE UNA VIGA REPARADA CON FIBRAS
DE CARBONO**

AUTOR: José Paúl Yauli Paredes

TUTOR: Ing. M. Sc. Jorge Cevallos

Ambato – Ecuador

2014

APROBACIÓN DEL TUTOR

Yo, Ing. M. Sc. Jorge Cevallos en calidad de Tutor, certifico que la Tesis de Grado realizada por el Sr. José Paúl Yauli Paredes, Egresado de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, Carrera de Ingeniería Civil, de la Universidad Técnica de Ambato, se desarrolló bajo mi supervisión y tutoría, siendo un trabajo personal e inédito, y revisado cada uno de sus respectivos capítulos sobre el tema: **“DESEMPEÑO SÍSMICO DE UNA VIGA REPARADA CON FIBRAS DE CARBONO”**.

Es todo en cuanto puedo certificar en honor a la verdad.

Ing. M. Sc. Jorge Cevallos

TUTOR

AUTORÍA

La presente investigación bajo el tema: **“DESEMPEÑO SÍSMICO DE UNA VIGA REPARADA CON FIBRAS DE CARBONO”**, así como los criterios, opiniones, ideas y demás concepciones vertidas y expuestas en este trabajo, son de absoluta y exclusiva responsabilidad del autor.

Egdo. José Paúl Yauli Paredes

C.I. 180441247-4

AUTOR

DEDICATORIA

*Este trabajo es dedicado especialmente
a mis padres y hermano que son el mejor regalo que Dios me ha dado
y que han sido el motor y el motivo para mi superación;
que con su esfuerzo y lucha incansable han velado
por mi desarrollo personal y profesional.*

Paúl.

AGRADECIMIENTO

A Dios que me ha dado fortaleza y sabiduría para tomar las mejores decisiones y por ello ahora me encuentro alcanzando un logro muy importante para mi superación profesional.

A la Universidad Técnica de Ambato, a la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, a sus dignas autoridades y a los profesores por compartir sus conocimientos durante mi permanencia como estudiante.

Mis más sinceras gracias al Ing. M. Sc. Jorge Cevallos, tutor de mi tesis, quien dirigió este trabajo de investigación y agradecerle por su generosidad intelectual al brindarme sus conocimientos y experiencias profesionales.

A todos ellos y a muchas personas más, gracias, pues sin su ayuda esto no hubiese sido posible.

Paúl.

ÍNDICE GENERAL

PRELIMINARES	Pág.
Portada	I
Aprobación del Tutor	II
Autoría	III
Dedicatoria	IV
Agradecimiento	V
Índice General	VI
Índice de Tablas	XIII
Índice de Gráficos	XVI
Índice de Fotos	XIX
Resumen Ejecutivo	XX

Capítulo I

EL PROBLEMA

1.1.- TEMA	1
1.2.- PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
1.2.1.- Contextualización	1
1.2.2.- Análisis Crítico	3
1.2.3.- Prognosis	3
1.2.4.- Formulación del Problema	4
1.2.5.- Preguntas Directrices	4
1.2.6.- Delimitación del Objeto de Investigación	4
1.2.6.1.- Delimitación de Contenido	4
1.2.6.2.- Delimitación Espacial	5
1.2.6.3.- Delimitación Temporal	5

1.3.- JUSTIFICACIÓN	5
1.4.- OBJETIVOS	6
1.4.1.- Objetivos Generales	6
1.4.2.- Objetivos Específicos	6

Capítulo II

MARCO TEÓRICO

2.1.- ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS	7
2.2.- FUNDAMENTACIÓN FILOSÓFICA	9
2.3.- FUNDAMENTACIÓN LEGAL	9
2.4.- CATEGORÍAS FUNDAMENTALES	10
2.4.1.- Supraordinación de las Variables	10
2.4.2.- Definiciones	11
2.5.- HIPÓTESIS	19
2.6.- SEÑALAMIENTO DE VARIABLES DE LA HIPÓTESIS	19
2.6.1.- Variable Independiente	19
2.6.2.- Variable Dependiente	19

Capítulo III

METODOLOGÍA

3.1.- ENFOQUE	20
3.2.- MODALIDAD BÁSICA DE LA INVESTIGACIÓN	21
3.3.- NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN	21
3.4.- POBLACIÓN Y MUESTRA	22
3.4.1.- Población o Universo	22
3.4.2.- Muestra	22

3.5.- OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES	23
3.5.1.- Variable Independiente	23
3.5.2.- Variables Dependiente	24
3.6.- PLAN DE RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN	25
3.7.- RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN	25
3.8.- PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS	26

Capítulo IV

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1.- ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS	27
4.2.- INTERPRETACIÓN DE DATOS	34
4.3.- VERIFICACIÓN DE HIPÓTESIS	36

Capítulo V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1.- CONCLUSIONES	37
5.2.- RECOMENDACIONES	38

Capítulo VI

PROPUESTA

6.1.- DATOS INFORMATIVOS	39
6.2.- ANTECEDENTES DE LA PROPUESTA	40
6.2.1- Reconocimiento y Evaluación de Daños en la Viga	42
6.2.2.- Causas	42
6.2.3.- Tipos de Fallas Más Comunes	42
6.2.3.1.- Fisuras por Flexión y Compresión	43

6.2.3.1.1.- Fisuras por Tracción Pura	43
6.2.3.1.2.- Fisuras por Flexión Pura	43
6.2.3.1.3.- Fisuras por Adherencia	43
6.2.3.1.4.- Fisuras por Cortante	44
6.2.3.1.5.- Fisuras por Torsión	44
6.2.3.1.6.- Fisuras por Rigidez del Apoyo	44
6.2.3.1.7.- Fisuras por Falta de Refuerzo en el Borde	44
6.2.3.1.8.- Fisuras Activas	45
6.2.3.1.9.- Fisuras Evolutivas	45
6.2.3.2.- Fallas en Presencia de Eventos Sísmicos	45
6.2.3.2.1.- Falla por Cortantes	46
6.2.3.2.2.- Falla por Adherencia del Bloque de Unión en las Conexiones Viga – Columna	46
6.2.3.2.3.- Falla frágil en Muros de Cortante	46
6.2.4.- Aspectos Generales del Refuerzo de Estructuras de Hormigón	47
6.2.4.1.- Sistemas Habituales de Refuerzo de Estructuras de Hormigón	48
6.2.4.1.1.- Refuerzo Mediante Recrecido con Hormigón Armado	48
6.2.4.1.2.- Refuerzo Mediante Perfiles Metálicos ...	49
6.2.4.1.3.- Refuerzo Mediante Armado Exterior	51
6.2.4.1.4.- Refuerzo Mediante Materiales Compuestos de Fibras de Carbono	53
6.2.5.- Refuerzo Mediante Materiales Compuestos de Fibras de Carbono	55
6.2.5.1.- Estudio de los Elementos del Sistema	55
6.2.5.2.- Descripción de las Fibras	55
6.2.5.3.- Descripción del Adhesivo	57
6.2.5.4.- Comportamiento de las Vigas Reforzadas	57

6.3.- JUSTIFICACIÓN	68
6.4.- OBJETIVOS	69
6.4.1.- Objetivo General	69
6.4.2.- Objetivos Específicos	69
6.5.- ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD	70
6.6.- FUNDAMENTACIÓN	70
6.6.1.- Modelación en un Software Especializado de una Edificación	70
6.6.1.1.- Propiedades de los Materiales	70
6.6.1.2.- Definiciones de Secciones de Vigas y Columnas ...	71
6.6.1.3.- Cuantificación de Cargas	72
6.6.1.4.- Combinaciones de Carga	73
6.6.1.5.- Espectro de Diseño Elástico	74
6.6.1.6.- Centro de Masas	80
6.6.2.- Elaboración y Ensayo de Vigas Muestras	81
6.6.2.1.- Elaboración y Curado de Vigas	81
6.6.2.1.1.- Dimensiones de Probetas de Vigas	81
6.6.2.1.2.- Moldeo de Vigas	81
6.6.2.1.3.- Curado de Vigas	81
6.6.2.2.- Ensayo a Flexión de Vigas	82
6.6.3.- Diseño a Flexión de Vigas	83
6.6.3.1.- Esfuerzos y Deformaciones	83
6.6.3.2.- Bloque de Compresión de Whitney	84
6.6.3.3.- Ecuaciones para la Obtención del Momento Último de una Viga Sin Refuerzo de Fibra de Carbono	86
6.6.3.4.- Ecuaciones para la Obtención del Momento Último de una Viga Con Refuerzo de Fibra de Carbono	90

6.6.3.5.- Análisis de la Conexión Viga – Columna de Acuerdo al Código ACI 318-08	96
6.6.3.5.1.- Tipos de Conexiones	96
6.6.3.5.2.- Fuerzas en el Nudo	97
6.6.3.5.3.- Control en la Conexión Viga – Columna	98
6.7.- METODOLOGÍA MODELO OPERATIVO	99
6.7.1.- Elaboración, Reforzamiento y Ensayos en Laboratorio de las Vigas	99
6.7.1.1.- Elaboración de Vigas	99
6.7.1.2.- Reforzamiento de Vigas con Fibra de Carbono	102
6.7.2.- Ensayos y Resultados de Vigas a Flexión	107
6.7.2.1.- Vigas de Hormigón Armado Sin Refuerzo de Fibra de Carbono	107
6.7.2.2.- Vigas de Hormigón Armado Con Refuerzo de Fibra de Carbono en la Cara Inferior	116
6.7.2.3.- Interpretación del Incremento entre las Cargas Promedio de las Vigas	125
6.7.3.- Diseño de Vigas con los Datos Obtenidos de los Ensayos en el Laboratorio	127
6.7.3.1.- Diseño de las Vigas Ensayadas Sin Refuerzo de Fibra de Carbono	127
6.7.3.2.- Diseño de las Vigas Ensayadas Con Refuerzo de Fibra de Carbono	134
6.7.3.3.- Cuadro Comparativo entre los Momentos Resistentes de la Viga Sin Refuerzo de Fibra de Carbono y la Viga Con Refuerzo de Fibra de Carbono	147
6.7.4.- Análisis y Diseño de Una Estructura de 5 Pisos Ubicada en la Ciudad de Ambato Utilizando Vigas Sin Refuerzo de Fibra de Carbono	148
6.7.4.1.- Propiedades de los Materiales	149
6.7.4.2.- Secciones de Vigas y Columnas	149
6.7.4.3.- Asignación de Cargas	150

6.7.4.4.- Espectro de Diseño Elástico	153
6.7.4.5.- Análisis Cualitativo de Vigas	159
6.7.4.6.- Análisis y Chequeo de Resultados	161
6.7.4.6.1.- Resumen de Aceros de la Estructura de 5 Pisos Calculada por el Software Especializado	161
6.7.4.6.2.- Cálculo de Momentos Nominales Resistentes en la Estructura de 5 Pisos	165
6.7.4.6.3.- Análisis de las Conexiones Viga – Columna en la Estructura de 5 Pisos	174
6.7.4.6.4.- Análisis de las Conexiones Viga – Columna en la Estructura de 5 Pisos con la Utilización de Fibra de Carbono en sus Vigas	177
6.7.5.- Conclusiones	180
6.7.6.- Recomendaciones	181
6.8.- ADMINISTRACIÓN	182
6.9.- PREVISIÓN DE LA EVALUACIÓN	182
 C. MATERIALES DE REFERENCIA	
BIBLIOGRAFÍA	182
ANEXOS	184

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla #1	Niveles de desempeño esperados en el edificio	13
Tabla #2	Niveles de desempeño del edificio esperados	15
Tabla #3	Niveles de amenaza sísmica	16
Tabla #4	Pesos de bloques por unidad	72
Tabla #5	Carga de paredes	73
Tabla #6	Tipo de uso, destino e importancia de la estructura	74
Tabla #7	Valores de C_t y α	75
Tabla #8	Tipo de suelo y factores de sitio F_a	76
Tabla #9	Tipo de suelo y factores de sitio F_d	76
Tabla #10	Tipo de suelo y factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s	76
Tabla #11	Valores del factor z en función de la zona sísmica adoptada	77
Tabla #12	Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z	77
Tabla #13	Coefficiente de reducción de respuesta estructural R	78
Tabla #14	Coefficientes de irregularidad en planta	79
Tabla #15	Coefficientes de irregularidad en elevación	80
Tabla #16	Requisitos moldeo por apisonado	81
Tabla #17	Valor del factor β_1	88
Tabla #18	Coefficiente reductor de ambiente	91
Tabla #19	Propiedades de la fibra en seco	102
Tabla #20, 21 y 22	Carga y deformación vigas de hormigón armado sin refuerzo de fibra de carbono	107
		109
		111
Tabla #23	Resultados de las vigas de hormigón armado sin refuerzo de fibra de carbono	113

Tabla #24	Promedio de las vigas de hormigón armado sin refuerzo de fibra de carbono	115
Tabla #25, 26 y 27	Carga y deformación vigas de hormigón armado con refuerzo de fibra de carbono	116
		118
		120
Tabla #28	Resultados de las vigas de hormigón armado con refuerzo de fibra de carbono	122
Tabla #29	Promedio de las vigas de hormigón armado con refuerzo de fibra de carbono	124
Tabla #30	Incremento entre las cargas promedio de las vigas	125
Tabla #31	Iteración de la profundidad del bloque de Whitney “a” de la viga sin refuerzo de fibra de carbono	130
Tabla #32	Iteración de la profundidad del bloque de Whitney “a” de la viga con refuerzo de fibra de carbono	136
Tabla #33	Resumen de cargas y momentos mayorados	139
Tabla #34	Incremento de momentos resistentes	147
Tabla #35	Cálculo de carga muerta	150
Tabla #36	Espectro sísmico elástico	155
Tabla #37	Tipos de fallas	159
Tabla #38	Cuadro de vigas dañadas estructura de 5 pisos	160
Tabla #39	Niveles de daño	160
Tabla #40	Cuadro de vigas dañadas estructura de 5 pisos	160
Tabla #41	Momentos de cada sección de la viga	168
Tabla #42	Control condición pórtico eje 1 utilizando vigas sin refuerzo de fibra de carbono	174
Tabla #43	Control condición pórtico eje 2 utilizando vigas sin refuerzo de fibra de carbono	174
Tabla #44	Control condición pórtico eje 3 utilizando vigas sin refuerzo de fibra de carbono	175

Tabla #45	Control condición pórtico eje A utilizando vigas sin refuerzo de fibra de carbono	175
Tabla #46	Control condición pórtico eje B utilizando vigas sin refuerzo de fibra de carbono	176
Tabla #47	Control condición pórtico eje C utilizando vigas sin refuerzo de fibra de carbono	176
Tabla #48	Control condición pórtico eje 1 utilizando vigas con refuerzo de fibra de carbono	177
Tabla #49	Control condición pórtico eje 2 utilizando vigas con refuerzo de fibra de carbono	177
Tabla #50	Control condición pórtico eje 3 utilizando vigas con refuerzo de fibra de carbono	178
Tabla #51	Control condición pórtico eje A utilizando vigas con refuerzo de fibra de carbono	178
Tabla #52	Control condición pórtico eje B utilizando vigas con refuerzo de fibra de carbono	179
Tabla #53	Control condición pórtico eje C utilizando vigas con refuerzo de fibra de carbono	179

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico #1	Refuerzo mediante recrecido con hormigón armado	49
Gráfico #2	Refuerzo mediante perfiles metálicos	50
Gráfico #3	Refuerzo mediante armado exterior	52
Gráfico #4	Descripción de las fibras	55
Gráfico #5	Mecanismos de daño en compuestos	56
Gráfico #6	Distintas disposiciones de anclajes	58
Gráfico #7	Fallas de la fibra de carbono	59
Gráfico #8	Configuraciones ensayadas por Bencardino, Spadea, y Swamy	59
Gráfico #9	Configuraciones ensayadas por Grace, Sayed, Soliman, y Saleh	60
Gráfico #10	Combinación apropiada de fibras verticales y horizontales	60
Gráfico #11	Surcos rellenos con resina epoxi	61
Gráfico #12	Sistema compuesto por platabandas	61
Gráfico #13	Reforzamiento de vigas de hormigón armado de sección en T	62
Gráfico #14	Evolución de las grietas en vigas ordinarias y en vigas reforzadas	64
Gráfico #15	Losa alivianada armada en una dirección	72
Gráfico #16	Ensayo método carga en el centro de la luz	82
Gráfico #17	Viga simplemente apoyada con carga puntual en el centro de la luz	84
Gráfico #18	Bloque de compresión de Whitney	85
Gráfico #19	Bloque de compresión de Whitney de una viga sin refuerzo de fibra de carbono	86
Gráfico #20	Bloque de compresión de Whitney de una viga con refuerzo de fibra de carbono	90
Gráfico #21	Sección de una viga fisurada	93
Gráfico #22	Nudos interiores, exteriores y esquineros de entrepiso	97

Gráfico #23	Fuerzas en el nudo	97
Gráfico #24, 25 y 26	Carga vs. Deformación vigas de hormigón armado sin refuerzo de fibra de carbono	108
		110
		112
Gráfico #27	Carga vs. Deformación resultados vigas de hormigón armado sin refuerzo de fibra de carbono	114
Gráfico #28, 29 y 30	Carga vs. Deformación vigas de hormigón armado con refuerzo de fibra de carbono	117
		119
		121
Gráfico #31	Carga vs. Deformación resultados vigas de hormigón armado con refuerzo de fibra de carbono	123
Gráfico #32	Incremento entre las cargas promedio de las vigas	126
Gráfico #33	Viga simplemente apoyada con carga puntual en el centro de la luz	127
Gráfico #34	Bloque de compresión de Whitney de una viga sin refuerzo de fibra de carbono	128
Gráfico #35	Corte de la viga sin refuerzo de fibra de carbono de 15 cm x 15 cm	132
Gráfico #36	Corte de la viga con refuerzo de fibra de carbono de 15 cm x 15 cm	138
Gráfico #37	Inercia de la viga fisurada	141
Gráfico #38	Plano de estructura de 5 pisos	148
Gráfico #39	Dimensiones de las columnas	149
Gráfico #40	Dimensiones de la viga	150
Gráfico #41	Losa alivianada armada en una dirección	150
Gráfico #42	Tablero más crítico para carga de pared	151
Gráfico #43	Pared tipo 1	152

Gráfico #44	Pared tipo 2	152
Gráfico #45	Espectro sísmico elástico	157
Gráfico #46	Modelación en software especializado	158
Gráfico #47	Plano planta tipo identificando vigas	159
Gráfico #48	Plano planta tipo	161
Gráfico #49	Áreas de aceros en pórtico eje 1	161
Gráfico #50	Áreas de aceros en pórtico eje 2	162
Gráfico #51	Áreas de aceros en pórtico eje 3	162
Gráfico #52	Áreas de aceros en pórtico eje A	163
Gráfico #53	Áreas de aceros en pórtico eje B	163
Gráfico #54	Áreas de aceros en pórtico eje C	164
Gráfico #55	Distribución de la armadura	166
Gráfico #56	Corte de una sección de la viga	167
Gráfico #57	Columna de sección 35 cm x 35 cm	169
Gráfico #58	Momentos nominales resistentes pórtico eje 1	171
Gráfico #59	Momentos nominales resistentes pórtico eje 2	171
Gráfico #60	Momentos nominales resistentes pórtico eje 3	172
Gráfico #61	Momentos nominales resistentes pórtico eje A	172
Gráfico #62	Momentos nominales resistentes pórtico eje B	173
Gráfico #63	Momentos nominales resistentes pórtico eje C	173

ÍNDICE DE FOTOS

Foto #1	Elaboración de probetas en forma de vigas	99
Foto #2 y 3	Fundición de vigas	100
Foto #4	Desencofrado de vigas	101
Foto #5	Curado de las vigas	101
Foto #6 y 7	Preparación de superficie de las vigas	103
Foto #8	Viga sin ninguna imperfección	103
Foto #9	Colocación del primer	104
Foto #10	Cortado de la fibra de carbono	104
Foto #11	Saturación de la fibra de carbono	105
Foto #12	Colocación de la fibra de carbono en las vigas	105
Foto #13	Viga reforzada con fibra de carbono	106
Foto #14, 15, 16 y 17	Ensayo a flexión de vigas sin refuerzo de fibra de carbono	107
		109
		111
		115
Foto #18, 19, 20 y 21	Ensayo a flexión de vigas con refuerzo de fibra de carbono	116
		118
		120
		124

RESUMEN EJECUTIVO

La presente investigación tiene como tema “DESEMPEÑO SÍSMICO DE UNA VIGA REPARADA CON FIBRAS DE CARBONO”.

La investigación comienza con una encuesta dirigida a los Ingenieros Civiles especializados en Estructuras para medir el nivel de conocimientos acerca del tema en estudio.

Luego se indaga sobre los tipos de fallas en las vigas, tipos de reforzamientos y a continuación se centra en la reparación de elementos estructurales con fibras de carbono y todos los parámetros establecidos por el código ACI 440-2R.

Una vez que se obtiene un conocimiento amplio en reparaciones de vigas se procede con la fabricación, reforzamiento y ensayos a flexión con carga en el centro de la luz, para así obtener los resultados necesarios que diferencian a una viga sin refuerzo de fibra de carbono con una viga con refuerzo de fibra de carbono.

Se procede con la modelación de una estructura ubicada en Ambato con un software especializado siguiendo los criterios de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 11 – Enero del 2013) y así obtener los datos suficientes para continuar con el análisis, diseño y chequeo de sus elementos.

Una vez analizada la estructura, se incrementa a la misma los porcentajes con los que se benefician las vigas con reforzamiento de fibras de carbono, que se obtuvo anteriormente con la ayuda de los ensayos; y así chequear nuevamente sus elementos.

Para finalizar se presentan chequeos, conclusiones y recomendaciones.

CAPITULO I

EL PROBLEMA

1.1.- TEMA

DESEMPEÑO SÍSMICO DE UNA VIGA REPARADA CON FIBRAS DE CARBONO.

1.2.- PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.2.1.- Contextualización

El diseño de estructuras está basado en la resistencia sísmica propuesta por normativas y códigos, que tienen como objetivos principales ser capaces de resistir sismos de baja intensidad sin sufrir daños estructurales significativos, sismos moderados con daños reparables y sismos de mayor intensidad sin que se produzca el colapso.

Siguiendo esta filosofía de diseño, el desempeño de las estructuras, en términos de potencial de daño, no ha sido cuantificado, debido a que generalmente solo se considera un nivel de movimiento del terreno para el cual, la edificación no debería colapsar.

Todas estas deficiencias detectadas en el desempeño de las estructuras cuando se han visto sometidas a movimientos sísmicos de diferente intensidad, ha originado la necesidad de reparar o rehabilitar sus estructuras de concreto reforzado.

Tradicionalmente, el refuerzo y mejora de estructuras de acero ha sido relativamente fácil. Gracias al uso de uniones soldadas o mecánicas, podemos añadir acero para incrementar la capacidad de carga de los elementos. Esto no es tan fácil de realizar con el hormigón. Hasta hace algunos años no existía un método seguro y económico para mejorar los elementos de hormigón armado excepto la demolición y el replazamiento. Por medio de adhesivos, podemos unir material adicional de un modo rápido y sencillo a las vigas de hormigón aumentando así su resistencia y rigidez del mismo modo del acero.

En la actualidad han surgido nuevas tecnologías de reforzamiento estructural entre las cuales la fibra de carbono es una alternativa real para la industria de la construcción dada la relación costo-beneficio y su facilidad de colocación.

El reforzamiento externo con fibras de carbono son adecuadas para varias aplicaciones estructurales entre las cuales se puede nombrar: mejorar la resistencia para soportar cargas subestimadas o imprevistas por intensos terremotos; aumentar la capacidad resistente para permitir mayores cargas; eliminar fallos prematuros debido a un inadecuado diseño o construcción; devolver la capacidad de carga perdida debido a la corrosión u otros tipos de degradación causados por el envejecimiento, etc.

El método consiste en pegar láminas delgadas en zonas críticas de las vigas de hormigón que están bajo tensión. Esto incrementa la capacidad de las vigas alterando mínimamente sus dimensiones.

1.2.2.- Análisis Crítico

El Ingeniero Civil al reparar una viga con fibra de carbono debe cambiar su filosofía de diseño acerca del concepto de resistencia física a un concepto más evolucionado y versátil de desempeño estructural; y así tomar en cuenta de que no necesariamente un incremento en la resistencia global de la viga puede garantizar la seguridad con respecto al resto de la estructura y, por consiguiente, no necesariamente reduce el daño.

1.2.3.- Prognosis

Es muy importante revisar el desempeño sísmico de las vigas reparadas con fibras de carbono y analizar su resistencia con relación al resto de la estructura.

Ya que la fibra de carbono en la actualidad es uno de los materiales que está tomando fuerza en el tema de reparación de estructuras, es claro observar que en un futuro este se va a convertir en el favorito para este y otros temas de la construcción ya sea por su costo que ha bajado drásticamente en los últimos años, sus altas resistencias, sus bajas densidades y su facilidad en la manejabilidad.

Lo que generara que no se tome en cuenta el desempeño sísmico de este material y así se correrá el riesgo de que las construcciones pudieran generar fallas y podría venirse abajo y causar pérdida de vidas humanas.

1.2.4.- Formulación del Problema

¿Cuál es el desempeño sísmico de una viga reparada con fibras de carbono?

1.2.5.- Preguntas Directrices

-¿Cómo incide la reparación de una viga con fibras de carbono con el resto de la estructura?

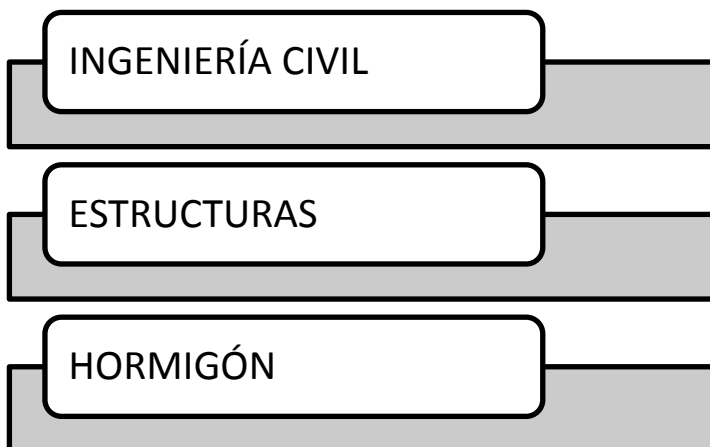
-¿Cuál es el procedimiento para diseñar y analizar el desempeño de una viga reparada con fibras de carbono?

-¿Cómo llegar a no alterar los principios de diseño estructural con el uso de las nuevas tecnologías?

-¿Es necesario que el profesional utilice estos nuevos métodos para resolver los problemas de reparación de estructuras?

1.2.6.- Delimitación del Objeto de Investigación

1.2.6.1.- Delimitación de Contenido



1.2.6.2.- Delimitación espacial

La presente investigación se enfocara los siguientes estudios:

- Estudio de campo: Cantón de Ambato, Parroquia La Matriz.
- Estudios de laboratorio: Laboratorio de Ensayo de Materiales de la Carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato.
- Estudios de investigación: Biblioteca de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato.

1.2.6.3.- Delimitación temporal

La investigación se realizará en un tiempo de seis meses, empezando desde el mes de Abril del 2013 hasta Septiembre del 2013.

1.3.- JUSTIFICACIÓN

La alta inestabilidad sísmica a la que están expuestas nuestras edificaciones por la ubicación geográfica en la que se encuentra nuestro país y por otro lado la corrosión de las armaduras de acero son algunos de los principales problemas que afectan la durabilidad de las estructuras de hormigón armado y que se traduce en una pérdida de la seguridad estructural.

En el caso de vigas, se ha demostrado experimentalmente que el refuerzo con fibras de carbono confina las fisuras producidas por la expansión de los productos resultantes de la corrosión, manteniendo la integridad estructural y mejorando la resistencia última a flexión.

Sin embargo para enriquecer el conocimiento existe sobre este tema es necesario contar con un número mayor de resultados experimentales donde además se evalué la

influencia de las fibras de carbono en el desempeño sísmico de las vigas con respecto al resto de la estructura.

1.4.- OBJETIVOS

1.4.1.- Objetivos Generales

Evaluar el desempeño sísmico de una viga post reparación y luego de ser reparada con fibras de carbono.

1.4.2.- Objetivos Específicos

- Analizar los resultados luego de la reparación de una viga con respecto al resto de su estructura.
- Determinar los principios de Diseño Estructural que se alteran al utilizar fibras de carbono.
- Determinar las conclusiones a las que se llega luego de reparar la viga con fibras de carbono.
- Analizar los cambios en la relación Viga-Columna.
- Analizar el nudo (unión viga-columna) como disipador sísmico, si sufre alguna alteración.

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

2.1.- ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS

Del proyecto de fin de carrera “*ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN REFORZADAS CON FIBRAS DE CARBONO*” se concluye:

- La reparación y refuerzo de estructuras de hormigón armado mediante fibras de carbono, se presenta como una alternativa interesante, debido fundamentalmente a las grandes prestaciones mecánicas (mayores relaciones resistencia/peso y rigidez/peso), a su buen comportamiento frente a la corrosión y a su rapidez y facilidad de puesta en obra sin la necesidad de mano de obra especializada.
- Los trabajos previos de reparación superficial juegan un papel muy importante en la técnica de refuerzo.
- Se deben usar anclajes en los extremos del refuerzo, así como anclajes locales para evitar un posible fallo frágil del sistema. Se debe prolongar la longitud de anclaje

tanto como sea posible, y el extremo del refuerzo debe situarse próximo al apoyo de la viga.

- Mediante esta técnica se produce un incremento significativo en la resistencia de las piezas sometidas a esfuerzos de flexión y a esfuerzos cortantes, y en las columnas reforzadas.

Autor: Pedro Galvín Barrera

Del libro “*REFUERZO Y REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURAS*” se concluye:

- La eficiencia de la técnica de refuerzo y/o reparación con polímeros reforzados con fibras de carbono depende de la configuración adoptada; ya que por ser el refuerzo un material ortótropo con valores mayores de resistencia en la dirección axial de las fibras que en la dirección transversal, si se elige una configuración inadecuada podría resultar en un perjuicio para la estructura.

Autor: V. Rougier

Del libro “*MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN*” se concluye:

- La fibra de carbono se utiliza de forma creciente en aquellas aplicaciones constructivas donde se requiere gran resistencia estructural y bajo peso, por tales ventajas es una cuestión de tiempo que este material se imponga sobre el resto de materiales estructurales debido a la moldeabilidad, resistencia y ligereza del material.

Autor: A. Miravete

2.2.- FUNDAMENTACIÓN FILOSÓFICA

La presente investigación se basa en que ya es necesario hacer uso de los nuevos elementos que tienen propiedades físicas y mecánicas adecuadas, para que estas sean utilizadas en un 100% en la reparación de vigas siempre y cuando su desempeño sísmico sea el ideal.

En la actualidad los ingenieros civiles ya han comenzado a utilizar la fibra de carbono como refuerzo en elementos estructurales ya que el peso de la viga se disminuye en una cuarta parte comparada con las que son reforzadas con acero.

2.3.- FUNDAMENTACIÓN LEGAL

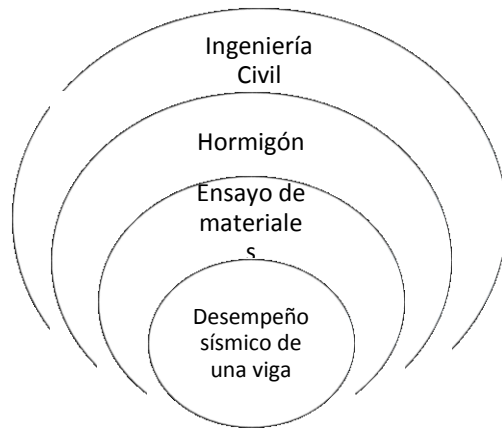
El estudio que se realizara se basara en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11-Enero 2013, el Código ACI 318S-08 “Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural” y el Código ACI 440.2R 02 “Guía para el Diseño y Construcción de Sistemas Externamente Unidos con Polímeros Reforzados con Fibras para el Fortalecimiento de Estructuras de Hormigón”.

2.4.- CATEGORIAS FUNDAMENTALES

2.4.1.- Supraordinación de las Variable

VARIABLE INDEPENDIENTE

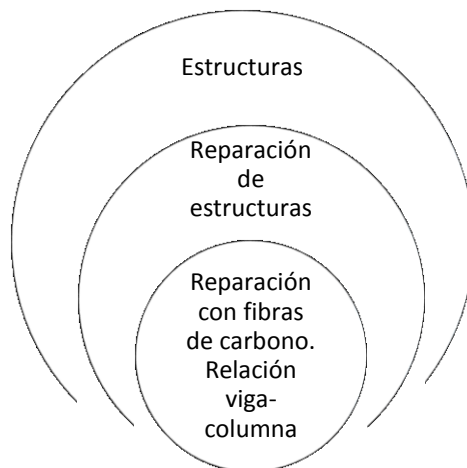
Desempeño sísmico de una viga.



VARIABLE DEPENDIENTE

Reparación con fibras de carbono.

Relación viga-columna.



2.4.2.- DEFINICIONES

RIESGO SÍSMICO, EVALUACIÓN Y REHABILITACIÓN SÍSMICA DE ESTRUCTURAS

ANÁLISIS DE VERIFICACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL¹

En el caso de edificaciones esenciales y de uso especial, como parte del proceso de diseño, se deberá realizar un análisis de verificación del desempeño sísmico.

En la verificación del desempeño sísmico se aplicará un procedimiento de análisis no-lineal y se verificará el cumplimiento de los siguientes objetivos de desempeño:

Estructuras esenciales: Seguridad de vida ante amenaza sísmica con Tr 475 años y Prevención de colapso ante amenaza sísmica con Tr 2,500 años.

Estructuras de ocupación especial: Prevención de colapso ante amenaza sísmica con Tr 2,500 años.

Los niveles de desempeño para Seguridad de Vida y Prevención de Colapso se encuentran descritos en la Sección 3.3.3.

Para efectos de la verificación, las acciones gravitacionales y sísmicas se combinan de manera distinta a la utilizada en el diseño. De entre las dos combinaciones que se presentan a continuación, aquella que cause el efecto más desfavorable en la estructura deberá ser utilizada.

$$1.1 (D + 0.25L) + E \text{ (3-1)}$$

$$0.9 (D + 0.25L) + E \text{ (3-2)}$$

La memoria de diseño deberá incluir una descripción del modelo no-lineal generado, propiedades de los materiales utilizados, curvas momento-curvatura, momento-

¹ Fuente: NEC 11-Enero 2013, Cap. 3

rotación o modelos histeréticos utilizados, acciones gravitacionales y sísmicas, proceso de análisis, criterios de aceptación y su cumplimiento.

REHABILITACIÓN SÍSMICA DE EDIFICIOS²

La rehabilitación sísmica de edificios se ejecutará de acuerdo a la norma “SEISMIC REHABILITATION OF EXISTING BUILDINGS, ASCE 41”, salvo en los temas donde prevalecerán los criterios que se presentan a continuación.

La norma ASCE 41 está basada principalmente en la pre-norma FEMA 356 e incluye las recomendaciones de FEMA 440 para análisis no-lineal estático. Se espera que la mayoría de edificios rehabilitados de acuerdo a ASCE 41 alcancen los niveles de desempeño deseados ante la acción del sismo de diseño. Sin embargo, el cumplimiento de esa norma no garantiza tal desempeño, más bien, representa el estado del conocimiento en este campo de la ingeniería. El conocimiento en ingeniería sísmica evoluciona rápidamente, tanto en nuestro entendimiento sobre el comportamiento de los edificios atacados por terremotos, como en las técnicas para predecir su desempeño. En el futuro, nuevos conocimientos y tecnologías mejorarán la confiabilidad para alcanzar estas metas. Información sobre la confiabilidad de los procedimientos especificados en ASCE 41 se encuentran en FEMA 274.

Los procedimientos que se presentan en esta sección son específicamente aplicables para la rehabilitación de edificios existentes y en general son más apropiados que los procedimientos que se presentan en los capítulos de diseño.

² Fuente: NEC 11-Enero 2013, Cap. 3

Objetivos de Rehabilitación

		Niveles de Desempeño Esperados en el Edificio			
		Nivel Operacional (1-A)	Nivel de Ocupación (1-B)	Nivel de Seguridad de Vida (3-C)	Nivel de Prevención al Colapso (5-E)
NIVEL DE TERREMOTO	50% / 50 años	a	b	c	d
	20% / 50 años	e	f	g	h
	BSE-1 (10% / 50 años)	i	j	k	l
	BSE-2 (2% / 50 años)	m	n	o	p

Tabla #1

- 1.- Cada celda en esta matriz representa un Objetivo de Rehabilitación discreto
- 2.- Los objetivos de rehabilitación de esta tabla pueden ser usados para representar los siguientes 3 objetivos de rehabilitación:³

Objetivo Básico de Seguridad	k y p
Objetivos Avanzados	k y m, n ó r p e i ó j
Objetivos Limitados	k y p y a, b, e ó f m, n u o sólo k sólo p sólo c, d, g, h o l sólo

³ Fuente: NEC 11-Enero 2013, Cap. 3

ETAPAS DEL PROCESO DE REHABILITACIÓN SÍSMICA⁴

La ejecución de un estudio de rehabilitación debe contener al menos lo siguiente:

- Definición del objetivo de rehabilitación
- Selección de estrategias de rehabilitación
- Levantamiento de información y ensayos
- Modelación, análisis y
- Diseño y Rehabilitación

OBJETIVOS DE REHABILITACIÓN

Un objetivo de rehabilitación se define con la sección de uno a más pares de niveles sísmicos y los correspondientes niveles de desempeño. Es decir, los niveles de daño estructural y no estructural que debe alcanzar la edificación cuando es atacado por sismos de distinta probabilidad de excedencia (o período de retorno).

Las estructuras esenciales deberán ser rehabilitadas al menos para el objetivo de rehabilitación básico (k y p).

Las estructuras de ocupación especial deben ser rehabilitadas para un objetivo reducido (g y l).

NIVELES DE DESEMPEÑO

Resultan de la combinación de los niveles de desempeño estructural y no estructural. Las combinaciones recomendadas y el nivel de daño esperado se describen a continuación:

⁴ Fuente: NEC 11-Enero 2013, Cap. 3

Control de Daño y Niveles de Desempeño del Edificio

Niveles de Desempeño del Edificio Esperados

	Nivel de Prevención al Colapso (5-E)	Nivel de Seguridad de Vida (5-E)	Nivel de Ocupación Inmediata (1-B)	Nivel Operacional (1-A)
Daño Global	Severo	Moderado	Ligero	Muy Ligero
General	Pequeña resistencia y rigidez, pero columnas y muros cargadores funcionando. Grandes derivas permanentes. Algunas salidas bloqueadas. Parapetos no asegurados que han fallado o tienen alguna falla incipiente. El edificio está cerca del colapso.	Algo de resistencia y rigidez residual ha quedado en todos los pisos. Elementos que soportan cargas gravitacionales aún funcionando. Fallas en muros dentro de su plano o parapetos inclinados. Algo de deriva permanente. Daño en paredes divisorias. El Edificio se mantiene económicamente reparable.	No hay deriva permanente. La estructura aún mantiene resistencia y rigidez originales. Fisuras menores en fachadas, paredes divisorias, cielos razos así como en elementos estructurales. Los ascensores aún pueden ser encendidos. Sistema contra incendios aún operable.	No hay deriva permanente. La estructura aún mantiene la resistencia y rigidez originales. Fisuras menores en fachadas, paredes divisorias, y cielos razos así como en elementos estructurales. Todos los sistemas importantes para una operación normal están en funcionamiento.
Componentes no estructurales	Daño severo	Peligro de caída de objetos mitigado pero bastante daño en sistemas: arquitectónico, mecánico y eléctrico.	Equipos y contenidos están seguros de manera general, pero algunos no operan debido a fallas mecánicas o falta de utilidad.	Ocurre daño insignificante. La energía eléctrica y otros servicios están disponibles, posiblemente por servicios de reserva.

Tabla #2

NIVELES DE AMENAZA SÍSMICA⁵

Con el propósito de evaluación y rehabilitación sísmica de edificios se definen 4 niveles discretos de amenaza sísmica, que corresponden a probabilidades de excedencia de 50%, 20%, 10% y 2% en 50 años. Valores de PGA y formas espectrales correspondientes a cada uno de estos niveles de amenaza, pueden obtenerse a partir de las curvas de amenaza.

⁵ Fuente: NEC 11-Enero 2013, Cap. 3

Niveles de Amenaza Sísmica

Probabilidad de Excedencia en 50 años	Periodo de retorno Tr (años)	Tasa de Excedencia (1/Tr)
2%	2500	0.00040
10%	475	0.00211
20%	225	0.00444
50%	72	0.01389

Tabla #3

ESTRATEGIAS DE REHABILITACIÓN⁶

El objetivo de rehabilitación debe ser alcanzado mediante la implementación de medidas de rehabilitación basadas en una estrategia para solventar las deficiencias identificadas. Cada medida implementada para rehabilitar debe ser evaluada en conjunto con otras medidas y la estructura en su conjunto para asegurar que el escenario completo de rehabilitación alcance el objetivo de desempeño. Los efectos de la rehabilitación en la rigidez, resistencia y deformabilidad deberán tomarse en cuenta en el modelo analítico de la estructura rehabilitada. La compatibilidad entre componentes nuevos y existentes deberá verificarse al nivel de desplazamientos demandado en el nivel de amenaza sísmica seleccionada para el análisis.

Una o más de las siguientes estrategias de rehabilitación se permitirán como medidas para la rehabilitación sísmica:

- Modificación local de componentes
- Remoción o reducción de irregularidades

Rigidez global de la estructura

- Reforzamiento global de la estructura
- Reducción de masa

⁶ Fuente: NEC 11-Enero 2013, Cap. 3

- Aislamiento sísmico
- Incorporación de disipadores de energía

LEVANTAMIENTO DE INFORMACIÓN Y ENSAYOS⁷

Información as-built sobre la configuración del edificio, sus componentes, el sitio de implantación, la cimentación, y de las estructuras adyacentes, debe ser obtenida de acuerdo a ASCE 41. La información recabada debe tener el detalle suficiente para permitir la clasificación de los componentes como principales, secundarios y no estructurales, su modelación y análisis por el método seleccionado. Información recabada de documentos disponibles deberá suplementarse y verificarse en sitio mediante investigaciones no-destructivas y ensayos de materiales.

Cuando limitaciones económicas o de otro tipo impidan la ejecución de pruebas físicas o ensayos sobre los materiales, las propiedades mecánicas asumidas a partir de documentos o planos serán afectadas por un factor de incertidumbre k menor o igual que 0.75. Esta reducción es aplicable si el procedimiento de análisis seleccionado es Lineal Dinámico. Procedimientos de análisis no-lineal, menos conservadores que el Lineal Dinámico, requieren la ejecución de pruebas físicas y ensayos.

La configuración estructural y posibles deficiencias pueden ser evaluadas mediante los métodos presentados en ASCE 31 o FEMA 310.

Las amenazas provenientes de edificios adyacentes pueden ser evaluadas mediante el procedimiento de evaluación.

MODELACIÓN, ANÁLISIS Y CRITERIOS DE ACEPTACIÓN⁸

⁷ Fuente: NEC 11-Enero 2013, Cap. 3

Esta norma permite la aplicación de cuatro procedimientos de análisis estructural:

- Lineal estático
- Lineal dinámico
- No-lineal estático
- No-lineal dinámico

Los procedimientos lineales en ASCE 41 son basados en fuerzas y se han diseñado para producir una estimación conservadora de la respuesta y desempeño sísmico, ya que estos métodos no son siempre exactos. Ya que en la realidad, la respuesta de los edificios es no-lineal, los métodos no lineales producen una representación más exacta de su respuesta y desempeño. Reconociendo las fortalezas del análisis no-lineal, estos métodos tienen límites menos conservadores en cuanto a la respuesta permisible de la estructura. Edificios que han sido evaluados como deficientes mediante análisis lineal, pueden cumplir con los requerimientos de este capítulo si se analizan mediante procedimientos no-lineales. De ahí que, la ejecución de análisis no-lineales es recomendada en esta norma ya que puede minimizar la necesidad de rehabilitación sísmica y sus costos.

Los modelos matemáticos generados para la estructura deben ser consistentes con el procedimiento de análisis seleccionado.

Los resultados obtenidos con el procedimiento de análisis seleccionado deberán evaluarse con los criterios de aceptabilidad que propone ASCE 41 para ese procedimiento.

⁸ Fuente: NEC 11-Enero 2013, Cap. 3

DISEÑO Y REHABILITACIÓN

El diseño de nuevos elementos que se adicionen a la estructura, dentro de la estrategia de rehabilitación, deberán diseñarse de acuerdo a ASCE 41.

La memoria de rehabilitación deberá incluir una descripción de la estructura, su configuración, deficiencias, estrategias de rehabilitación aplicadas, modelos generados, propiedades de los materiales, curvas momento-curvatura, momento-rotación o modelos histeréticos utilizados, acciones gravitacionales y sísmicas consideradas, proceso de análisis, criterios de aceptación y su cumplimiento.

Fuente: NEC-11-Enero 2013 Cap. 3

2.5.- HIPÓTESIS

La utilización de fibra de carbono como refuerzo para rehabilitar vigas ayudó a mejorar la resistencia de las mismas sin alterar la relación viga-columna, obteniendo resultados capaces de resistir sismos de baja, moderada y alta intensidad sin que se produzca el colapso de estas.

2.6.- SEÑALAMIENTO DE VARIABLES DE LA HIPÓTESIS

2.6.1.-VARIABLE INDEPENDIENTE:

Desempeño sísmico de una viga.

2.6.2.- VARIABLE DEPENDIENTE:

Reparación con fibras de carbono.

Relación Viga-Columna.

CAPITULO III

METODOLOGÍA

3.1.- ENFOQUE

El presente estudio tuvo un enfoque cuantitativo y cualitativo, fundamentado en datos que se obtendrán del desempeño sísmico de una viga normal sometida a cargas máximas y de otra reparada con fibras de carbono igualmente sometidas a sus respectivas cargas que soporte. Y cualitativo ya que veremos la calidad, durabilidad y resistencia que tendrán las vigas reparadas con fibras de carbono a los 28 días de edad.

3.2.- MODALIDAD BÁSICA DE LA INVESTIGACIÓN

- La investigación es aplicada ya que su finalidad es la de obtener resultados que permitan conocer exactamente el desempeño sísmico de una viga reparada con fibras de carbono.
- La investigación es experimental debido a que los resultados de las vigas reparadas se compararan con resultados de vigas de hormigón estructural sin ningún refuerzo de fibra de carbono y se obtendrán conclusiones y recomendaciones.
- La investigación es de laboratorio ya que arrojarán resultados, los mismos que serán de gran importancia para poder determinar la carga máxima que soportaran las vigas reparadas con fibras de carbono.

3.3.- NIVEL O TIPO DE LA INVESTIGACIÓN

- La investigación es de tipo exploratoria ya que generó la hipótesis y se reconocieron la variable independiente y la variable dependiente, las que ayudan para dar un conocimiento exacto del desempeño sísmico que tendrán las vigas reparadas con fibras de carbono.
- Es de tipo descriptiva ya que aquí se podrá recopilar datos, resultados y criterios para conocer la factibilidad de ocupar fibras de carbono en la reparación de vigas.
- Además es de tipo explicativa ya que se comprobara la hipótesis la cual describe las causas del suceso y se detectaran los factores para determinados comportamientos de la viga reparada.

3.4.- POBLACIÓN Y MUESTRA

3.4.1.- Población o Universo

Las poblaciones identificadas a continuación, fueron analizadas tomando en cuenta el objetivo a alcanzar, el problema e inclusive la hipótesis; de este modo se obtuvieron los siguientes datos:

Tamaño de la población= 10 Ingenieros Civiles especializados en Estructuras

Referencia: Datos facilitados por la Cámara de Construcción de Ambato

3.4.2.- Muestra

Para determinar el tamaño de la muestra utilizaremos la siguiente fórmula:

$$n = \frac{N}{E^2(N - 1) + 1}$$

Dónde:

n = tamaño de la muestra

N=población adoptada

E=error admitido (1%-5%)= 5%

$$n = \frac{10}{0.05^2(10 - 1) + 1}$$

$$n = 10 \text{ Muestras}$$

3.5.- OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

3.5.1.- Variable Independiente

Desempeño sísmico de una viga.

CONCEPTUAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ITEMS BÁSICOS	TÉCNICA E INSTRUMENTOS
El desempeño sísmico de una estructura y en este caso de una viga de hormigón armado depende en gran medida del comportamiento mecánico de los materiales que componen el sistema estructural, la capacidad de rotación de los elementos estructurales, los niveles de pérdida de resistencia y rigidez asociados a la demanda impuesta y la capacidad de transmitir cargas más allá del rango elástico .	Comportamiento mecánico	Ensayo de materiales	¿Qué ensayos se debe realizar?	Guía de observación
	Rango elástico	Curvas esfuerzo deformación	¿Qué cargas se debe inducir?	Guía de observación

3.5.2.- Variable Dependiente

Reparación con fibras de carbono.

Relación Viga-Columna.

CONCEPTUAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ITEMS BÁSICOS	TÉCNICA E INSTRUMENTOS
<p>La fibra de carbono es un material excepcional para reparación de estructuras sometidas a cargas repetitivas o fatiga ya que es el único material conocido cuyas propiedades mecánicas apenas son sensibles a la aplicación de una carga cíclica. También en lo que se refiere a su comportamiento en condiciones estáticas, sus propiedades son muy elevadas tanto en las fibras de alto módulo como en las de alta resistencia.</p>	Reparación de estructuras	Propiedades de las fibras de carbono	¿Cuáles son los pro y contra de la utilización de este material?	Guía de observación
	Condiciones estáticas	Propiedades de los materiales	¿Qué propiedades son las que fallan?	Guía de observación

3.6.- PLAN DE RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN

PREGUNTAS BÁSICAS	EXPLICACIONES
1. ¿Para qué?	Para investigar el diseño sísmico de una viga reparada con fibras de carbono
2. ¿Cuál es la población?	La población son los Ingenieros Civiles Especialidad Estructuras
3. ¿Quién?	Paúl Yauli
4. ¿Cuándo?	Mayo del 2013
5. ¿Dónde?	Parroquia La Matriz – Cantón Ambato
6. ¿Frecuencia de aplicación?	10 muestras
7. ¿Qué técnicas de recolección?	Observación
8. ¿Con qué instrumentos?	Guía de observación

3.7.- RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN

La información de la presente investigación se recogerá mediante observación de los datos que se pueda sacar del laboratorio luego de que tengamos resultados de muestras y análisis realizados para la aplicación de la determinación de los parámetros requeridos para la investigación.

3.8.- PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS

El trabajo de investigación tendrá una revisión crítica de la información utilizando como técnicas la observación y el fichaje.

La tabulación de los datos se lo realizará mediante programas computacionales.

La presentación de los datos se lo hará mediante representaciones gráficas de programas computacionales.

CAPITULO IV

ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1.- ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

La manera de conocer los conocimientos en los que se encuentran los profesionales en el área de construcciones civiles de nuestra provincia y porque no decir de nuestro país es contar con datos reales los cuales serán el fundamento de diseño y servirán en la toma de decisiones sobre parámetros de la investigación.

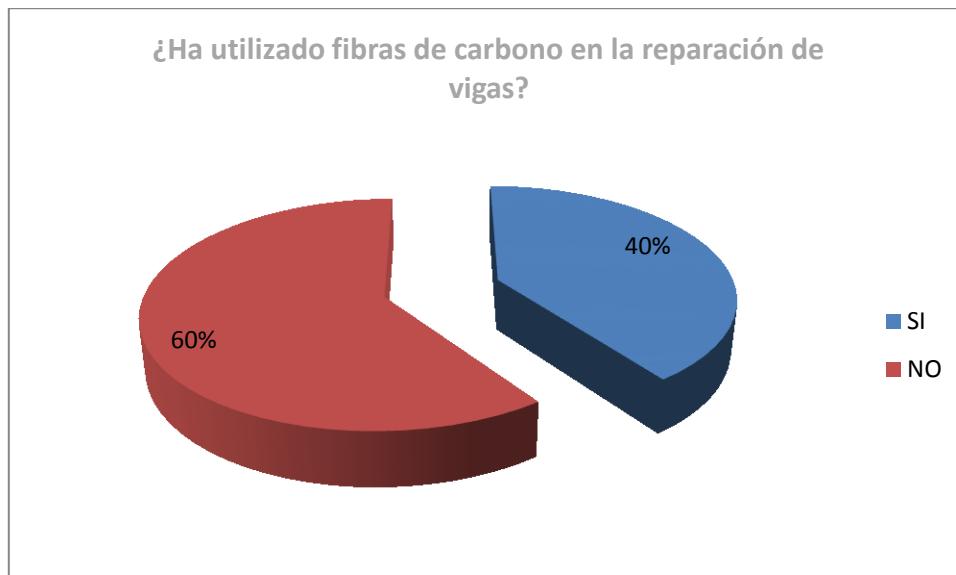
El análisis de la información recolectada servirá para determinar la factibilidad de llevar a cabo la investigación, la que garantice una guía adecuada en reparación con fibra de carbono utilizada en una edificación y su desempeño ante efectos sísmicos.

ANÁLISIS DE LA ENCUESTA A INGENIEROS CIVILES CON ESPECIALIDAD EN ESTRUCTURAS

PREGUNTA N° 1

- Ha utilizado fibras de carbono en la reparación de vigas:

CRITERIO	NÚMERO DE PERSONAS	PORCENTAJE
SI	4	40%
NO	6	60%
TOTAL	10	100%



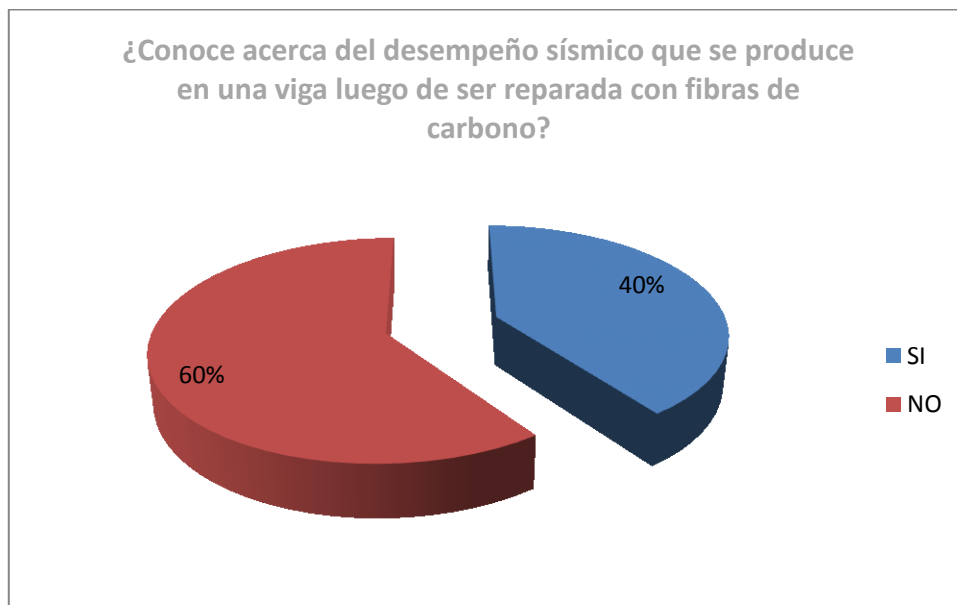
Análisis:

El 40% de encuestados según su experiencia profesional aseguran que si han utilizado fibras de carbono para la reparación de vigas, mientras que el 60% restante no lo ha utilizado.

PREGUNTA N° 2

- Conoce acerca del desempeño sísmico que se produce en una viga luego de ser reparada con fibras de carbono:

CRITERIO	NÚMERO DE PERSONAS	PORCENTAJE
SI	5	50%
NO	5	50%
TOTAL	10	100%



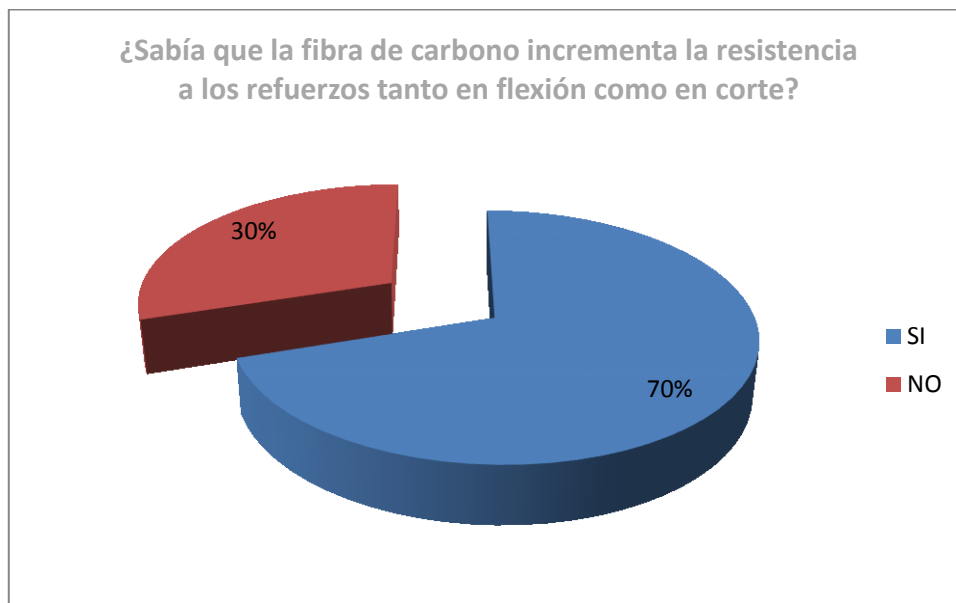
Análisis:

El 40% de encuestados manifiesta que si conocen acerca del desempeño sísmico que se produce en una viga luego de ser reparada con fibras de carbono, mientras que el 60% manifiesta que no conoce.

PREGUNTA N° 3

- Sabía que la fibra de carbono incrementa la resistencia a los refuerzos tanto en flexión como en corte:

CRITERIO	NÚMERO DE PERSONAS	PORCENTAJE
SI	7	70%
NO	3	30%
TOTAL	10	100%



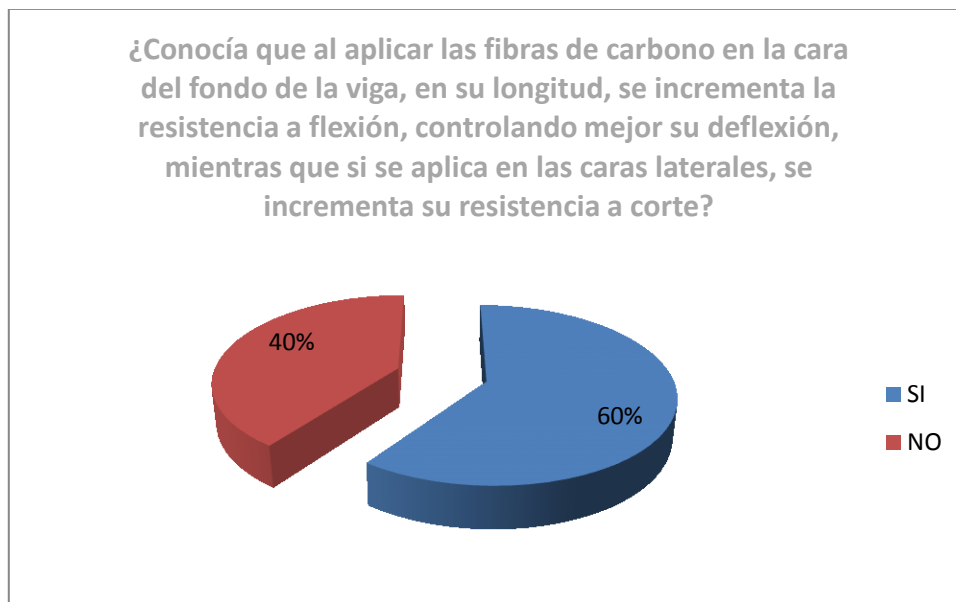
Análisis:

El 70% ha contestado que si sabía que la fibra de carbono incrementa la resistencia a los refuerzos tanto en flexión como en corte. Y el 30% restante ha contestado que no lo sabía.

PREGUNTA N° 4

- Conocía que al aplicar las fibras de carbono en la cara del fondo de la viga, en su longitud, se incrementa la resistencia a flexión, controlando mejor su deflexión, mientras que si se aplica en las caras laterales, se incrementa su resistencia a corte:

CRITERIO	NÚMERO DE PERSONAS	PORCENTAJE
SI	6	60%
NO	4	40%
TOTAL	10	100%



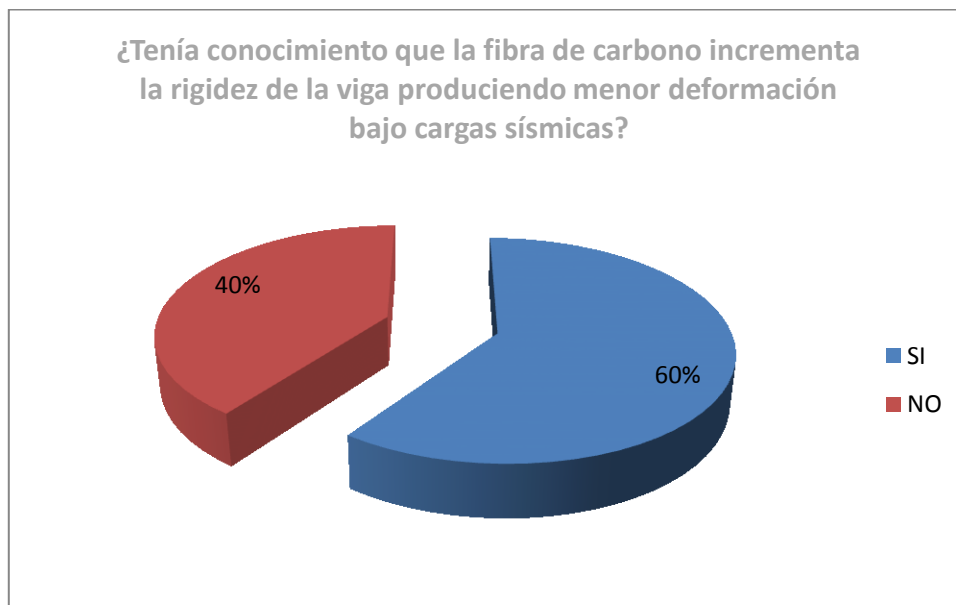
Análisis:

Se observa que el 60% de los encuestados manifiestan que si conocían que al aplicar las fibras de carbono en la cara del fondo de la viga, se incrementa la resistencia a flexión, y el otro 40% no conocían de estas ventajas.

PREGUNTA N° 5

- Tenía conocimiento que la fibra de carbono incrementa la rigidez de la viga produciendo menor deformación bajo cargas sísmicas:

CRITERIO	NÚMERO DE PERSONAS	PORCENTAJE
SI	6	60%
NO	4	40%
TOTAL	10	100%



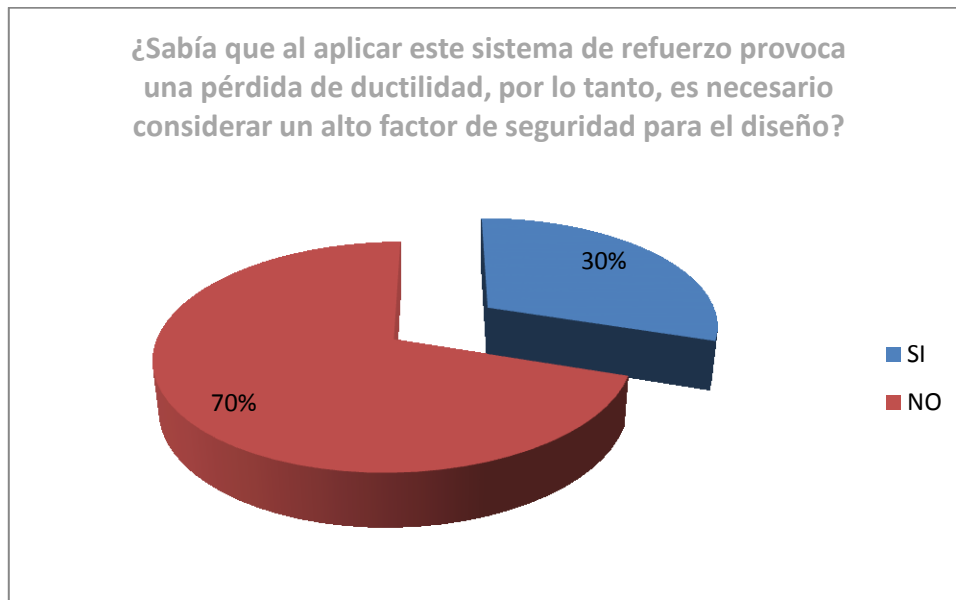
Análisis:

El 60% de los encuestados aseguran que tenían conocimiento de que la fibra de carbono incrementa la rigidez de la viga produciendo menor deformación bajo cargas sísmicas, mientras el 40% restante no tenía conocimiento.

PREGUNTA N° 6

- Sabía que al aplicar este sistema de refuerzo provoca una pérdida de ductilidad, por lo tanto, es necesario considerar un alto factor de seguridad para el diseño:

CRITERIO	NÚMERO DE PERSONAS	PORCENTAJE
SI	3	30%
NO	7	70%
TOTAL	10	100%



Análisis:

El 30% ha contestado que si sabían que al aplicar este sistema de refuerzo provoca una pérdida de ductilidad, y el 70% restante de encuestados no tenía conocimiento.

4.2.- INTERPRETACIÓN DE DATOS

INTERPRETACIÓN DE DATOS DE LA ENCUESTA A INGENIEROS CIVILES CON ESPECIALIDAD EN ESTRUCTURAS

PREGUNTA N° 1

Interpretación:

El 40% de Ingenieros encuestados han utilizado la fibra de carbono para la reparación de vigas que han sufrido fallas por diferentes circunstancias, mientras que la gran parte de Ingenieros no han utilizado esta técnica por falta de conocimiento y capacitaciones.

PREGUNTA N° 2

Interpretación:

El 40% de profesionales conocen acerca del desempeño sísmico que se produce en una viga reparada con fibra de carbono, mientras que el resto de encuestados no tienen conocimiento del desempeño que este material produce en la viga.

PREGUNTA N° 3

Interpretación:

El 70% de encuestados han respondido que si sabían que la fibra de carbono incrementa la resistencia a los refuerzos tanto en flexión como en corte, y el 30% restante responde que no sabía por falta de capacitación acerca de las ventajas de la fibra de carbono.

PREGUNTA N° 4

Interpretación:

El 60% de Ingenieros Civiles encuestados conocía acerca de que al aplicar las fibras de carbono en su longitud de la cara del fondo de la viga, se incrementa la resistencia a flexión, controlando mejor su deflexión, mientras que si se aplica en las caras laterales, se incrementa su resistencia a corte, y el otro 40% no conocía de estos beneficios.

PREGUNTA N° 5

Interpretación:

El 60% de profesionales encuestados conocía que la fibra de carbono incrementa la rigidez de la viga produciendo menor deformación bajo cargas sísmicas y que es factible comenzar a ocuparlo a pesar del costo, mientras que el 40% restante no conocía de las zonas específicas en las que se beneficiaba la viga.

PREGUNTA N° 6

Interpretación:

Muy pocos Ingenieros que para esta investigación corresponde el 30% sabían que al aplicar este sistema de refuerzo provoca una pérdida de ductilidad, por lo tanto, es necesario considerar un alto factor de seguridad para el diseño, mientras que el 70% respondió que no lo sabía pero piensan que se debe trabajar con el factor de seguridad normal que dan las cargas sísmicas.

4.3.- VERIFICACIÓN DE HIPÓTESIS

Una vez analizado e interpretado los datos de las encuestas que se realizó a Ingenieros Civiles especializados en Estructuras, se puede verificar la hipótesis que se planteó, que manifiesta que: “La utilización de fibra de carbono como refuerzo para rehabilitar vigas ayudó a mejorar la resistencia de las mismas sin alterar la relación viga-columna, obteniendo resultados capaces de resistir sismos de baja, moderada y alta intensidad sin que se produzca el colapso de estas”.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1.- CONCLUSIONES

- Al no disponer de mucha información acerca de la reparación y reforzamiento de vigas con fibra de carbono, muchos profesionales de nuestra provincia relacionados a la Ingeniería Civil desconocen sobre esta tecnología que se aplica a nivel mundial desde la década de los 80.
- El desconocimiento acerca del desempeño sísmico que se produce en una viga luego de ser reparada con fibras de carbono es mayor en comparación con los Ingenieros Civiles que si conocen acerca del tema.
- Existe un porcentaje considerable de profesionales que si conocen o han escuchado sobre el incremento de resistencia y rigidez que se producen en las vigas reparadas con fibras de carbono tanto a flexión como a corte.
- Gran parte de Ingenieros Civiles no saben que al aplicar fibras de carbono en los elementos estructurales provoca una pérdida de ductilidad en los mismos por lo que es necesario considerar un alto factor de seguridad al realizar el cálculo y diseño de las estructuras.

5.2.- RECOMENDACIONES

- Realizar la investigación acerca de este método de reparación con fibras de carbono en vigas para instruir de mejor manera a los Ingenieros Civiles sobre esta técnica.
- Informar a profesionales y estudiantes acerca de las ventajas que brinda la fibra de carbono al ser utilizadas en la reparación de vigas mediante ensayos que demuestren lo positivo de la técnica.
- Se recomienda facilitar el presente trabajo de investigación, a todos los estudiantes de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la UTA ya que es muy probable que les sea de utilidad para el ejercicio profesional o para investigaciones futuras.

CAPITULO VI

PROPUESTA

6.1.- DATOS INFORMATIVOS

Título de la Propuesta: Análisis y Diseño de un Edificio de 5 Pisos con Reforzamiento de Fibra de Carbono en sus Vigas.

Ubicación: Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato ubicada en la Ciudad de Ambato en la Provincia de Tungurahua.

Tiempo de Ejecución: Se prevé que la realización del análisis y diseño del edificio reparado demore un mes aproximadamente trabajando un promedio de seis horas al día.

Equipo Técnico: El equipo técnico necesario para llevar a cabo la realización del análisis y diseño está compuesto por el investigador autor de la propuesta y de un docente de profesión Ingeniero Civil tutor de tesis.

6.2.- ANTECEDENTES DE LA PROPUESTA

Tema: Comportamiento Estructural en Obra Civil

Autor: Dr. Raúl Serrano Lizaola (México)

Resumen: La tierra es una mezcla de acciones y reacciones que obedecen a un ciclo evolutivo. Algunas de estas reacciones se manifiestan como fenómenos naturales. Estos pueden ser eventuales como los sismos de mediana y gran frecuencia.

Estos accidentes naturales nos mantiene en alerta constante debido a la inmensa cantidad de energía que liberan en forma de ondas vibratorias que se propagan a grandes distancias a través de la corteza destrozando las edificaciones, aparentemente bien estructuradas, o con deficiencias constructivas que no se notan a simple vista.

Así que la investigación cita y explica acerca de los tipos de fallas más importantes que se registran en estructuras de concreto reforzado y mampostería, tras la ocurrencia de eventos sísmicos.

Además que a partir del conocimiento de todas aquellas características de cada falla, se determinan las causas desde el punto de vista estructural.

Tema: Patología, Reparación y Refuerzo de Estructuras de Hormigón Armado de Edificación

Autor: Dr. Alfonso del Río Bueno

Resumen: Cada día son más frecuentes en la edificación las situaciones en que resulta necesaria la rehabilitación de una estructura. En tal sentido, las estructuras de hormigón, mayoritarias en la edificación contemporánea, no ofrecen las facilidades constructivas y de análisis que presentan las estructuras de acero.

El objetivo es ofrecer un panorama lo más amplio posible en relación con la concepción, diseño, construcción y problemas fundamentales de análisis en actuaciones de refuerzo sobre estructuras de hormigón. Para ello, como cuestión previa, se establecen algunas definiciones y conceptos básicos del problema, y se analiza el alcance actual de las intervenciones de rehabilitación de estructuras y, en líneas generales, se expone el estado actual de conocimientos en la materia.

El estudio específico del problema se efectúa agrupando los sistemas más habitualmente utilizados en función del tipo de elemento estructural en que se

aplican: forjados o losas, vigas y soportes. Cada sistema considerado se describe, analizando las ventajas e inconvenientes de su aplicación, así como las dificultades de índole constructiva que pueda presentar. Se abordan también los principales problemas de análisis que su comprobación o cálculo puede conllevar.

Tema: Estructuras de Hormigón Reforzadas con Fibras de Carbono

Autor: Pedro Galvín Barrera

Resumen: La mejora de las estructuras existentes es un problema que forma parte de la ingeniería civil. La reparación de las estructuras puede ser requerida por diferentes tipos de daños sufridos por el elemento original. En muchas situaciones, la reparación con polímeros reforzados con fibras (FRP) es una técnica más económica y conveniente que las técnicas tradicionales.

En esta investigación se realiza una introducción a la técnica, comentando las ventajas y desventajas que presenta frente a las técnicas tradicionales, también se analizan los materiales que se usan, así como la puesta en obra del refuerzo.

Tema: Temas de Hormigón Armado

Autor: M.Sc. Marcelo Romo Proaño

Resumen: El hormigón armado es un material estructural en el que se integran las propiedades del hormigón simple y del acero de refuerzo. Para que se produzca ese trabajo integrado es necesario que ambos materiales sean íntimamente analizados.

Es por eso que la investigación realiza el estudio del hormigón armado en todos sus aspectos en los que se los puede encontrar como pueden ser como funcionan en columnas, vigas, losas, etc.

6.2.1.- RECONOCIMIENTO Y EVALUACIÓN DE DAÑOS EN LA VIGA

Durante su vida útil, las vigas pueden resultar expuestas a cargas mecánicas como así también a agentes agresivos químicos o térmicos que produzcan la degradación de sus propiedades mecánicas y la consiguiente pérdida de seguridad.

Las vigas de hormigón armado fallan generalmente por flexión o corte. La falla por flexión es generalmente preferida a la de corte, pues es más dúctil y ello permite una redistribución de tensiones, además de proporcionar mayor seguridad a los ocupantes. Una rotura frágil, como la de corte, suele ser repentina y catastrófica. Es menos predecible, pues no da indicios de daño antes de la falla.

6.2.2.- CAUSAS

Las causas para producir el daño pueden ser:

- Daños por sismo.
- Debido al mal diseño: Por la falla o insuficiencia de estudios preliminares, errores de dimensionamiento, falta de detalles y especificaciones insuficientes.
- Falla en la ejecución: Por defectos de los materiales utilizados o mal procedimiento al ejecutar la obra.
- Mal uso: Se debe a sobrecargas, deformaciones, medio ambiente, ataque químico, desgaste, etc.

6.2.3.- TIPOS DE FALLAS MÁS COMUNES

Las vigas de hormigón armado fallan generalmente por flexión, compresión y por fuerzas externas producidas por eventos sísmicos, siendo la más común la falla por flexión pues es más dúctil y ello permite una redistribución de tensiones.⁹

⁹ Fuente: *Comportamiento Estructural en Obra Civil – Dr. Raúl Serrano*

6.2.3.1.- FISURAS POR FLEXIÓN Y COMPRESIÓN

6.2.3.1.1.- Fisuras por tracción pura

Se forman a lo largo de la dirección de las barras de refuerzo principal. Son fisuras provocadas por el exceso de tracción longitudinal. Se forman planos de falla (fisuras y grietas) transversales a lo largo de la sección. Los incrementos de la tracción actuante en la sección provocan de manera súbita una grieta que afecta la unión entre el hormigón y la barra de refuerzo en una determinada zona (distancia de deslizamiento). Como consecuencia de ello, se interrumpe la transferencia de los esfuerzos actuantes por pérdida de la adherencia mecánica entre el acero y el hormigón.

6.2.3.1.2.- Fisuras por flexión pura

Suelen ser perpendiculares a la dirección del refuerzo longitudinal dispuesto en la dirección de la tracción principal. La existencia de armadura transversal (estribos) puede hacer que las fisuras se alineen con ella e incluso favorezcan el inicio o la propagación de las mismas fisuras. Estos planos de falla por flexión son de dos tipos: Grietas de flexión que originalmente son fisuras de tracción. Grietas por tracción que emergen como una manifestación del aumento de la deformación. Se localizan entre las grietas de flexión y se extienden por encima de las barras de refuerzo.¹⁰

6.2.3.1.3.- Fisuras por adherencia (longitudinales)

Son aquellas que se forman a lo largo de la dirección de las barras longitudinales. Se pueden inducir como consecuencia de los fenómenos de retracción o asentamiento plástico. También pueden formarse grietas longitudinales por falta de adherencia entre el hormigón y el acero de refuerzo. Esta situación es poco común en estructuras bien calculadas y construidas. Ocasionalmente, se presenta la falta de adherencia porque durante la construcción las varillas de acero se impregnan de aceites, bentonita o tienen óxido suelto.

¹⁰ Fuente: *Comportamiento Estructural en Obra Civil – Dr. Raúl Serrano*

6.2.3.1.4.- Fisuras por cortante

Los esfuerzos cortantes y de tracción provocan fisuras oblicuas que también son transversales a la dirección del acero longitudinal principal. Aparecen inclinadas en zonas cercanas a los apoyos (cortante máxima) o bajo cargas puntuales elevadas. El ángulo entre las grietas de cortante inclinadas y el eje de la viga es de aproximadamente 45°. Las grietas de cortante siempre atraviesan todo el espesor de la viga y su anchura depende de la sección de la viga.

6.2.3.1.5.- Fisuras por torsión

Las fisuras por torsión también son oblicuas pero continuas y en espiral. Atraviesan completamente la sección de los miembros afectados.

6.2.3.1.6.- Fisuras por rigidez del apoyo

Ocurre cuando la conexión entre el elemento que se apoya y el elemento de apoyo no tiene una transición adecuada mediante el uso de amortiguamiento como un cojín de neopreno. La fractura ocurre como consecuencia de los movimientos y esfuerzos horizontales que experimenta la zona de apoyo por los ciclos de dilatación y contracción térmica; y/o por la rotación que experimenta el elemento apoyado induciendo un sobre-esfuerzo local de compresión.¹¹

6.2.3.1.7.- Fisuras por falta de refuerzo en el borde

Ocurre cuando el borde del extremo de una viga que se apoya sufre esfuerzos de compresión y/o tracción locales y no se ha reforzado suficientemente. Cuando el refuerzo principal está compuesto por varillas de gran diámetro que al ser dobladas requieren de un amplio radio de doblado que no se cumple.

¹¹ Fuente: *Comportamiento Estructural en Obra Civil – Dr. Raúl Serrano*

6.2.3.1.8.- Fisuras activas

Tienen un tamaño variable, son función de los ciclos de carga y de los ciclos de temperatura. Se reparan utilizando un material de llenado flexible que permita el movimiento y evite la ruptura del elemento en otro lugar. Hay dos tipos de fisuras activas: las aisladas y las fisuras en red. Las fisuras en red no se deben, en general, a un exceso de esfuerzos. Sería entonces inútil, reforzar el elemento. Cuando la fisura es aislada y activa, reestablecer la resistencia en tracción de la parte fisurada conduce a desplazar el problema y hacer fisurar otra parte diferente del elemento. Como consecuencia de esto, se debería estudiar la distribución de esfuerzos, reforzar e instalar juntas a proximidad de la fisura.

6.2.3.1.9.- Fisuras evolutivas

- Tienen un tamaño que aumenta si los fenómenos que las producen no son eliminados.
- Movimientos del suelo.
- Corrosión del acero de refuerzo.
- Una fisura evolutiva no se puede reparar sin antes eliminar el fenómeno que la produce.

6.2.3.2.- FALLAS EN PRESENCIA DE EVENTOS SÍSMICOS

A continuación se explican los tipos de fallas más importantes que se registran tras la ocurrencia de eventos sísmicos.¹²

Por lo general, estas fallas pueden deberse a:

- Grandes esfuerzos de cortante y tensión diagonal en columnas o en vigas

Es muy importante que las edificaciones cuenten con una capacidad de deformación suficiente para soportar adecuadamente la sollicitación sísmica sin desmeritar, obviamente, su resistencia. Cuando la respuesta sísmica de la edificación es dúctil, se presentan elevadas deformaciones en compresión debidas a efectos combinados de fuerza axial y momento flector.

¹² Fuente: *Comportamiento Estructural en Obra Civil – Dr. Raúl Serrano*

6.2.3.2.1.- Falla por Cortantes

Con solo colocar refuerzo transversal estrechamente separado y bien detallado en la región de la rótula plástica potencial, puede evitarse que el concreto se astille seguido del pandeo por inestabilidad del refuerzo a compresión. Esto implica el detallado de las secciones para evitar una falla frágil y proporcionar suficiente ductilidad.

6.2.3.2.2.- Falla por adherencia del bloque de unión en las conexiones viga-columna

Con frecuencia, en las conexiones entre los distintos elementos estructurales se presentan elevadas concentraciones y complejas condiciones de esfuerzos, mismos que han conducido a distintos y numerosos casos de falla especialmente en las uniones entre muros y losas de estructuras a base de paneles, entre vigas y columnas en estructuras de marcos, entre columnas y losas planas, y entre columnas y cimentaciones.

6.2.3.2.3.- Falla frágil en muros de cortante

En los proyectos estructurales, los muros de cortante son destinados a resistir principalmente los esfuerzos producto de las fuerzas horizontales sísmicas. Ante esta sollicitación, las fallas que suelen presentarse son en su unión con los sistemas de piso, por cortante horizontal o vertical, y por vuelco.¹³

¹³ Fuente: *Comportamiento Estructural en Obra Civil – Dr. Raúl Serrano*

6.2.4.- ASPECTOS GENERALES DEL REFUERZO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

Dentro de las intervenciones de rehabilitación, las de refuerzo son sin duda las que presentan una mayor complejidad, tanto a nivel de diseño como de cálculo y ejecución. La principal razón de ello deriva del incremento de la capacidad resistente original que las caracteriza. Consecuentemente, además de problemas constructivos, de índole semejante a reparaciones, se plantean algunas cuestiones importantes de alcance estructural:

- El refuerzo de un elemento implica generalmente una alteración importante de la distribución de rigideces en la estructura, que debe ser analizado en todas sus consecuencias.
- En el planteamiento y ejecución del refuerzo debe considerarse el carácter evolutivo de la estructura afectada, que modifica su configuración en una etapa intermedia de su vida.
- La operación debe resolver adecuadamente la transferencia de esfuerzos entre pieza original y refuerzo. De poco sirve disponer un refuerzo de gran capacidad resistente si no se garantizan los mecanismos para su entrada en carga. En consecuencia, la unión o interfase entre pieza original y refuerzo (adhesivos, conectadores, juntas, etc.) debe ser especialmente considerada.
- La introducción de tensiones iniciales en los elementos de refuerzo (refuerzos activos) para mejorar su entrada en carga, puede tener consecuencias importantes sobre la distribución de esfuerzos en la estructura.¹⁴

En los apartados que siguen, se describen algunos sistemas usuales de refuerzo de estructuras de hormigón armado, exponiéndose los criterios fundamentales sobre su concepción, diseño, cálculo y ejecución. Las diferencias formales y de sollicitación entre los elementos estructurales básicos de la edificación convencional (forjados, vigas y soportes), aconsejan estudiar separadamente los sistemas de refuerzo aplicables a cada uno de ellos.

¹⁴ Fuente: *Patología, Reparación y Refuerzo de Estructuras de H.A.* – Dr. Alfonso del Río

6.2.4.1.- SISTEMAS HABITUALES DE REFUERZO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

El refuerzo de elementos estructurales pueden conseguirse reemplazando un material pobre o con defectos por un material de mejor calidad, mediante el añadido de un material que colabore en el soporte de las cargas, y mediante redistribución de las sollicitaciones a través de deformaciones impuestas al sistema estructural.

Se puede hablar, en líneas generales, de tres grandes alternativas para el refuerzo de elementos estructurales de hormigón:

- Refuerzo mediante recrecido con hormigón armado
- Refuerzo mediante adosado de perfiles metálicos (generalmente de acero)
- Refuerzo mediante disposición de armadura exterior (generalmente encolada)
- Refuerzo mediante materiales compuestos de fibras de carbono

A continuación se analizan las características generales y las principales aplicaciones de estos sistemas de refuerzo.¹⁵

6.2.4.1.1.- REFUERZO MEDIANTE RECRECIDO CON HORMIGÓN ARMADO

Una opción evidente para reforzar un elemento estructural de hormigón consiste en recrecerlo envolviéndolo con una sección adicional de hormigón convenientemente armado. Este sistema presenta la ventaja de una gran compatibilidad entre el material original y el de refuerzo, así como una amplia superficie de contacto entre ambos, que posibilita la necesaria transferencia de esfuerzos. Asimismo, es posible aumentar considerablemente la sección de hormigón e incorporar una considerable cuantía de nuevas armaduras que, en caso necesario, pueden conectarse con las armaduras originales mediante “llaves” u otro tipo de anclajes. El resultado final es un elemento notablemente monolítico, capaz de incrementar notablemente la resistencia y rigidez del elemento original.

¹⁵ Fuente: *Patología, Reparación y Refuerzo de Estructuras de H.A. – Dr. Alfonso del Río*

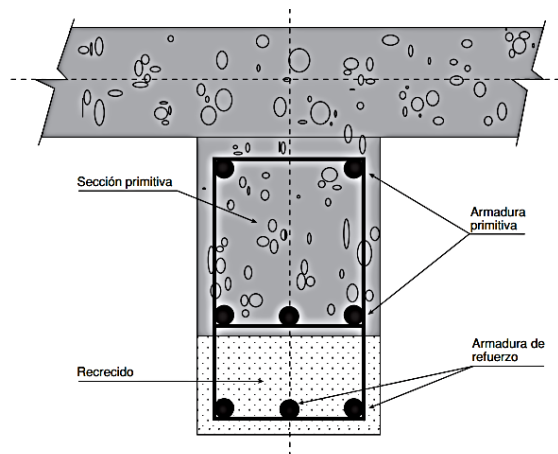


Gráfico #1

Por otra parte, los refuerzos mediante recrecido con hormigón armado presentan un buen comportamiento frente al fuego, algo que no sucede en la mayor parte de los restantes sistemas de refuerzo.

Como inconvenientes fundamentales de esta técnica de refuerzo cabe destacar la necesidad de aumentar de modo considerable las dimensiones originales de la pieza, una elevada dificultad constructiva y, consecuentemente, un coste elevado. En términos estructurales hay que indicar que el incremento de rigidez que este sistema conlleva puede alterar la distribución de esfuerzos en el conjunto de la estructura.¹⁶

Las normas que intervienen en este tipo de refuerzo son las siguientes:

- ACI 562-13 (Requisitos para evaluación, reparación y rehabilitación de edificios de concreto)
- ASTM C157 / C157M (Determinación de cambio de longitud del mortero de cemento hidráulico y del concreto endurecido)

6.2.4.1.2.- REFUERZO MEDIANTE PERFILES METÁLICOS

Otra opción habitual de refuerzo consiste en unir el elemento original de hormigón armado a uno o varios perfiles metálicos de modo que se transforme en un elemento mixto. Es el caso de algunos tipos de refuerzo ampliamente utilizados, como por

¹⁶ Fuente: *Patología, Reparación y Refuerzo de Estructuras de H.A.* – Dr. Alfonso del Río

ejemplo el refuerzo de soportes mediante angulares empresillados, o el refuerzo de vigas o losas mediante el adosado inferior de perfiles “doble té”, convirtiéndolas así en vigas mixtas.¹⁷

Se trata de un sistema de refuerzo muy eficaz en términos estructurales que, al igual que el recrecido mediante hormigón armado, permite incrementar considerablemente la rigidez y resistencia del elemento original. Constructivamente, el refuerzo mediante perfiles metálicos presenta menos dificultades que el recrecido con hormigón. Por ello, los costes de los refuerzos mediante perfiles son generalmente inferiores a los realizados mediante recrecido con hormigón armado.

Sin embargo, el diferente comportamiento del material original y el de refuerzo puede generar problemas de compatibilidad. Asimismo, la transferencia de esfuerzos al refuerzo está necesariamente más concentrada y puede plantear problemas que reduzcan la eficacia del sistema o compliquen gravemente su ejecución. De hecho, en general la transferencia tangencial de esfuerzos por adherencia y rozamiento es insuficiente para hacer entrar en carga este tipo de refuerzos, siendo normalmente necesario disponer anclajes de tipo mecánico o conectar directamente los nuevos perfiles metálicos a los nudos o a elementos estructurales inmediatos a través de piezas específicas (capiteles, collarines, etc).

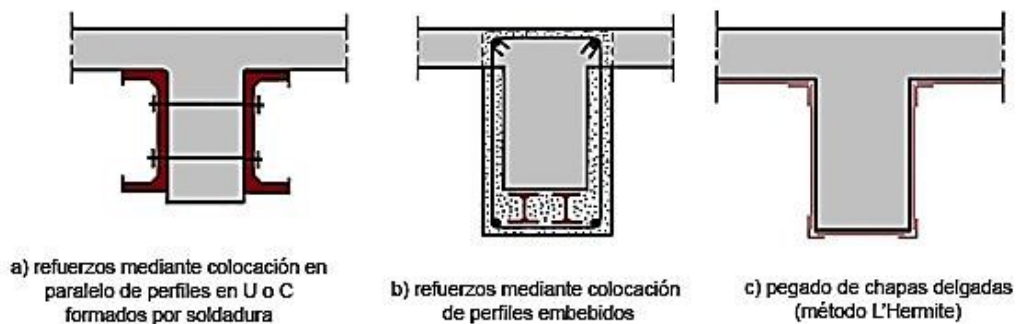


Gráfico #2

En términos de resistencia al fuego, este sistema presenta un comportamiento que podría calificarse como “intermedio”. De una parte, puede ser necesaria la protección ignífuga de los perfiles de acero, como si de una estructura metálica se tratase. De otra parte, al utilizarse frecuentemente anclajes mecánicos, éstos no son tan

¹⁷ Fuente: *Patología, Reparación y Refuerzo de Estructuras de H.A.* – Dr. Alfonso del Río

vulnerables como los adhesivos. Mención aparte merece el caso de refuerzos mediante perfiles encolados con resina epoxi que son extremadamente vulnerables.¹⁸

Tal es el caso de soportes reforzados mediante angulares empesillados usando resina epoxi en la junta entre el soporte original y los perfiles de refuerzo. Sin embargo, un estudio experimental concluye que el comportamiento de este tipo de refuerzos no se ve seriamente afectado si se sustituye la junta de resina por una junta de mortero. Tal sustitución permite además la ejecución de soldaduras una vez colocados los angulares.

Las normas que intervienen en este tipo de refuerzo son las siguientes:

- AISI (AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE) Especificación para el Diseño de miembros estructurales de acero conformado en Frío
- AISC (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION) Especificación para el Diseño de miembros estructurales de laminados en Caliente

6.2.4.1.3.- REFUERZO MEDIANTE ARMADO EXTERIOR

Otra alternativa para el refuerzo de las estructuras de hormigón consiste en añadir armadura exteriormente al elemento original. Esta nueva armadura generalmente se conecta al elemento original mediante adhesivos, aunque también pueden plantearse conexiones a base de anclajes mecánicos.

El refuerzo de estructuras de hormigón mediante la disposición exterior de armadura adicional (generalmente en la cara de tracción) se inicia a partir de 1960 coincidiendo con el desarrollo de los adhesivos epoxi. La potencia de estos adhesivos permitió encolar bandas de acero, incrementándose la resistencia y disminuyendo la deformabilidad y la fisuración del elemento correspondiente.

Asimismo las bandas de acero encoladas han sido utilizadas para confinar hormigones comprimidos, incrementando así su resistencia y ductilidad. Esta última posibilidad es particularmente aplicable en el refuerzo local de soportes.

¹⁸ Fuente: *Patología, Reparación y Refuerzo de Estructuras de H.A.* – Dr. Alfonso del Río

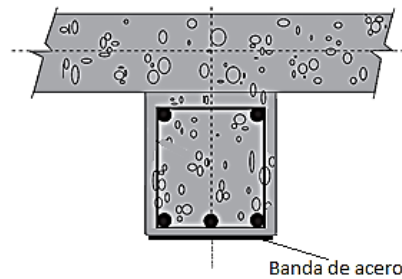


Gráfico #3

En comparación con el refuerzo mediante recrecido de hormigón o mediante perfiles metálicos, el refuerzo mediante bandas de acero encoladas presenta la indudable ventaja de su mayor facilidad de ejecución, así como de sus pocas necesidades de incremento de dimensiones. Sin embargo, los niveles de refuerzo que se alcanzan mediante este sistema son generalmente más reducidos, ya que nos limitamos a incrementar la armadura (usualmente sólo la de tracción), sin aumentar la sección del elemento.¹⁹

Un problema importante de los refuerzos mediante armaduras adheridas es la casi nula resistencia al fuego de los adhesivos epoxi, que pierden sus características resistentes a temperaturas en torno a los 80°C. Ello obliga en muchos casos a disponer una protección ignífuga, con el consiguiente incremento de dimensiones. Asimismo, la posible corrosión de las bandas de acero influye en la durabilidad del refuerzo y obliga a su protección y mantenimiento.

En los últimos años, los materiales compuestos a base de polímeros reforzados con fibras (generalmente fibras de carbono) se han introducido como alternativa a las bandas de acero en este tipo de refuerzos.

Dadas las particulares características de este material no tradicional, en los apartados que siguen se efectúa una breve aproximación a sus principales características y a sus posibilidades en el refuerzo de estructuras.

Este tipo de refuerzo se apoya en el boletín del Comité Euro-International du Beton (CEB) Evaluación de estructuras de hormigón y procedimientos de diseño para actualizar.

¹⁹ Fuente: *Patología, Reparación y Refuerzo de Estructuras de H.A.* – Dr. Alfonso del Río

6.2.4.1.4.- REFUERZO MEDIANTE MATERIALES COMPUESTOS DE FIBRAS DE CARBONO²⁰

Los materiales compuestos o “composites” son materiales formados por una fibra que aporta rigidez y resistencia y una matriz flexible y poco resistente que envuelve y protege a las fibras, al tiempo que transmite los esfuerzos entre unas fibras y otras y a su superficie. Las fibras empleadas pueden ser de carbono, vidrio, aramida, cerámica, metal, poliéster, etc. En cuanto a las matrices pueden ser orgánicas o inorgánicas. En el ámbito de la construcción, los materiales compuestos más utilizados son a base de fibras de carbono (y en menor medida vidrio o aramida), con matrices orgánicas (generalmente resinas epoxi).

Las propiedades de un material compuesto dependen obviamente de las características y proporción de sus materiales constitutivos, así como de otros muchos factores, como la posible orientación de las fibras.

No obstante, las siguientes características son comunes a los materiales compuestos utilizados en el refuerzo de estructuras:

- Elevada resistencia, con comportamiento tensión-deformación lineal hasta la rotura (frágil).
- Buen comportamiento a fatiga
- Excelente durabilidad, al no ser afectados por problemas de corrosión o ataque químico.
- Posibilidad de orientación de las fibras, optimizando así su comportamiento en una dirección.

Entre las razones que justifican la rápida implantación de estos sistemas de refuerzo hay que destacar las siguientes:

- Los materiales compuestos de fibra de carbono son ligeros y fáciles de manejar. Por eso su colocación en obra es rápida y prácticamente no requiere la disposición de medios auxiliares. Esta circunstancia compensa en muchos casos la diferencia de coste con las bandas de acero, entre 6 y 10 veces más baratas en términos de coste de material que, sin embargo, son mucho más pesadas y precisan para su encolado de mayores medios auxiliares.

²⁰ Fuente: *Patología, Reparación y Refuerzo de Estructuras de H.A.* – Dr. Alfonso del Río

- Las bandas de fibra de carbono se adaptan mejor que las de acero a las posibles irregularidades de la superficie del hormigón original. Ello reduce en muchas ocasiones las labores previas de preparación del elemento a reforzar.
- Los materiales compuestos de fibra de carbono pueden presentarse prácticamente en cualquier longitud, lo que evita la realización de juntas o empalmes.
- Los materiales compuestos de fibra de carbono no se ven afectados por problemas de corrosión o de ataques químicos. Sólo una excesiva radiación o impactos directos pueden provocar su deterioro. Por ello, al contrario de lo que sucede con las bandas de acero, no es necesario protegerlas pintándolas periódicamente.
- Por otra parte, en caso de ser necesaria su protección frente a fuego, los requerimientos de los refuerzos mediante bandas de fibra de carbono encoladas no son muy superiores a los que exigen los refuerzos mediante bandas de acero igualmente encoladas.²¹

El creciente uso de refuerzos con fibra de carbono, así como el carácter novedoso de este material en el ámbito de las estructuras ha favorecido el desarrollo de numerosos trabajos de investigación.

La norma que interviene en este tipo de refuerzo es la:

ACI 440-2R-08 (Guide for the Design and Construction of externally bonded FRP systems for Strengthening Concrete Structures)

²¹ Fuente: *Patología, Reparación y Refuerzo de Estructuras de H.A.* – Dr. Alfonso del Río

6.2.5.- REFUERZO MEDIANTE MATERIALES COMPUESTOS DE FIBRAS DE CARBONO

6.2.5.1.- ESTUDIO DE LOS ELEMENTOS DEL SISTEMA

Se realiza a continuación una descripción de los elementos que componen el sistema de refuerzo. En primer lugar, se trata brevemente sobre cada uno de los materiales que forman parte de las piezas en estudio y se detallan sus propiedades características. A continuación, se enumeran los pasos recomendados por los fabricantes para poner en obra el refuerzo.

6.2.5.2.- DESCRIPCIÓN DE LAS FIBRAS

Los materiales compuestos están hechos, generalmente, de dos componentes, una fibra y una matriz. La fibra puede ser de vidrio, kevlar, fibra de carbono, o polietileno. La matriz es por lo general un termorígido como una resina epoxi, el polidiciclopentadieno, o una políimida. La fibra es incorporada a la matriz con el propósito de volverla a ésta más resistente.

Los polímeros reforzados con fibras tienen dos características importantes: son resistentes y ligeros. Son más resistentes que el acero, y pesan mucho menos, por lo que pueden ser utilizados para sustituir a los metales en muchas aplicaciones.

Se puede hacer que el composite sea más resistente, alineando todas las fibras en la misma dirección, ya que puede que sólo se necesite que el material compuesto sea resistente en una sola dirección. Otras veces se requiere resistencia en más de una dirección, de modo que se orientan las fibras en más de una dirección.²²

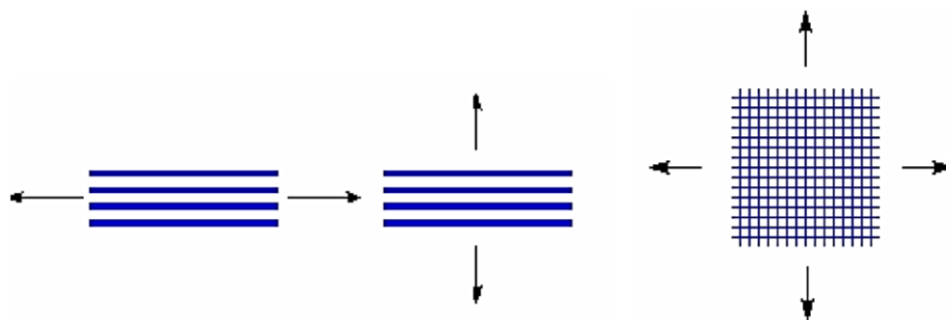


Gráfico #4

²² Fuente: *Estructuras de Hormigón Reforzadas con Fibras de Carbono* - Pedro Galvín Barrera

La matriz mantiene unidas a las fibras. Si bien las fibras son resistentes, pueden ser frágiles. La matriz proporciona dureza al material compuesto. Además, a pesar de que las fibras tienen una gran resistencia a tracción, por lo general tienen una pésima resistencia a la compresión, por lo que la matriz le otorga al material compuesto resistencia a la compresión.

A nivel microestructural, el daño en un compuesto sólo puede obedecer a alguno de los siguientes mecanismos: rotura de fibras, formación de grietas en la matriz, rotura de la interfase entre la fibra y la matriz (despegue), pandeo de la fibra bajo esfuerzos de compresión y el despegue entre láminas adyacentes o delaminación.

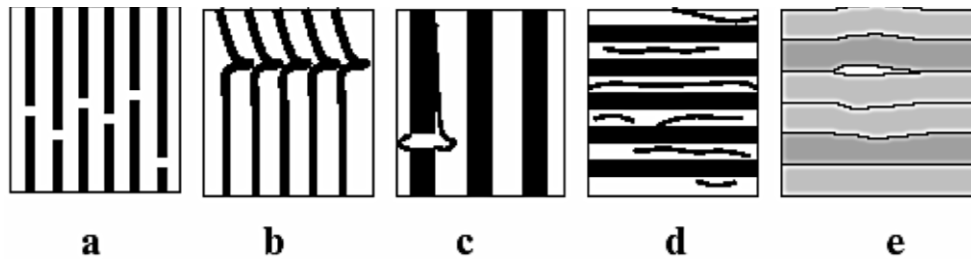


Gráfico #5

Mecanismos de daño en compuestos. a) rotura de fibras, b) pandeo de fibra por esfuerzos de compresión, c) despegue d) agrietamiento en la matriz, e) delaminación.

Como consecuencia de la presencia de estos modos de deterioro microestructural, a nivel macroscópico existe una degradación de las propiedades elásticas y la resistencia. En un laminado cada una de las láminas va deteriorándose con el tiempo según sea la orientación y contenido de su refuerzo (comportamiento anisótropo).

La fibra de carbono es la que posee las mejores características mecánicas y químicas.

Es un polímero de una cierta forma de grafito en la cual las láminas son largas y delgadas. Se fabrica a partir de otro polímero, llamado poliacrilonitrilo, a través de un complicado proceso de calentamiento.

Las fibras se disponen en la matriz longitudinalmente, por lo tanto, en la dirección de la carga poseen una resistencia a la tracción y rigidez muy altas. Su comportamiento es lineal hasta la rotura, tienen un comportamiento excepcional frente a la fatiga y a²³

²³ Fuente: *Estructuras de Hormigón Reforzadas con Fibras de Carbono - Pedro Galvín Barrera*

la fluencia. Su densidad es muy baja, por lo que pueden ser transportadas con sencillez y facilita su colocación sobre la superficie de hormigón, disminuyendo así el número de operarios necesarios, los cuales no constituyen una mano de obra especializada; además no requiere equipos de sostén y apuntalamiento; todo esto se traduce en una disminución de los costes de instalación; sin embargo el coste del material es elevado.

Tienen una importante resistencia química, al envejecimiento y a los rayos ultravioletas. Sus resistencias en la dirección normal a las fibras y a cizallamiento son bajas lo que permite cortarlas fácilmente.

6.2.5.3.- DESCRIPCIÓN DEL ADHESIVO

El adhesivo que se usa en estas aplicaciones es una resina epoxi formada por dos componentes. El primer componente es un polímero de bajo peso molecular con sendos grupos epoxi en cada extremo, y el segundo componente es una diamina.

Cuando se mezclan ambos, el diepoxi y la diamina, éstos reaccionan y se unen entre sí, de manera tal que se enlazan todas las moléculas del diepoxi y de la diamina, produciendo una sustancia rígida que puede ser muy resistente, pero no procesable. No puede ser moldeada, ni fundida. Esta es la razón por la cual los dos componentes no vienen mezclados. Si lo estuvieran, formarían una masa sólida, sin demasiada aplicabilidad como adhesivo.

Las resinas epoxi han producido excelentes adhesivos, siendo éstos unos de los pocos que se pueden utilizar en los metales.

Su comportamiento es isótropo y lineal hasta la rotura.

6.2.5.4.- COMPORTAMIENTO DE LAS VIGAS REFORZADAS

En este apartado se trata de las piezas de hormigón armado reforzadas con polímeros reforzados con fibras, sometidas a distintos tipos de esfuerzos. Se incluye el comportamiento de vigas y columnas sometidas a flexión, y vigas sometidas a esfuerzos cortantes.²⁴

²⁴ Fuente: *Estructuras de Hormigón Reforzadas con Fibras de Carbono* - Pedro Galvín Barrera

También se estudia la interfase adhesivo-hormigón, analizando los fallos frágiles que pueden ocurrir.

Según Nabil F. Grace la técnica también es efectiva para reforzar vigas en la región de momento negativo. Las reparaciones llevadas a cabo en vigas precargadas indican que el estado de precarga no afecta al comportamiento de las piezas reparadas, incluso para estados de precarga muy severos. La reparación puede ser necesaria para restaurar la rigidez o para incrementar la resistencia de la pieza. Dependiendo del criterio de diseño y de las condiciones originales del elemento, la técnica resulta más o menos efectiva.

Los ensayos muestran que si la técnica es llevada a cabo adhiriendo platabandas en el fondo del miembro, en la zona a tracción, sin usar los anclajes adecuados, se puede producir el fallo prematuro de la pieza causada por el despegue del refuerzo, provocando una significativa reducción en la ductilidad de la viga y, por lo tanto, un fallo frágil. Los sistemas de anclaje evitan el deslizamiento y la separación del refuerzo en los extremos; controlan el deslizamiento del refuerzo a lo largo de la luz de la pieza; y aumentan el efecto de confinamiento, el cual provoca un incremento en la resistencia a compresión del hormigón.

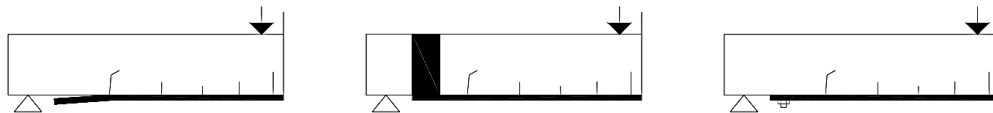


Gráfico #6

Distintas disposiciones de anclajes: a) sin anclaje adicional, b) anclaje en I, c) anclaje con pernos de acero²⁵

Desde las primeras investigaciones realizadas para el estudio de estas piezas, se ha mostrado que el anclaje es sumamente importante. Como conclusión de todas las piezas ensayadas, se puede decir que el extremo del refuerzo debe estar lo más próximo al apoyo de la viga y, en general, la longitud de adhesión debe ser tan grande como sea posible para hacer un mejor uso de la resistencia de las fibras y activar modos de fallo dúctiles como aplastamiento del hormigón en la cabeza a compresión o rotura de las fibras. Para que no se produzca el fenómeno de despegue, que conlleva un fallo frágil, la deformación última del adhesivo tiene que ser grande.

²⁵ Fuente: *Estructuras de Hormigón Reforzadas con Fibras de Carbono* - Pedro Galvín Barrera

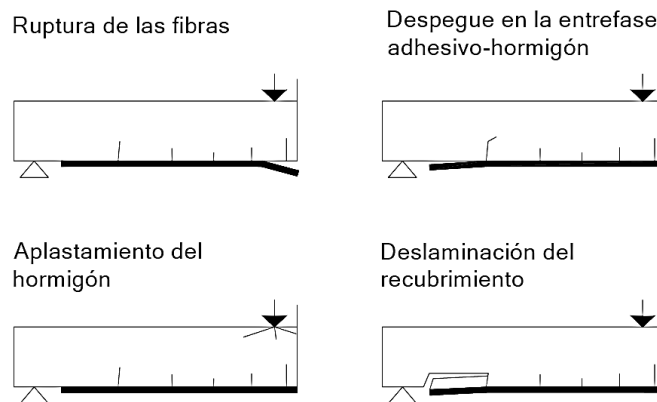


Gráfico #7

Bencardino, Spadea, y Swamy compararon la efectividad y la eficiencia del refuerzo realizado mediante tejido de fibras y el refuerzo realizado mediante platabandas prefabricadas, concluyendo que el anclaje local que proporciona el tejido, si este no solo se sitúa en el fondo de la pieza, sino que se prolonga sobre las caras laterales del miembro formando una U, evita el fallo prematuro producido por el despegue del material y posibilita que la viga utilice su resistencia total, mientras que si se usan solamente platabandas el elemento no hace uso de su capacidad total. Sin embargo, este anclaje local no evita el despegue del tejido que se encuentra en los laterales de la viga, por lo que además se necesitan anclajes en los extremos del refuerzo para mantener la integridad de la pieza.

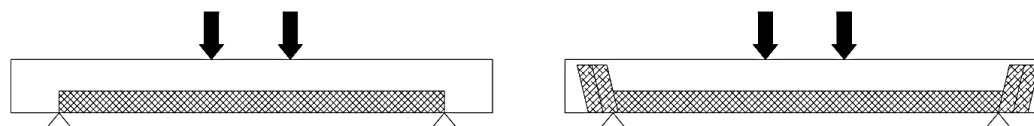


Gráfico #8

Configuraciones ensayadas por Bencardino, Spadea, y Swamy

En resumen, todos los ensayos indican que tanto los anclajes locales a lo largo de la longitud de la viga, como los anclajes en los extremos, son necesarios.

Los anclajes en los extremos también pueden evitar el desarrollo de las grietas diagonales. Según Grace, Sayed, Soliman, y Saleh para este fin se deben colocar las²⁶ fibras orientadas perpendicularmente a la dirección longitudinal de la viga y, hay que

²⁶ Fuente: *Estructuras de Hormigón Reforzadas con Fibras de Carbono* - Pedro Galvín Barrera

indicar que, si las fibras se orientan en la dirección longitudinal, no se eliminan las fisuras diagonales. Esta investigación recomienda un refuerzo formando una U en los extremos.

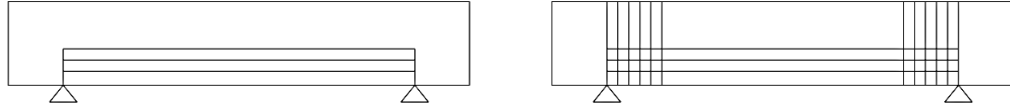


Gráfico #9

Configuraciones ensayadas por Grace, Sayed, Soliman, y Saleh

De todos los ensayos consultados, se puede concluir que una combinación apropiada de fibras verticales y horizontales aplicada en toda la longitud de la viga produce la mejor solución para la aplicación de esta técnica. De este modo, se reducen las grietas diagonales y se usan casi la total resistencia de las fibras longitudinales.

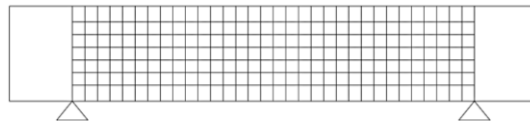


Gráfico #10

Parece ser que si el material formado por fibras longitudinales se envuelve a lo largo de la viga sobre sus caras laterales formando una U, no se produce cambio en el comportamiento de la viga en lo que respecta al ángulo de inclinación de las grietas, en contraposición a lo que ocurre si se emplean fibras verticales, ya que se supone que por la orientación de las fibras, que coincide con la dirección longitudinal de la viga, el refuerzo no soporta esfuerzos cortantes.

Nabil F. Grace recomienda, si el sistema de refuerzo son platabandas en la zona a tracción de la pieza, un sistema de anclaje consistente en la combinación de tejido de fibras verticales en los extremos y surcos perpendiculares a la dirección longitudinal, en el fondo de la viga, rellenos con resina epoxi a lo largo de toda la longitud proporcionando un anclaje local. En los ensayos realizados se observa que este sistema produce una mayor superficie de adherencia, evitando la delaminación²⁷ causada por las tensiones tangenciales y normales, y haciendo que la resistencia total de las fibras sea usada.

²⁷ Fuente: *Estructuras de Hormigón Reforzadas con Fibras de Carbono* - Pedro Galvín Barrera

Surcos rellenos con resina epoxi



Gráfico #11

Sistema compuesto por platabandas cubriendo la cara de tracción de la viga, más surcos rellenos con resina epoxi, más anclaje en los extremos con tejido de fibras

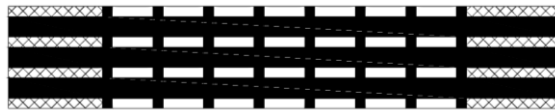


Gráfico #12

Es importante tener en cuenta que en elementos ensayados deficientes en armado transversal, y sobrerreforzados a flexión mediante el uso de fibras y anclajes, se produce el fallo a cortante, provocando la separación física de la viga a lo largo de las fisuras diagonales. El modo de fallo a cortante puede ser evitado limitando el incremento en la resistencia a flexión. Los anclajes pueden mejorar la ductilidad de la viga, pero pueden tener un efecto contrario si el miembro no está adecuadamente armado a cortante.

Para reforzar vigas de hormigón armado de sección en T, Shahawy, Chaallal, Beitelman, y El-Saad, recomiendan llevar a cabo el refuerzo envolviendo totalmente el nervio de la viga con tejido de fibras y, si el nervio de la viga solo es cubierto parcialmente, se tiende a producir un fallo prematuro por delaminación del recubrimiento de hormigón, alcanzando la pieza una flecha última mayor y una resistencia menor. Este comportamiento puede estar causado por el efecto de confinamiento producido por el tejido adherido en los laterales del nervio.²⁸

²⁸ Fuente: *Estructuras de Hormigón Reforzadas con Fibras de Carbono* - Pedro Galvín Barrera

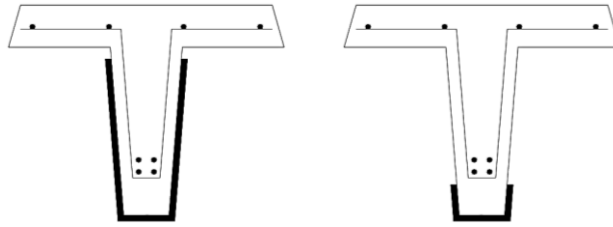


Gráfico #13

La técnica de refuerzo puede ser ampliada y considerar la opción de pretensar las platabandas previamente a su colocación. De este modo se combinan las ventajas ofrecidas por los materiales compuestos y las características del pretensado.

Triantafillou, Deskovic, y Deuring han propuesto un método para obtener el nivel máximo de la fuerza de pretensado de modo que el sistema no falle cuando se libere dicha fuerza. Cuando se aplica esta técnica, se reducen las fisuras; se aumenta la resistencia a cortante de la pieza debido al efecto de confinamiento; y se reduce el coste del material, ya que se pueden alcanzar los mismos niveles de carga con menor sección de material que si el refuerzo no fuera pretensado. Se puede conseguir un incremento del 25 por ciento en la capacidad a flexión del miembro, con respecto al refuerzo no pretensado. Por otra parte, se debe considerar el mayor coste de la puesta en obra.

Según todos los estudios, el fallo en las vigas de hormigón armado reforzadas con polímeros reforzados con fibras está muy influenciado por la resistencia del hormigón y por el armado de la viga original. Cuando el hormigón tiene poca resistencia, la viga soporta menos carga.

Si el espesor del refuerzo aumenta, también lo hace la resistencia de la pieza y la carga para la cual el armado interno alcanza su límite elástico. En los ensayos de Shahawy, Chaallal, Beitelman, y El-Saad se observa que el incremento en resistencia es proporcional al espesor hasta que se llega a un cierto espesor, a partir del cual esta relación deja de ser lineal.

Asimismo, la pendiente de la respuesta momento-flecha antes de que se alcance el límite elástico del acero no se ve afectada por el espesor del refuerzo. Sin embargo, una vez que se alcanza esta carga, aumenta la rigidez de la pieza al hacerlo el espesor del material. También se ve afectada la flecha última, reduciéndose con el incremento del espesor, al igual que la ductilidad, probablemente debido a un fallo prematuro²⁹

²⁹ Fuente: *Estructuras de Hormigón Reforzadas con Fibras de Carbono* - Pedro Galvín Barrera

por aplastamiento de la cabeza de compresión o por fallo en la entrefase adhesivo-hormigón.

Para refuerzos de pequeño espesor, las tensiones normales y tangenciales en los extremos del refuerzo son pequeñas, y el fallo tiende a ser producido por rotura de las fibras. Al incrementar el espesor, también lo hacen las tensiones normales y tangenciales las cuales provocan un fallo prematuro por delaminación del recubrimiento de hormigón. Este tipo de fallo es frágil y por lo tanto no deseable. Si ocurre el fallo por delaminación del recubrimiento de hormigón o el fallo por despegue, no se aprovecha la capacidad del material. Por lo tanto, el incremento del espesor del refuerzo viene limitado por las tensiones en los extremos que causan este tipo de fallo.

El espesor óptimo depende de la aplicación particular y del propósito de la aplicación.

En general, a menor rigidez del material mayor espesor del refuerzo es necesario para obtener el incremento de resistencia requerido. El deseo de mantener o incrementar la carga de servicio o la carga última debe ser considerado, así como la deformabilidad y la ductilidad.

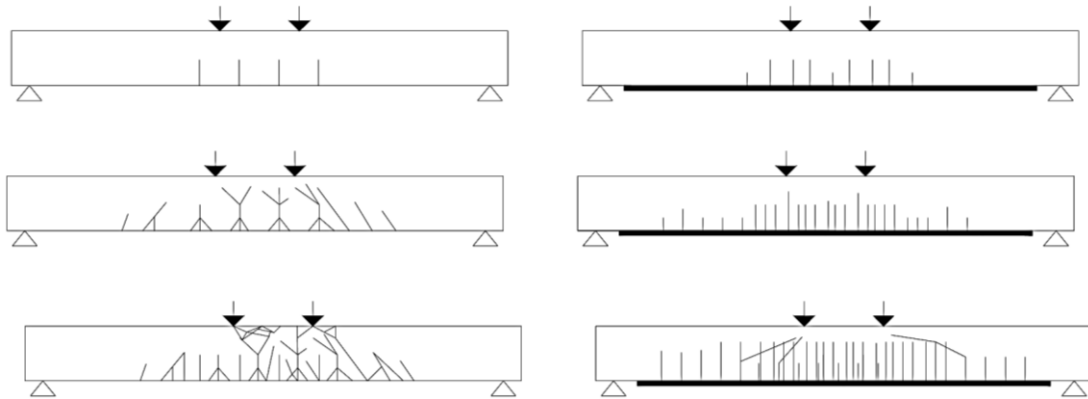
De todos los ensayos y estudios analíticos disponibles se concluye que las tensiones normales en la entrefase adhesivo-hormigón son proporcionales al espesor de la capa de adhesivo. A menor espesor, menor probabilidad de que ocurra el fallo en la entrefase adhesivo hormigón.

Arduini, y Nanni ensayaron piezas reforzadas con FRP, usando distintos adhesivos, concluyendo que cuando el adhesivo tiene un alto módulo de elasticidad y una baja deformabilidad, el fallo dominante es el despegue, produciéndose un significativo decremento en la resistencia de la pieza. Por lo tanto, lo mejor es usar adhesivos de bajo módulo de elasticidad y alta deformabilidad. Si se elige el adhesivo apropiado se posibilita que la pieza llegue a su total resistencia sin que previamente se produzca la delaminación.

Para estudiar estas piezas hay que tener en cuenta que en los alrededores de las grietas de flexión se producen grandes concentraciones de tensiones debido a la presencia del refuerzo que se opone a la abertura de las grietas. Por lo tanto hay que considerar un comportamiento no lineal del hormigón.³⁰

³⁰ Fuente: *Estructuras de Hormigón Reforzadas con Fibras de Carbono* - Pedro Galvín Barrera

Generalmente hay más grietas, más junta y más uniformemente distribuida y menos abierta. Cuando el fallo ocurre por rotura de las fibras, casi la totalidad de la viga experimenta grietas de flexión, sin embargo esto no es así cuando ocurre un fallo prematuro.



Evolución de las grietas en vigas ordinarias y en vigas reforzadas

Gráfico #14

La carga para la cual se producen las primeras fisuras en el hormigón es mayor en estas piezas si se comparan con las vigas ordinarias.

La carga que provoca que el armado interno de acero alcance su límite elástico es mayor que en las piezas comunes. Normalmente, el armado interno alcanza su límite elástico previamente a que se produzca el fallo del elemento.

La presencia del refuerzo cambia la distribución de deformación en el hormigón. En las piezas ordinarias, la tensión en el armado de tracción aumenta hasta alcanzar el límite elástico del acero, a partir de donde se producen grandes deformaciones en el acero con poco incremento de carga, provocando en el hormigón deformaciones menores. En las vigas reforzadas, las tracciones se reparten entre las barras de acero y el tejido de fibras, por lo que las tensiones soportadas por el acero son menores para el mismo nivel de carga, llegando el acero al límite elástico para una carga mayor. En la investigación de Grace, Sayed, Soliman, y Saleh se observan mayores deformaciones en el hormigón para las vigas reforzadas que para las piezas comunes, en el mismo nivel de carga.³¹

³¹ Fuente: *Estructuras de Hormigón Reforzadas con Fibras de Carbono* - Pedro Galvín Barrera

En los elementos reforzados la fibra neutra está más baja debido a la acción del material compuesto. La curvatura última es menor en estos elementos debido al control de las fisuras, al efecto de confinamiento del tejido lateral, y al aumento de la rigidez. Estas conclusiones se constatan en los ensayos de Shahawy, Chaallal, Beitelman, y El-Saad.

Cuando lo que se lleva a cabo es la reparación de un miembro que previamente ha estado bajo carga, mayor estado de precarga tiene asociado mayores fisuras y, por lo tanto, mayor deformabilidad.

Los ensayos realizados muestran que se produce un incremento significativo de la resistencia de la viga, aunque no se aproveche la capacidad total del tejido, que puede llegar hasta a doblarse. Este incremento es mayor cuando se usan los anclajes adecuados. Para usar la capacidad total de las fibras también es necesario un valor mínimo de la resistencia de la resina epoxi. Si la resistencia del adhesivo es menor que este valor, el fallo del miembro está controlado por la delaminación y no por la rotura de las fibras, siendo la tensión soportada por el material mucho menor que su resistencia última.

Si con la aplicación del refuerzo se pretende conseguir un aumento de la resistencia de la pieza, se deben elegir cuidadosamente la rigidez y el espesor del material, y la longitud de adhesión, basándose en la resistencia a cortante de la viga original, los posibles modos de fallo prematuros, y la deflexión para la nueva carga de servicio si está se considera como una fracción de la carga última, es decir, si la flecha para la nueva (y mayor) carga de servicio es aceptable.

La rigidez de las piezas aumenta, provocando una reducción de la flecha fuertemente influenciada por la rigidez y el espesor del refuerzo. La viga experimenta menor flecha cuando se mejora el sistema de anclaje. Por otra parte, la deflexión de las vigas reparadas con fibras de vidrio es mayor que la deflexión en las vigas reparadas con fibras de carbono, ya que el módulo de elasticidad de las fibras de carbono es del orden de tres veces el de las fibras de vidrio. Esto tiene que ser tenido en cuenta a la hora de elegir el material para la reparación, cuando se aplica el criterio de serviciabilidad.

El tipo de resina epoxi empleada puede afectar a la deflexión, y usando un adhesivo fuerte se puede reducir la deflexión.³²

³² Fuente: *Estructuras de Hormigón Reforzadas con Fibras de Carbono* - Pedro Galvín Barrera

La ductilidad de la viga puede ser definida como la habilidad de soportar deformaciones inelásticas sin pérdida en la capacidad de soportar carga, previo al fallo. La ductilidad puede ser definida en términos de deformación o energía. En el caso de vigas de hormigón armado ordinarias, donde está clara la deformación plástica del acero después de alcanzar el límite elástico, la ductilidad puede ser calculada usando métodos de deformación. En este caso, puede ser definida como la relación entre la deformación última y la deformación en el límite elástico. Las deformaciones pueden ser microdeformaciones, desplazamientos, o curvaturas.

En el caso de las vigas reforzadas con polímeros reforzados con fibras, no está claro el punto en el cual el acero alcanza el límite elástico; por lo tanto, la definición clásica de ductilidad no puede ser aplicada. Además, debido al bajo módulo de elasticidad de estos materiales, generalmente experimentan grandes deformaciones. Estas grandes deformaciones no quieren decir comportamiento dúctil.

Por lo tanto, hay que basarse en términos energéticos para expresar la ductilidad, y puede definirse como la relación entre dos de las siguientes energías: inelástica, elástica, y total. Normalmente se considera la relación entre la energía inelástica y la energía total. La energía total es el área bajo la curva tensión-deformación, la cual puede ser evaluada fácilmente. El problema es separar la energía elástica de la energía inelástica. Grace, Sayed, Soliman, y Saleh han propuesto un método aproximado.

La aplicación de las fibras provoca una significativa pérdida de ductilidad. La ductilidad no solo depende del tipo y cantidad de refuerzo externo, sino también del sistema de anclaje, y la resistencia del hormigón y el armado interno de la viga original. Cuando se aplican fibras de vidrio se presenta una mayor ductilidad que aplicando fibras de carbono. Por lo tanto, debido al comportamiento frágil que muestran las vigas reparadas, es necesario usar un alto factor de seguridad de diseño.

El sistema de refuerzo tiene que estar compuesto por tejido de fibras orientadas en la dirección longitudinal de la viga que se extienda hasta las caras laterales, proporcionando anclaje local y efecto de confinamiento, para soportar los esfuerzos de flexión, junto con tejido de fibras orientadas perpendicularmente a las anteriores, al menos en los extremos de la pieza, que evitan el desarrollo de las grietas diagonales.³³

³³ Fuente: *Estructuras de Hormigón Reforzadas con Fibras de Carbono* - Pedro Galvín Barrera

Según Grace, Sayed, Soliman, y Saleh se presentan cuatro posibles mecanismos de fallo en estas piezas:

- Rotura a tracción de las fibras cuando la deformación de las fibras excede su valor último.
- Aplastamiento de la cabeza de compresión del hormigón cuando la deformación a compresión del hormigón excede su valor último.
- Despegue entre el tejido y el hormigón causado por el fallo de la entrefase hormigón-adhesivo. Este mecanismo de fallo se inicia en una grieta de flexión y se propaga hasta el extremo del refuerzo. Se ha demostrado que la resistencia de la entrefase material compuesto-adhesivo es mayor.
- Fallo por cortante-tracción resultado de una combinación de tensiones tangenciales y normales. Este mecanismo de fallo se inicia en los extremos del refuerzo, continuando con la propagación de una grieta horizontal en el plano del armado longitudinal, que causa la separación física del recubrimiento de hormigón.

Los dos últimos resultan fallo frágiles y por lo tanto no son deseables.

Cuando la velocidad de aplicación es un factor crítico en la reparación, se pueden usar platabandas de fibras de carbono ancladas al fondo de la viga con remaches, eso sí, obteniendo un incremento de resistencia menor, debido a que la penetración del remache en el hormigón causa grietas que dependen del tipo de remache y de la distancia del remache al borde de la viga. Este sistema de anclaje mecánico ha sido estudiado por Lamanna, Bank, y Scott prestando especial interés en las filas de remaches necesarias para distribuir la carga en el refuerzo, que parecen ser igual a una fila por cada dos pulgadas de ancho de material.³⁴

³⁴ Fuente: *Estructuras de Hormigón Reforzadas con Fibras de Carbono* - Pedro Galvín Barrera

6.3.- JUSTIFICACIÓN

Conociendo los tipos de refuerzos con los que se puede contar para la reparación, rehabilitación y reforzamiento de una viga, es oportuno proponer la de reparación y refuerzo de estructuras de hormigón armado mediante materiales compuestos, en especial mediante polímeros reforzados con fibras de carbono.

Ya que se presenta como una alternativa interesante frente a los sistemas tradicionales de intervención, debido fundamentalmente a las grandes prestaciones mecánicas de estos nuevos materiales (mayores relaciones resistencia/peso y rigidez/peso), a su buen comportamiento frente a la corrosión y a su facilidad y rapidez de puesta en obra, además de no ser necesaria mano de obra especializada.

Adicionalmente a través de la propuesta se busca dar a conocer a los ingenieros el uso de este método con sus aplicaciones, ventajas, características, propiedades y comportamientos. Asimismo se busca comparar las resistencias a flexión por medio del uso del refuerzo con fibra de carbono versus una viga sin ningún refuerzo de fibra de carbono; para obtener a través del análisis del ensayo, números comparativos que reflejen las ventajas de la utilización de esta técnica y el comportamiento de una viga, a lo largo del ensayo.

6.4.- OBJETIVOS

6.4.1.- OBJETIVO GENERAL

Analizar y comparar el desempeño sísmico de una estructura de 5 pisos con la utilización de vigas sin refuerzo de fibras de carbono frente a la misma estructura de 5 pisos utilizando vigas con refuerzo de fibras de carbono.

6.4.2.- OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Elaboración de probetas sin refuerzo de fibra de carbono y con refuerzo de fibra de carbono.
- Ensayo a flexión de las probetas y posterior análisis de sus esfuerzos y deformaciones de las mismas.
- Simulación y análisis mediante un software especializado de una estructura de 5 pisos con la utilización de vigas sin refuerzo de fibras de carbono.
- Utilizando los resultados de resistencia obtenidos por el simulador en las vigas del edificio, aumentaremos la resistencia de estas con los resultados obtenidos en los ensayos de las vigas con fibra de carbono, y además realizaremos el análisis de la conexión viga-columna de acuerdo al código ACI 318-08.

6.5.- ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD

La propuesta se considera factible desde el punto de vista económico debido a que los gastos necesarios para llevarla a cabo no son más que aquellos que se requieran para la elaboración de las probetas, el ensayo de los mismos y el refuerzo de fibra de carbono fueron facilitados por la empresa “Setmix”.

Además es una propuesta sin precedentes en la Facultad y consecuentemente es técnicamente factible, pues se encontrara disponible en la biblioteca de la FICM para quienes se interesen por el tema y deseen estudiarlo; e inclusive servirá de apoyo para futuras investigaciones relacionadas.

6.6.- FUNDAMENTACIÓN

6.6.1.- MODELACIÓN EN UN SOFTWARE ESPECIALIZADO DE UNA EDIFICACIÓN

6.6.1.1.- PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

$f'c$ = Esfuerzo máximo de compresión del concreto

f_y = Límite de fluencia del acero

Códigos a aplicarse: ACI 318-08

 NEC 11-Enero 2013

Módulo de Poisson del hormigón: (ACI 318-08, artículo 8.5.1)

Se puede suponer el coeficiente igual a 0.2

Módulo de elasticidad del hormigón: (ACI 318-08, capítulo 8, artículo 8.5.1)

$$E_c = (W_c)^{1.5} * 0.043 * \sqrt{f'c} \quad (f'c \text{ en Mpa})$$

$$E_c = (W_c)^{1.5} * 0.14 * \sqrt{f'c} \quad (f'c \text{ en kg/cm}^2)$$

Dónde:

W_c = densidad (peso unitario) del concreto

Módulo de elasticidad del acero: (ACI 318-08, capítulo 8, artículo 8.5.2)

E_s = 200000 Mpa

E_s = 2000000 kg/cm²

6.6.1.2.- DEFINICIÓN DE SECCIONES DE VIGAS Y COLUMNAS

Recubrimientos de elementos de hormigón:

El recubrimiento es importante para lograr que se desarrolle adecuadamente la adherencia entre el refuerzo y el concreto, así como para proteger las varillas de la oxidación, de la abrasión y del fuego.

Los valores mínimos de recubrimientos están definidos por el ACI 318-08, capítulo 7, artículo 7.7.1.

Rigideces de elemento de hormigón:

De acuerdo al NEC 11, publicación Enero 2013, capítulo 2, artículo 2.7.1.2.1, “Para el caso de estructuras de hormigón armado, en el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales, de la siguiente manera: 0.5 I_g para vigas (considerando la contribución de las losas, cuando fuera aplicable) y 0.8 I_g para columnas, siendo I_g el valor de la inercia no agrietada de la sección transversal del elemento. Para muros estructurales, los valores de inercia agrietada tomarán el valor de 0.6 I_g y se aplicarán únicamente en los dos primeros pisos de la edificación (para estructuras sin subsuelos) o en los dos primeros pisos y en el primer subsuelo (para estructuras con subsuelos), pero en ningún caso se aplicarán en una altura menor que la longitud en planta del muro. Para el resto de pisos la inercia agrietada del muro estructural puede considerarse igual a la inercia no agrietada.”.

6.6.1.3.- CUANTIFICACIÓN DE CARGAS

Se puede definir las cargas según lo que manifiesta el código ACI 318-08, capítulo 8, artículos 8.11.2 y 8.11.5.2, de la siguiente manera:

PESOS DE BLOQUES POR UNIDAD		
h losa cm	h bloque cm	Carga/unidad kg/u
15	10	7
20	15	8
25	20	9

Fuente: Cuaderno Hormigón I Prof. Ing. Wilson Medina Tabla #4

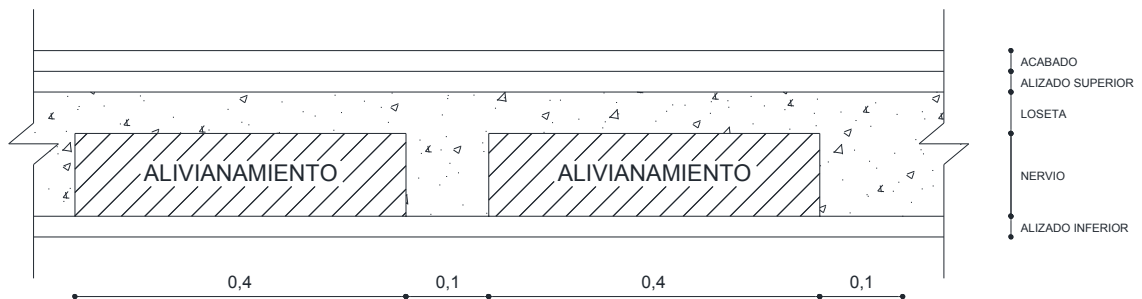


Gráfico #15

Elaborado: Egdo. Paúl Yauli

Modelo de Cálculo de la Carga muerta:

	Unidad	Altura	Espesor	Longitud	Peso Específico	Peso/m2
P.P. Loseta	-	-	-	-	-	-
P.P. Nervios	-	-	-	-	-	-
P.P. Alivianamientos	-	-	-	-	-	-
P.P. Alisado Sup. E Inf.	-	-	-	-	-	-
P.P. Acabados	-	-	-	-	-	-
CM=						kg/m2

Carga viva: (NEC 11-Enero 2013, capítulo 1, artículo 1.1.2.2, tabla 1.2)

Reducción CV: (NEC 11-Enero 2013, capítulo 1, artículo 1.1.3)

Carga de paredes:

Material	Peso específico	Espesor
	kg/m³	m
Pared de bloque	1600	0.15
Vidrio plano	2600	0.006

Fuente:
<http://es.scribd.com/doc/2607520/Pesos-especificos-de-materiales-de-construccion>

Tabla #5

Para calcular la Carga por Pared, se toma la pared tipo más crítica que se encuentra en la estructura y afecta a la losa.

$$CMP = \frac{PP * L}{\text{Area tributaria}}$$

Donde PP es el peso de la pared tipo

L es la longitud de la pared tipo

Área tributaria del tablero = b * h

6.6.1.4.- COMBINACIONES DE CARGA

De acuerdo al ACI 318-08, capítulo 9, artículo 9.2.1 “La resistencia requerida U debe ser por lo menos igual al efecto de las cargas mayoradas en las ecuaciones (9-1) a (9-7). Debe investigarse el efecto de una o más cargas que no actúan simultáneamente”.

$$U = 1.4 (D+F) \tag{9-1}$$

$$U = 1.2 (D+F+T) + 1.6(L+H) + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1.0L \text{ ó } 0.8W) \tag{9-2}$$

$$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1.0L \text{ ó } 0.8W) \tag{9-3}$$

$$U = 1.2D + 1.6W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) \tag{9-4}$$

$$U = 1.2 D + 1.0E + 1.0L + 0.2S \tag{9-5}$$

$$U = 0.9D + 1.6W + 1.6H \tag{9-6}$$

$$U = 0.9D + 1.0E + 1.6H \tag{9-7}$$

6.6.1.5.- ESPECTRO DE DISEÑO ELÁSTICO

Cortante Basal de Diseño “V”: (NEC 11-Enero 2013, capítulo 2, artículo 2.7.2.1)

$$V = \frac{I * S_a}{R * \phi_P * \phi_E} * W$$

Factor de importancia “I”: (NEC 11-Enero 2013, capítulo 2, artículo 2.6.4, tabla 2.9)

Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Factor
Edificaciones esenciales y/o peligrosas	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Fuente: NEC 11-Enero 2013 Tabla #6

Aceleración espectral correspondiente al espectro de respuesta elástica “S_a”:

(NEC 11-Enero 2013, capítulo 2, artículo 2.5.5.1)

$$S_a = \eta * Z * F_a \text{ para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta * Z * F_a * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \text{ para } T > T_c$$

Donde $r= 1.0$ para suelos A, B o C

$r= 1.5$ para suelos D o E

Periodo de vibración “T”: (NEC 11-Enero 2013, capítulo 2, artículo 2.7.2.2)

El periodo de vibración de la estructura, será estimado a partir del método 1.

$$T = C_t * h_n^\alpha$$

h_n = Altura del edificio

	C_t	α
Para estructuras de acero sin arriostramientos	0.072	0.8
Para estructuras de acero con arriostramientos	0.073	0.75
Para pórticos especiales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.047	0.9
Para pórticos especiales de hormigón armado con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.049	0.75

Fuente: NEC 11-Enero 2013 Tabla #7

Límite para el periodo de vibración “T_c”:

(NEC 11-Enero 2013, capítulo 2, artículo 2.5.5.1)

$$T_c = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

Tipo de perfiles de suelo: (NEC 11-Enero 2013, capítulo 2, artículo 2.5.4.5)

Coeficientes de amplificación dinámicas de perfiles de suelo “F_a, F_d, F_s”

(NEC 11-Enero 2013, capítulo 2, artículo 2.5.4.8, tabla 2.5, tabla 2.6 y tabla 2.7)

Tipo de suelo y Factores de sitio Fa

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D		1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E		1.8	1.5	1.39	1.26	1.14	0.97
F		ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

Fuente: NEC 11-Enero 2013 Tabla #8

Tipo de suelo y Factores de sitio Fd

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A		0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B		1	1	1	1	1	1
C		1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D		1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
E		2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F		ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

Fuente: NEC 2011-Enero 2013 Tabla #9

Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
	valor Z (Aceleración esperada en roca, 'g)	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C		1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D		1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E		1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F		ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota	ver nota

Fuente: NEC 11-Enero 2013 Tabla #10

Relación de amplificación espectral “ η ”:

(NEC 11-Enero 2013, capítulo 2, artículo 2.5.5.1)

$\eta = 1.8$ (Provincias de la Costa, excepto Esmeraldas), 2.48 (Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos), 2.6 (Provincias del Oriente)

Factor de zona “Z”:

(NEC 11-Enero 2013, capítulo 2, artículo 2.5.2.2, tabla 2.1 y tabla 2.2)

Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta

Fuente: NEC 11-Enero 2013 Tabla #11

Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z

POBLACIÓN	PARROQUIA	CANTÓN	PROVINCIA	Z
SANTA ROSA	SANTA ROSA	AMBATO	TUNGURAHUA	0.4
AMBATO	AMBATO	AMBATO	TUNGURAHUA	0.4
PELILEO GRANDE	PELILEO	SAN PEDRO DE PELILEO	TUNGURAHUA	0.4

Fuente: NEC 11-Enero 2013 Tabla #12

Factor de reducción de respuesta estructural “R”

(NEC 11-Enero 2013, capítulo 2, artículo 2.7.2.3, tabla 2.14)

Coefficiente de reducción de respuesta estructural R

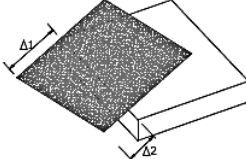
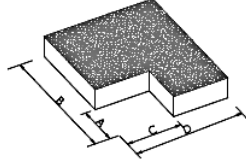
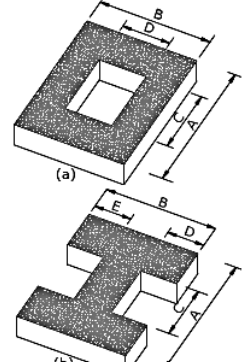
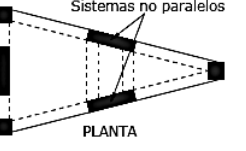
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras, sean de hormigón o acero laminado en caliente.	7
Pórticos de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	7
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	7
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	6
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	6
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	6
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	6
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5
Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R, Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	
Pórticos resistentes a momento	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en el capítulo 4, limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 4 metros.	3
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	3
Muros estructurales portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

Fuente: NEC 11-Enero 2013 Tabla #13

Factor de configuración estructural en planta “ ϕ_p ”:

(NEC 11-Enero 2013, capítulo 2, artículo 2.6.6, tabla 2.12)

Coefficientes de irregularidad en planta

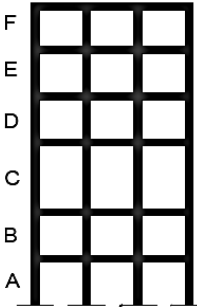
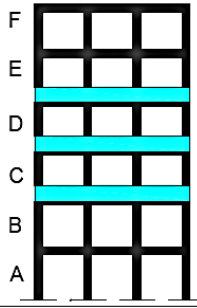
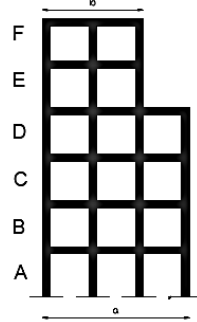
<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{PI}=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{PI}=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_{PI}=0.9$ a) $CxD > 0.5AxB$ b) $[Cx D + Cx E] > 0.5Ax B$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_{PI}=0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	 <p>Sistemas no paralelos PLANTA</p>

Fuente: NEC 11-Enero 2013 Tabla #14

Factor de configuración estructural en elevación “ ϕ_E ”:

(NEC 11-Enero 2013, capítulo 2, artículo 2.6.7, tabla 2.13)

Coefficientes de irregularidad en elevación

<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_E=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D Rigidez $< 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_E=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_E=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	

Fuente: NEC 11-Enero 2013 Tabla #15

6.6.1.6.- CENTRO DE MASAS

El centro de masas de cada planta del edificio debe ser ubicado, para así colocar en planta el punto donde se supone concentrado el corte sísmico que actuó en ese nivel.

El cálculo de la posición del centro de masas se puede realizar descomponiendo la planta en rectángulos, ubicando los centros de gravedad de cada uno respecto a los ejes X,Y.

6.6.2.- ELABORACIÓN Y ENSAYO DE VIGAS MUESTRAS

6.6.2.1.- ELABORACIÓN Y CURADO DE VIGAS

6.6.2.1.1.- Dimensiones de Probetas de Vigas

Según lo que dice la norma ASTM C31 “Práctica Normalizada para la Preparación y Curado en obra de las probetas para Ensayo del Hormigón” las probetas para determinar la resistencia a la flexión del hormigón deben ser vigas moldeadas y fraguadas en posición horizontal. La longitud debe ser por lo menos 2 pulg (50 mm) mayor que tres veces el alto en la posición de ensaye. La relación entre el ancho y el alto, en la posición en que se moldean, no debe exceder de 1.5. La viga estándar debe ser de 6 x 6 pulg (150 x 150 mm) en su sección transversal, y debe utilizarse para hormigón con árido grueso cuyo tamaño máximo nominal no exceda las 2 pulg (50 mm). Cuando el tamaño máximo nominal del árido grueso exceda las 2 pulg (50 mm), la menor dimensión de la sección transversal de la viga debe ser de por lo menos tres veces el tamaño máximo nominal de los áridos gruesos. A menos que las especificaciones del proyecto lo requieran, las vigas elaboradas en obra no deben tener un ancho o alto menor de 6 pulg (150 mm).

6.6.2.1.2.- Moldeo de Vigas

REQUISITOS MOLDEO POR APISONADO		
Tipo y tamaño de la probeta	Nº de capas de aprox. igual altura	Nº de golpes de pisón por capa
Vigas:		
Ancho, pulg (mm)		
6 (150) a 8 (200)	2	25
> 8 (200)	3 ó más de igual altura, cada una no debe exceder de 6 pulg (150mm)	25

Fuente: ASTM C31

Tabla #16

6.6.2.1.3.- Curado de Vigas

Según la norma ASTM C31, se debe curar las vigas de la misma forma que el hormigón de la estructura. Transcurridas 48 ± 4 h después del moldeo, se debe trasladar las probetas a su lugar de almacenamiento y desmolde. Se almacena las probetas representativas de las losas de pavimento colocándolas sobre el suelo, en la posición como fueron moldeadas, con su cara superior hacia arriba. Luego se cubre

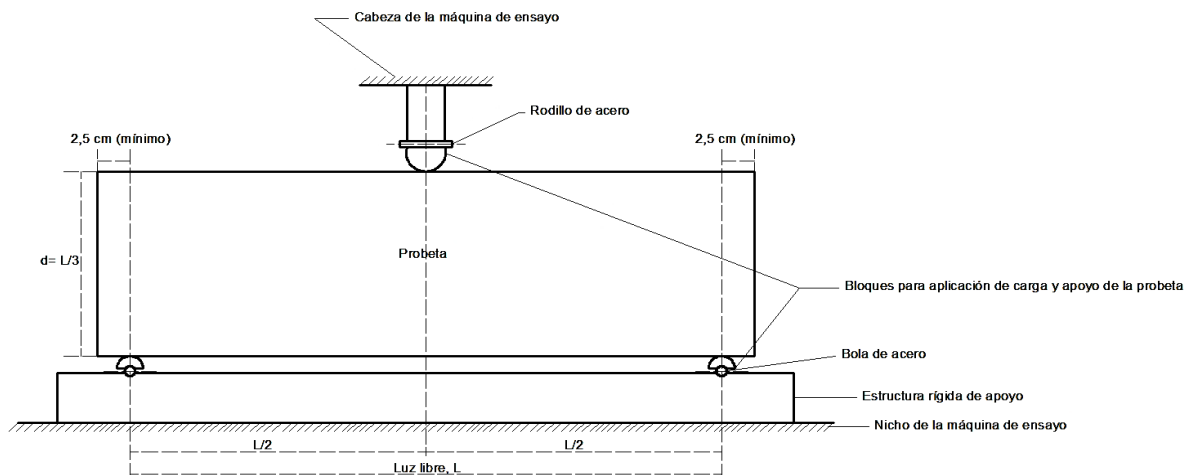
los lados y los extremos de las probetas con tierra o arena para mantenerse húmedo, dejando la cara superior expuesta al tratamiento de curado especificado. Se almacena las probetas representativas del hormigón de una estructura tan cerca como sea posible del elemento o elementos que representa, y se proporciona la misma protección contra la temperatura y humedad ambiente de las probetas en el lugar, expuestas a la intemperie al igual que la estructura. Al final del periodo de curado se deja las probetas en su lugar expuestas al medio ambiente en igual forma que las estructuras. A continuación se retira todas las probetas-viga almacenadas en obra y se las introduce en agua saturada con hidróxido de calcio, a una temperatura de 73 ± 3 °F (23 ± 2 °C) por un periodo de 24 ± 4 h previo a la hora de ensaye, para asegurar condiciones uniformes de humedad de probeta a probeta.

6.6.2.2.- ENSAYO A FLEXIÓN DE VIGAS

Para la presente investigación se va trabajar con la norma ASTM C293 “Determinar la Resistencia a la Flexión del concreto (Usando una viga con carga en el centro de la luz)”

Aparato para aplicar la carga:

El mecanismo por medio del cual se aplican las cargas estará compuesto de un bloque para la aplicación de la carga y dos bloques de apoyo de la probeta. Deben garantizar que todas las cargas sean aplicadas perpendicularmente a la cara de la probeta sin ninguna excentricidad, como muestra la figura:



Fuente: ASTM C293 – Pág.13 Gráfico #16

Cálculos:

Se calcula el módulo de rotura de la siguiente manera:

$$R = \frac{3 * P * l}{2 * b * d^2}$$

En donde:

R: Módulo de rotura (Mpa)

P: Carga máxima aplicada, según lo indique la máquina de ensayo (N)

l: Luz libre entre apoyos de la probeta (mm)

b: Ancho promedio de la probeta (mm)

d: Altura promedio de la probeta (mm)

6.6.3.- DISEÑO A FLEXIÓN DE VIGAS

6.6.3.1.- ESFUERZOS Y DEFORMACIONES³⁵

Si se tuviera una viga de hormigón armado de sección rectangular, sometida a flexión, y se quisiera analizar el comportamiento en una sección transversal específica (por ejemplo la sección más solicitada de la viga), una parte de esa sección transversal estará sometida a esfuerzos y deformaciones de compresión de magnitud variable, mientras que otra parte de la viga estará sometida a solicitaciones de tracción. La resistencia del hormigón a tracción puede considerarse nula pues luego de su fisuración esas tensiones desaparecen y son reemplazadas por tracciones en el acero de refuerzo.

Los códigos de diseño ACI y NEC establecen que cuando un elemento trabaja a flexión, el hormigón en la zona de compresión no debe sobrepasar de una deformación máxima unitaria (ϵ) de 0.003, (ACI 318-08, capítulo 10, artículo 10.2.3) lo que representa una posición conservadora para hormigones de hasta 420 Kg/cm² de resistencia característica (estos hormigones tienen deformaciones unitarias de rotura superiores a 0.003 según los ensayos de laboratorio), y una posición ajustada a los resultados experimentales para hormigones entre 420 Kg/cm² y 560 Kg/cm² de

³⁵ Fuente: Cuaderno Hormigón I Prof. Ing. Carlos de la Torre

mayor resistencia (en estos hormigones la deformación máxima es del orden de 0.003). Esa deformación máxima podría estar en exceso para hormigones de mayor resistencia, por lo que la especificación debe ser reformulada, mediante una base experimental y matemática, para estos hormigones.

Simultáneamente los códigos fijan en sus especificaciones que debe cumplirse que todo el acero de tracción debe superar el esfuerzo de fluencia (ϵ_y), en proporciones que dependen de que la estructura se ubique en zonas sísmicas o zonas no sísmicas.

Para esta investigación la cantidad de acero es pequeña, por lo tanto el bloque de compresión será pequeño y el eje neutro ascenderá.

6.6.3.2.- BLOQUE DE COMPRESIÓN DE WHITNEY³⁶

Los aspectos matemáticos del manejo de la curva esfuerzo-deformación del hormigón en la zona comprimida del hormigón sometido a flexión pueden ser complejos. El Dr. Whitney propuso la utilización de un bloque de compresión rectangular cuya área sea equivalente a la que queda bajo la curva real, y cuyo centro de gravedad coincida aproximadamente con el centro de gravedad de la curva real. La investigación del Dr. Whitney fue acogida por el ACI (ACI 318-08, capítulo 10, artículo 10.2.7).

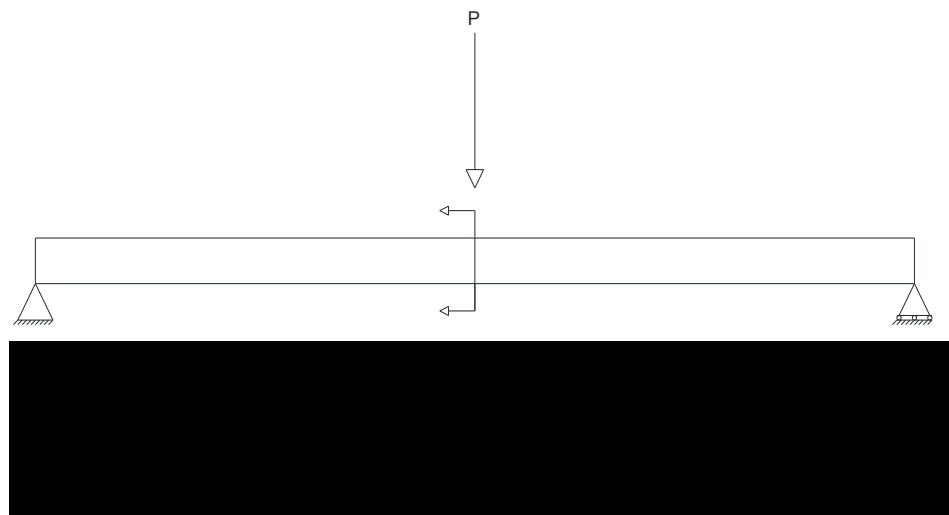


Gráfico #17

³⁶ Fuente: Cuaderno Hormigón I Prof. Ing. Carlos de la Torre

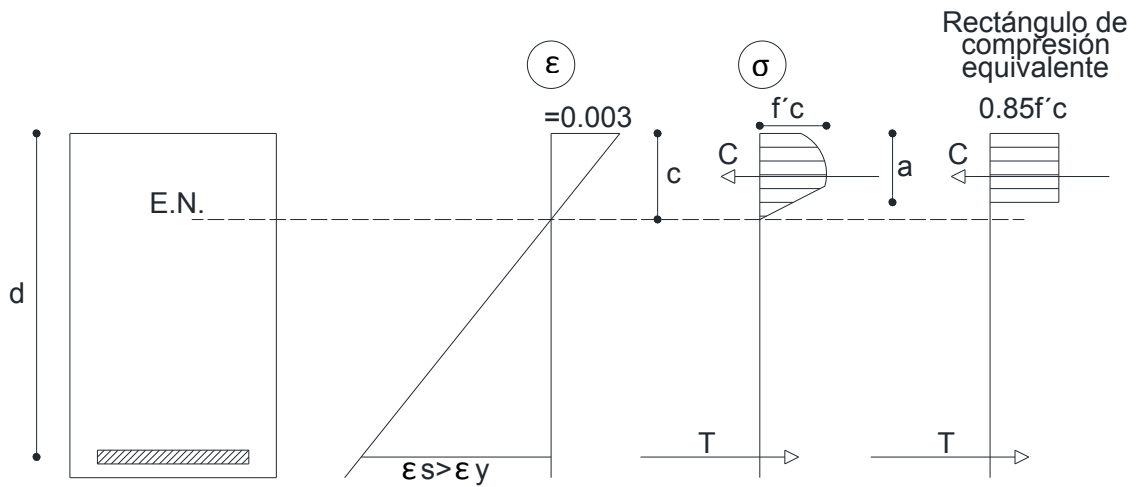


Gráfico #18

d = Peralte efectivo, es la distancia que va desde la fibra más comprimida hasta el centro de gravedad de los aceros de tensión

E.N. = Eje neutro

ϵ = Deformación máxima

ϵ_s = Deformación específica del acero

ϵ_y = Deformación de fluencia

σ = Esfuerzo máximo

c = Distancia desde el eje neutro hasta la distancia más comprimida

f'_c = Esfuerzo máximo de compresión del concreto

a = Profundidad o altura del bloque rectangular equivalente de Whitney

C = Fuerza resultante de los esfuerzos de compresión ubicada en el centro del rectángulo a $a/2$

T = Resultante de los esfuerzos de tensión³⁷

³⁷ Fuente: Cuaderno Hormigón I Prof. Ing. Carlos de la Torre

6.6.3.3.- ECUACIONES PARA LA OBTENCIÓN DEL MOMENTO ÚLTIMO DE UNA VIGA SIN REFUERZO DE FIBRA DE CARBONO³⁸

Atendiendo exclusivamente a la flexión, exige el conocimiento de los valores que adopta el momento flector en cada sección de la viga. Vamos, por tanto, a determinar los momentos flectores insistiendo especialmente en su valor máximo, en diversos casos isostáticos de sustentación y carga.

Como norma general, la determinación de momentos implica el conocimiento de todas las fuerzas que actúan sobre el sistema: en el caso que vamos a considerar se conocen directamente las cargas exteriores y hay que calcular las equilibrantes. Estas últimas, se hallarán imponiendo las condiciones del equilibrio estático.

En primer lugar se dibuja el diagrama de deformaciones unitarias, y el diagrama de esfuerzos y fuerzas que se espera que tenga la viga:

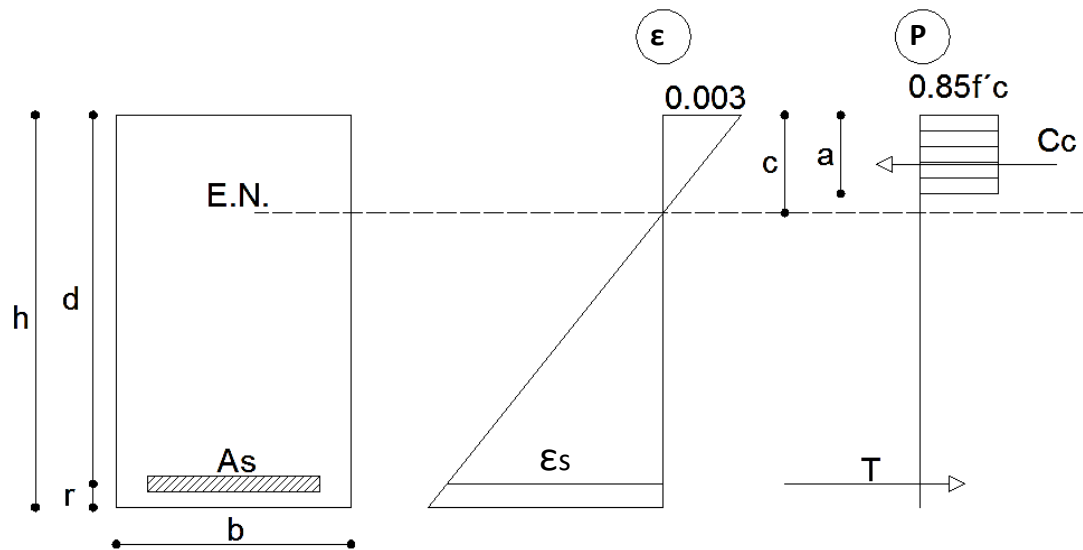


Gráfico #19

El diagrama de deformaciones unitarias se caracteriza por tener un valor de 0.003 en la fibra extrema de compresión del hormigón, conforme a los códigos.

El esfuerzo uniforme equivalente de compresión en el hormigón es “ $0.85 f'c$ ”.

³⁸ Fuente: *Temas de Hormigón Armado – Marcelo Romo Proaño*

La fuerza de tracción “T” es:³⁹

$$T = A_s * F_y$$

Dónde:

A_s = Área del acero

F_y = Límite de fluencia del acero

Por equilibrio de fuerzas horizontales la resultante de la compresión en el hormigón “ C_c ” es igual en magnitud a la fuerza de tracción del acero “T”.

$$C_c = T$$

La fuerza de compresión “ C_c ” también puede calcularse como el producto del esfuerzo uniforme por el área sobre la que se aplica ese esfuerzo.

$$C_c = (0.85 * f'_c) * b * a$$

Despejando la profundidad del bloque de Whitney “a”:

$$a = \frac{C_c}{(0.85 * f'_c) * b}$$

La relación entre la profundidad del bloque de Whitney “a” y la distancia desde el eje neutro hasta la distancia más comprimida “c” es:

$$a = \beta_1 * c$$

Donde β_1 = factor que relaciona la profundidad del bloque de Whitney con la profundidad del eje neutro.

³⁹ Fuente: *Temas de Hormigón Armado – Marcelo Romo Proaño*

Despejando la distancia desde el eje neutro hasta la distancia más comprimida “c” se tiene:

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

El valor del factor que relaciona la profundidad del bloque de Whitney con la profundidad del eje neutro “ β_1 ” se estima a partir de la siguiente tabla:

f'c (kg/cm²)	β_1
210	0.85
280	0.85
350	0.80
420	0.75
490	0.70
≥ 560	0.65

Fuente: ACI 318-05, Cap. 10, Artículo 10.2.7.3

Tabla #17

El peralte efectivo “d” es:⁴⁰

$$d = h - r$$

Dónde:

h= altura de la viga

r= recubrimiento de concreto

El momento flector nominal “ M_n ” es igual a la magnitud de la resultante de compresión o tracción “C” multiplicada por el brazo de palanca $(d - a/2)$.

$$M_n = T * \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

⁴⁰ Fuente: *Temas de Hormigón Armado – Marcelo Romo Proaño*

El momento flector resistente último “Mu” se obtiene al multiplicar el momento nominal “Mn” por el factor de reducción de capacidad “Ø”.⁴¹

$$M_u = \phi * M_n$$

El factor de reducción de resistencia “Ø” se basa de acuerdo al ACI 318-05, Capítulo 9, Artículo 9.3.2, que dice:

- Secciones controladas por tracción Ø= 0.90
- Secciones controladas por compresión
 - a) Elementos con refuerzo en espiral Ø= 0.75
 - b) Otros elementos reforzados Ø= 0.65

⁴¹ Fuente: *Temas de Hormigón Armado – Marcelo Romo Proaño*

6.6.3.4.- ECUACIONES PARA LA OBTENCIÓN DEL MOMENTO ÚLTIMO DE UNA VIGA CON REFUERZO DE FIBRA DE CARBONO⁴²

Para la obtención de las ecuaciones se sigue los pasos indicados en la guía de cálculo del ACI 440.2R-02, para una viga con un refuerzo a flexión con la adición de un refuerzo longitudinal de fibra de carbono CFRP en la cara traccionada de la viga. El refuerzo mediante CFRP proporcionará un incremento en la resistencia a flexión. Se ha documentado que el incremento, teniendo en cuenta factores como la ductilidad y límites de la capacidad de servicio, será de entre el 5 y 40%.

En primer lugar se dibuja el diagrama de deformaciones unitarias, y el diagrama de esfuerzos y fuerzas que se espera que tenga la viga:

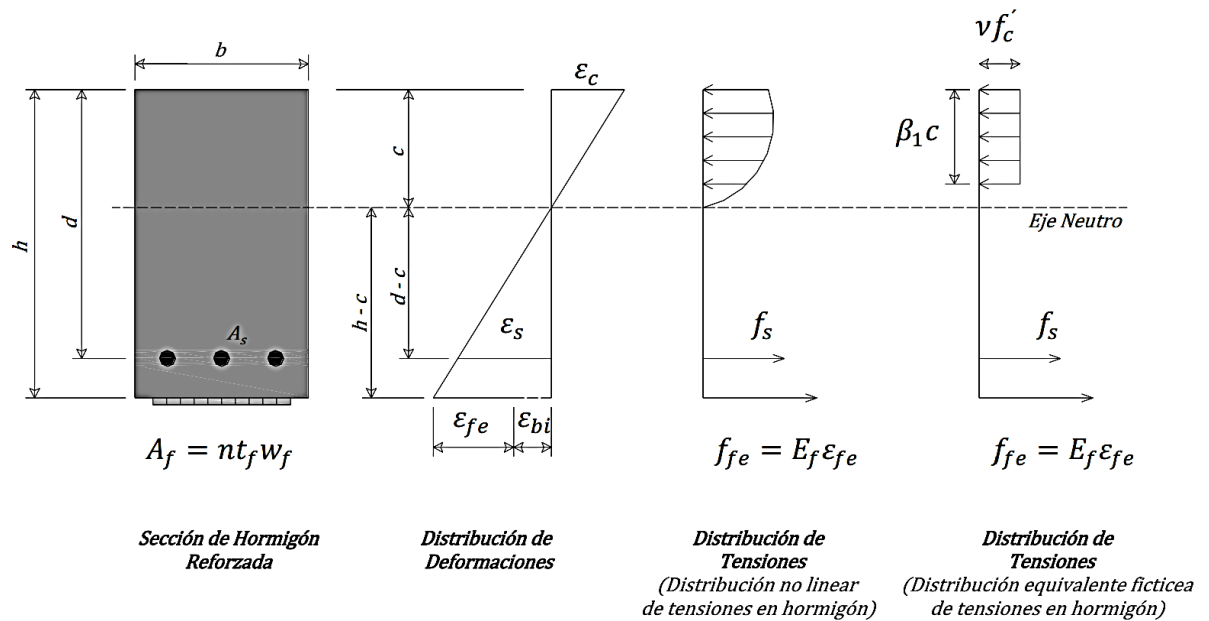


Gráfico #20

A continuación se procede con la guía de cálculo que consta de 11 pasos:

Paso 1: Cálculo de las propiedades del sistema de refuerzo CFRP de diseño.

$$f_{fu} = C_E * f_{fu}^*$$

$$\epsilon_{fu} = C_E * \epsilon_{fu}^*$$

⁴² Fuente: ACI 440.2R-02, Capítulo 14

Dónde:

C_E = Coeficiente reductor de ambiente de la fibra de carbono

f_{fu}^* = Resistencia última a tracción de la fibra de carbono

ϵ_{fu}^* = Deformación de rotura de la fibra de carbono

E_f = Módulo de elasticidad de la fibra de carbono

Coefficiente Reductor de Ambiente		
Condiciones de exposición	Tipo de fibra y resina	Coefficiente reductor CE
Exposición interior	Carbono/Epoxi	0.95
	Vidrio/Epoxi	0.75
	Aramida/Epoxi	0.85
Exposición exterior (puentes, muelles y garajes abiertos)	Carbono/Epoxi	0.85
	Vidrio/Epoxi	0.65
	Aramida/Epoxi	0.75
Exposición agresivo (plantas químicas y plantas de tratamiento de aguas residuales)	Carbono/Epoxi	0.85
	Vidrio/Epoxi	0.50
	Aramida/Epoxi	0.70

Tabla #18

Paso 2: Cálculos preliminares.⁴³

Propiedades del hormigón

El valor del factor que relaciona la profundidad del bloque de Whitney con la profundidad del eje neutro “ β_1 ” se estima a partir de la tabla #4.

El módulo de elasticidad del hormigón “ E_c ” es:

$$E_c = 15100 * \sqrt{f'_c}$$

⁴³ Fuente: ACI 440.2R-02, Capítulo 14

Propiedades del acero “ ρ_s ”

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

Dónde:

A_s = Área del acero

b = Base de la viga

d = Peralte efectivo

Propiedades del CFRP “ ρ_f ”

$$A_f = n * t_f * w_f$$

$$\rho_f = \frac{A_f}{b * d}$$

Dónde:

A_f = Área de la fibra de carbono

n = Número de laminados de fibra de carbono

t_f = Espesor de la lámina de fibra de carbono

w_f = Ancho de la lámina de fibra de carbono

Paso 3: Se determina el estado de deformación existente en la cara traccionada de la viga “ ϵ_{bi} ”. La deformación existente se calcula asumiendo que la cara traccionada está fisurada y que las únicas cargas que actúan en el momento de la instalación del refuerzo son las permanentes.⁴⁴

$$\epsilon_{bi} = \frac{M_{DL}(h - (kd))}{I_{cr} * E_c}$$

⁴⁴ Fuente: ACI 440.2R-02, Capítulo 14

Dónde:

M_{DL} = Momento de cargas mayoradas

h = Altura de la viga

kd = Altura de la sección fisurada de la viga

I_{cr} = Momento de inercia de una viga fisurada

Sección de una viga fisurada:⁴⁵

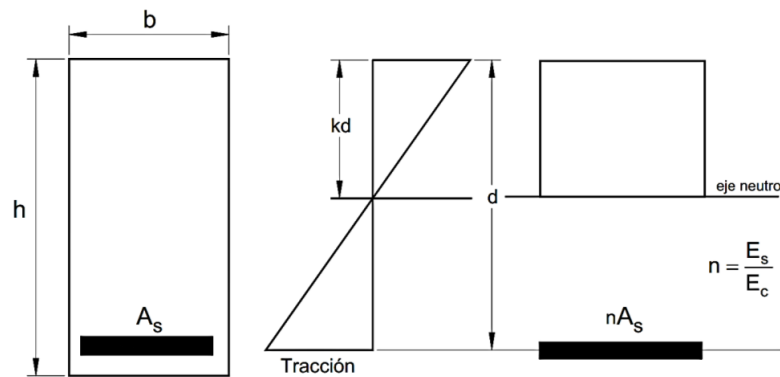


Gráfico #21

De donde se obtienen las ecuaciones:

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$B = \frac{b}{n * A_s}$$

$$kd = \frac{\sqrt{(2 * B * d) + 1} - 1}{B}$$

$$I_{cr} = \frac{b * (kd)^3}{3} + n * A_s * (d - kd)^2$$

Dónde:

E_s = Módulo de elasticidad del acero

⁴⁵ Fuente: ACI 440.2R-02, Capítulo 14

Paso 4: Se determina el coeficiente de dependencia del adhesivo “ K_m ” del sistema CFRP. El coeficiente de dependencia del adhesivo para flexión “ k_m ” se calcula en función del valor resultante de comparar: ⁴⁶

$$k_m = \begin{cases} \frac{1}{60\varepsilon_{fu}} \left(1 - \frac{nE_f t_f}{360,000} \right) \leq 0.90 & \text{for } nE_f t_f \leq 180,000 \\ \frac{1}{60\varepsilon_{fu}} \left(\frac{90,000}{nE_f t_f} \right) \leq 0.90 & \text{for } nE_f t_f > 180,000 \end{cases}$$

El término “ k_m ” es un factor no mayor de 0.90 que debe multiplicarse por la tensión de rotura del laminado FRP hasta alcanzar la limitación de tensión para evitar el despegue. El número de laminados “ n ” utilizados en esta ecuación corresponde a los que se aplicarán en el refuerzo a flexión en el punto donde se calcula el momento.

Paso 5: Se estima la profundidad del eje neutro “ c ”. El valor final se ajusta después de comprobar el equilibrio:

$$c = 0.20 * d$$

Paso 6: Se obtiene el nivel eficaz de deformación en el refuerzo “ ε_{fe} ”:

$$\varepsilon_{fe} = 0.003 * \left(\frac{h - c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq k_m * \varepsilon_{fu}$$

Destacar que para la profundidad del eje neutro seleccionada, el aplastamiento del hormigón sería el modo de fallo porque la primera ecuación controla. Si la segunda (límite) expresión gobierna, entonces el fallo del FRP sería el modo de fallo.

Paso 7: Cálculo de la deformación en el armado existente “ ε_s ”.

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

⁴⁶ Fuente: ACI 440.2R-02, Capítulo 14

Paso 8: Cálculo del nivel de tensión en el acero “ f_s ” y en el refuerzo CFRP “ f_{fe} ”.

Acero

$$f_s = E_s * \varepsilon_s \leq f_y$$

CFRP

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

Paso 9: Cálculo de las fuerzas internas resultantes “ c ” y chequeo del equilibrio:

$$c = \frac{(A_s * f_s) + (A_f * f_{fe})}{\gamma * f'_c * \beta_1 * b}$$

Donde $\beta_1 = \gamma$

Paso 10: Ajustar el valor de la profundidad del eje neutro “ c ” para cumplir el equilibrio de fuerzas. Debemos repetir los pasos desde el 6 hasta el 9 varias veces con diferentes valores de profundidad del eje neutro “ c ” hasta alcanzar el equilibrio.⁴⁷

Paso 11: Cálculo de la resistencia a flexión de diseño de la sección “ M_n ”:

$$M_n = A_s * f_s * \left(d - \frac{\beta_1 * c}{2} \right) + \Psi * A_f * f_{fe} * \left(h - \frac{\beta_1 * c}{2} \right)$$

Dónde:

Ψ = Coeficiente reductor adicional de resistencia a flexión

Momento último “ M_u ”:

$$M_u = \phi * M_n$$

⁴⁷ ACI 440.2R-02, Capítulo 14

6.6.3.5.- ANÁLISIS DE LA CONEXIÓN VIGA-COLUMNA DE ACUERDO AL CÓDIGO ACI 318-08⁴⁸

El diseño de las conexiones viga- columna es considerado el aspecto más crítico dentro del diseño de un edificio de hormigón armado situado en zonas de alto riesgo sísmico, sobre todo en aquellas estructuras que carecen de diafragmas u elementos similares capaces de disipar la fuerza sísmica.

En las estructuras aporricadas de concreto reforzado los nodos viga – columna deben garantizar el cabal desempeño global ante las solicitaciones a las que sean sometidas.

Deben asegurar la continuidad de la estructura, lo que se traduce fundamentalmente en estar capacitados para resistir tensiones de origen gravitacional, eólico, sísmico y de cualquier otra índole y transmitir estas mismas tensiones adecuadamente de la losa a las vigas, de vigas a columnas, y de columnas hasta la infraestructura o sistema de fundación.

La ocurrencia de sismos recientes evidenció que muchas de las estructuras que colapsaron durante estos eventos lo hicieron por problemas constructivos o por deficiencias en el detallado de los nodos viga-columna.

El deterioro de la rigidez en los nodos viga–columna conducen a grandes desplazamientos en la estructura impiden que se desarrollen mecanismos de disipación de energía, poniendo en peligro la integridad de la misma.

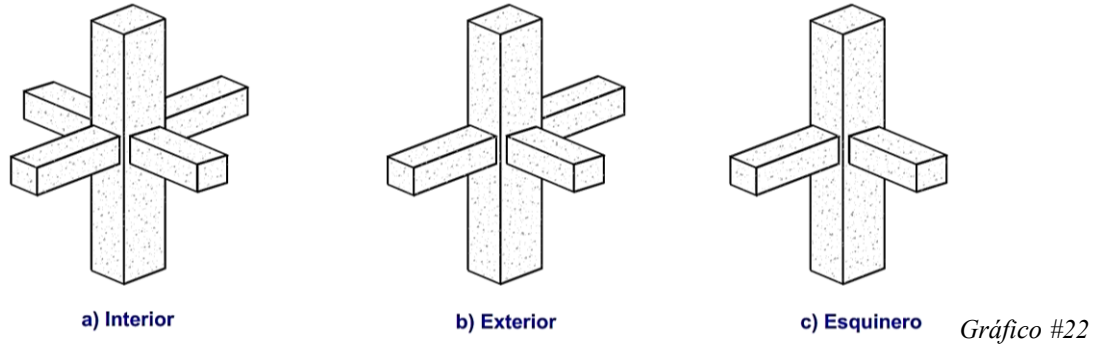
En estructuras no colapsadas pero que presentaban fallas en los nodos, éstas son muy difíciles de reparar, lo que en la práctica podría considerarse equivalente al colapso, en las siguientes imágenes se presentan algunos ejemplos reales de fallas en los nodos.

6.6.3.5.1.- TIPOS DE CONEXIONES

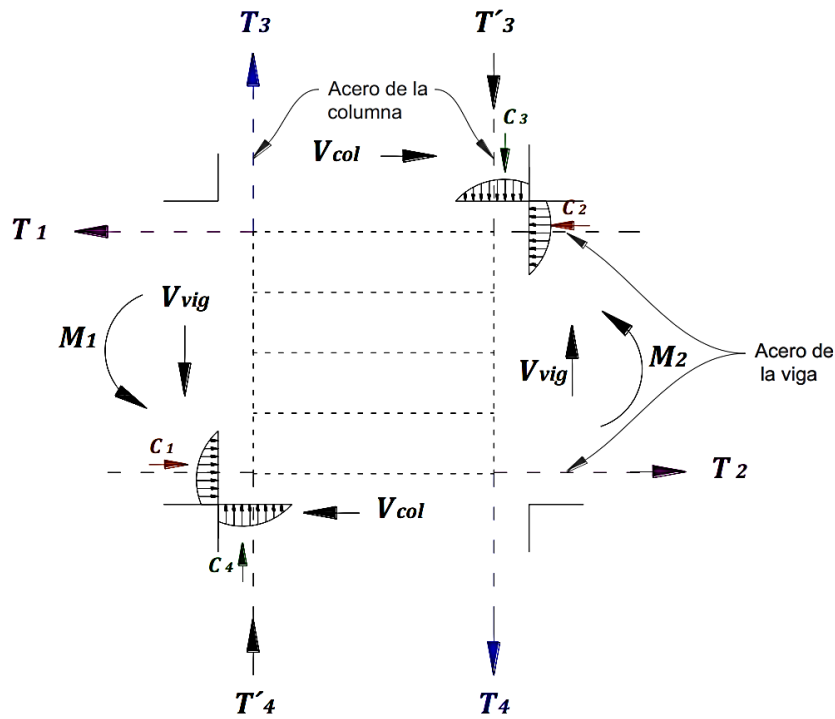
Existe una gran variedad de tipos de nudos, interiores, exteriores, esquineros, exteriores con voladizo, interiores con solo dos vigas que llegan al nudo, los que tengan losa monolíticamente construida, nudos de cubierta, de entrepiso.

⁴⁸ Fuente: *Análisis de conexiones viga- columna*, Roberto Aguiar

Para el desarrollo de este artículo y por las investigaciones del ACI se considera únicamente nudos interiores, exteriores y esquineros de entrepiso, de concreto de peso normal.⁴⁹



6.6.3.5.2.- FUERZAS EN EL NUDO



En la figura anterior se presenta las fuerzas externas que actúan en el nudo, principio de diseño del puntal establecido por el ACI.

⁴⁹ Fuente: *Análisis de conexiones viga- columna*, Roberto Aguiar

6.6.3.5.3.- CONTROL EN LA CONEXIÓN VIGA-COLUMNA⁵⁰

Una de las causas de falla en una estructura de concreto reforzado es la atención inadecuada que se le presta al detallado del refuerzo. Cuando esto sucede el problema se puede localizar en las conexiones de los elementos estructurales principales como son las columnas y las vigas.

Hay que recordar que uno de los requisitos esenciales que hay que cuidar para lograr una transferencia efectiva de las fuerzas que están actuando en una estructura de concreto armado, es una exigente especificación y completa ejecución del detalle del refuerzo en los planos de ingeniería. Este detalle debe incluir la configuración de los nudos, dobleces, puntos de corte, etc. para las barras principales, y otras indicaciones para el refuerzo suplementario que en este caso es la fibra de carbono.

En el caso del nudo, este debe ser capaz de soportar las combinaciones de fuerzas a las cuales estará sometido durante los efectos de un sismo para que así sean transmitidas a través del nudo a los correspondientes elementos de soporte, garantizando de esta manera la estabilidad e integridad de la estructura.

Entonces como se comprenderá, el diseño, el detallado y la ejecución en obra al realizar un nudo merecen una especial atención, sobre todo en nuestro país que cuenta con significativa actividad sísmica.

Según el código ACI 318S-08, Capítulo 21, Artículo 21.6.2.2, menciona que se tiene que cumplir la siguiente condición:

$$\Sigma M_n \text{columna} \geq \Sigma 1.2 M_n \text{viga}$$

Las resistencias a la flexión deben sumarse de tal manera que los momentos de la columna se opongan a los momentos de la viga.

⁵⁰ Fuente: *Análisis de conexiones viga- columna*, Roberto Aguiar

6.7.- METODOLOGÍA MODELO OPERATIVO

6.7.1.- ELABORACIÓN, REFORZAMIENTO Y ENSAYOS EN LABORATORIO DE LAS VIGAS

6.7.1.1.- ELABORACIÓN DE VIGAS

Para la presente investigación se elaborara 6 vigas de Hormigón Armado normalizadas por el ASTM C31, de las cuales 3 no llevaran ningún reforzamiento de fibra de carbono y 3 tendrán reforzamiento de fibra de carbono en la cara inferior de la viga.

Datos:

$l = 50 \text{ cm}$

$b = 15 \text{ cm}$

$h = 15 \text{ cm}$

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$r = 3 \text{ cm}$

$A_s = 2\text{Ø}10 \text{ mm}$

Elaboración de probetas en forma de vigas:

Como no se dispone de encofrados metálicos se procede a la elaboración de los mismos, con la utilización de tablas triplex de 2.5 cm de espesor.



Foto #1

Fundición de vigas:

Se procede a fundir las vigas con dosificaciones realizadas en laboratorio y en el mismo día para obtener un hormigón de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.



Foto #2

Según la norma ASTM C31 recomienda que para el llenado de las probetas si se las van a realizar con apisonador se la debe realizar en 2 capas de igual altura con 25 golpes en cada capa.



Foto #3

Desencofrado de vigas:

Luego de 48 horas de haber fundido las vigas y haber sido almacenadas en un ambiente húmedo, se procede al desencofrado.



Foto #4

Curado de las vigas:

Para obtener los más óptimos resultados en las vigas estas son introducidas en agua con cal como lo recomienda la norma ASTM C31.



Foto #5

6.7.1.2.- REFORZAMIENTO DE VIGAS CON FIBRA DE CARBONO

Para la investigación se utilizará fibra de carbono marca CARBOWRAP 600 de Setmix que está conformado por el tejido de refuerzo VCF-1800 de fibra de carbono unidireccional de alta resistencia y por el sistema epóxico Epofix 300; los cual tienen las siguientes propiedades:

PROPIEDADES DE LA FIBRA EN SECO	
Resistencia a Tensión	550.000 psi 3.79 GPa 38750 kg/cm ²
Módulo de Tensión	33.4x10E5 psi 230 GPa
Elongación a la rotura	1.60%
Densidad	1.76 g/cm ³
Peso por m ²	600 grs
Resistencia última a tensión	1290 kg/cm de ancho del refuerzo VCF-1800
PROPIEDADES DEL SISTEMA EPÓXICO	
Resistencia a Tensión	72.4 MPa 10.500 psi
Módulo de Tensión	3.18 GPa 461.000 psi
Porcentaje de elongación	5
Resistencia a flexión	123.4 MPa 17.900 psi
Módulo de flexión	3.12 GPa 452.000 psi

Fuente: Hoja Técnica Fibra de Carbono Empresa Setmix

Tabla #19

Faltando 48 horas para cumplirse los 28 días de curado, se procede al reforzamiento de las vigas con fibra de carbono.

Se debe preparar las superficies de las vigas, limpiándolas, lijándolas y boleando todos sus filos para que no corten la fibra:



Foto #6



Foto #7

La viga debe quedar sin ninguna imperfección:



Foto #8

Se coloca en las vigas un Primer, que es un imprimante usado en hormigón como base para sistemas finales que en este caso va a ser la fibra de carbono:



Foto #9

Se corta la fibra de carbono con las dimensiones necesarias:

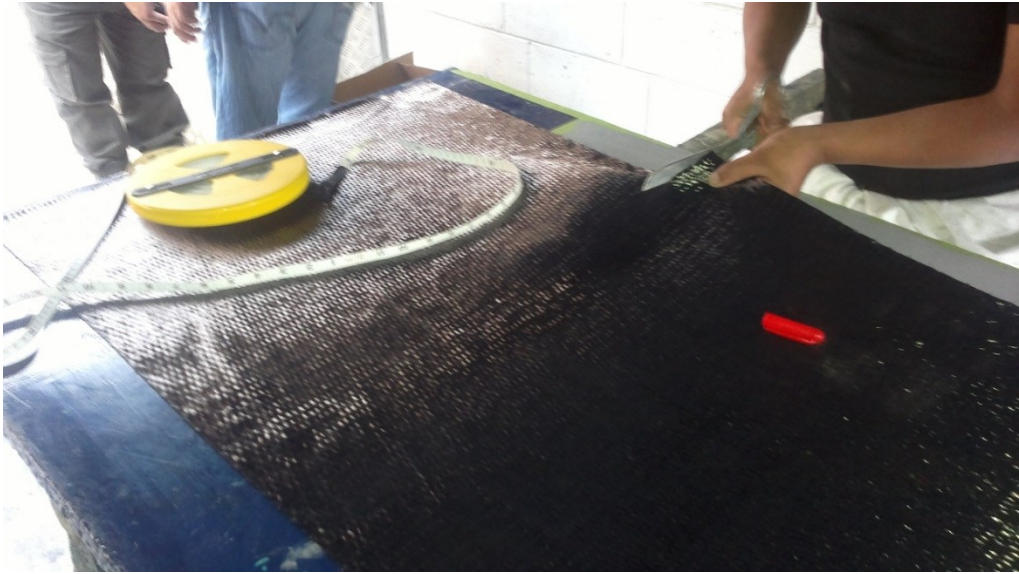


Foto #10

Se satura la fibra de carbono VCF-1800 con el Epofix 300:



Foto #11

Una vez saturado se coloca en las vigas:



Foto #12

Quedando las vigas con refuerzo en la parte inferior de la viga así:



Foto #13

6.7.2. - ENSAYOS Y RESULTADOS DE VIGAS A FLEXIÓN

6.7.2.1.-VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO SIN REFUERZO DE FIBRA DE CARBONO

ENSAYO MUESTRA #1

VIGA DE HORMIGÓN ARMADO SIN REFUERZO DE FIBRA DE CARBONO MUESTRA # 1	
CARGA	DEFORMACIÓN
kg	mm
0.00	0.000
50.21	0.081
99.89	1.024
149.90	1.192
199.80	1.304
250.80	1.385
299.40	1.446
349.90	1.499
399.90	1.542
450.10	1.586
500.10	1.626
549.30	1.661
599.90	1.695
650.30	1.730
699.80	1.759
749.70	1.789
799.30	1.818
851.30	1.848
900.40	1.879
951.60	1.909
988.55	1.943

Tabla # 20



Foto #14

Elaborado por: Egdo. Paul Yauli

VIGA DE HORMIGÓN ARMADO SIN REFUERZO DE FIBRA DE CARBONO MUESTRA # 1

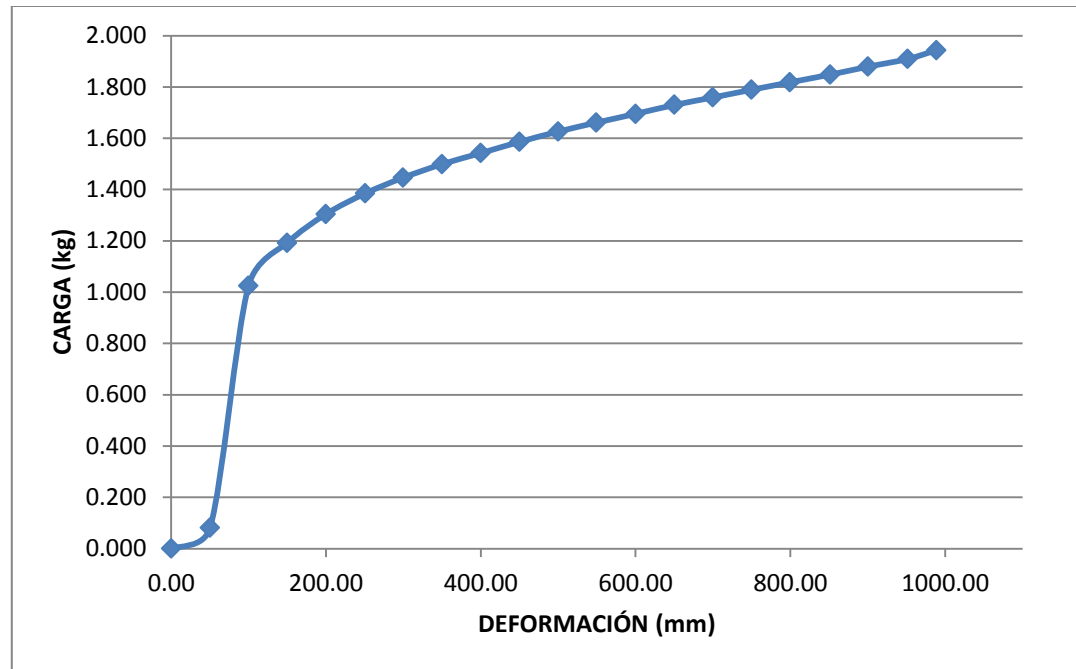


Gráfico #24

Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli

Interpretación:

La viga de hormigón armado “muestra #1” ensayada a flexión soporto una carga máxima de 988.55 kg con una deformación de 1.943 mm.

ENSAYO MUESTRA #2

VIGA DE HORMIGÓN ARMADO SIN REFUERZO DE FIBRA DE CARBONO MUESTRA # 2	
CARGA kg	DEFORMACIÓN mm
0.00	0.000
50.19	0.419
99.96	0.580
150.00	1.669
200.40	2.080
250.70	2.214
299.50	2.314
349.60	2.404
399.40	2.475
450.70	2.537
499.50	2.589
548.90	2.632
598.30	2.671
651.70	2.709
699.50	2.743
750.40	2.774
797.90	2.803
848.80	2.832
899.30	2.860
947.30	2.886
1001.00	2.914
1051.00	2.941
1101.00	2.966
1152.00	2.993
1202.00	3.018
1253.00	3.045
1303.00	3.069
1352.00	3.097
1401.00	3.125

Tabla # 21

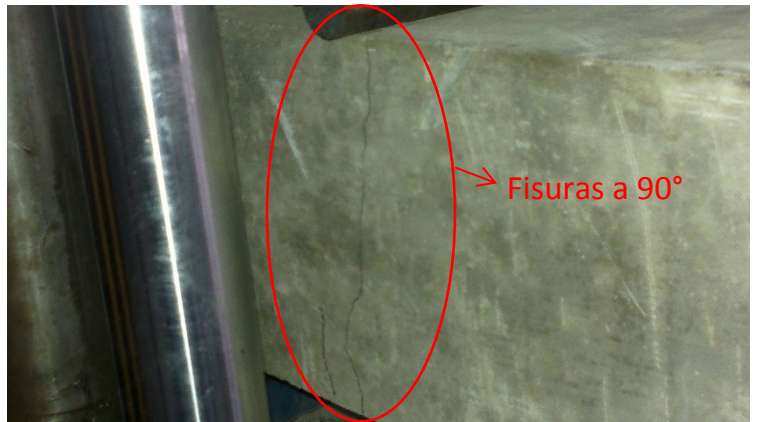


Foto #15

Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli

VIGA DE HORMIGÓN ARMADO SIN REFUERZO DE FIBRA DE CARBONO MUESTRA # 2

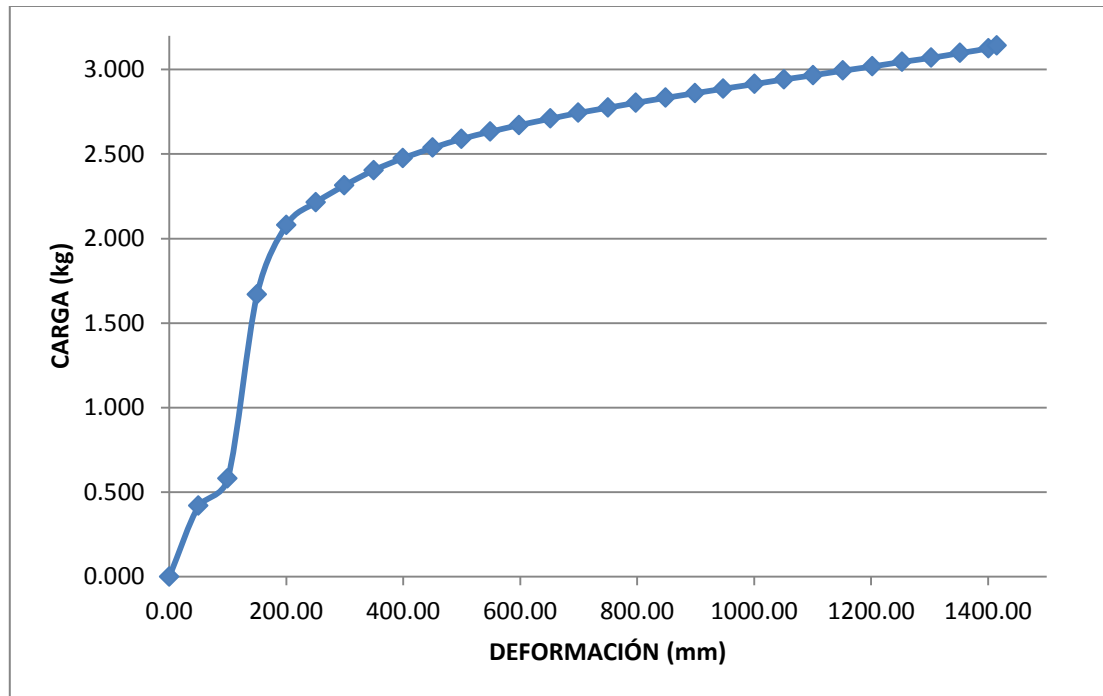


Gráfico #25

Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli

Interpretación:

La viga de hormigón armado “muestra #2” ensayada a flexión soportó una carga máxima de 1414.87 kg con una deformación de 3.142 mm.

ENSAYO MUESTRA #3

VIGA DE HORMIGÓN ARMADO SIN REFUERZO DE FIBRA DE CARBONO MUESTRA # 3	
CARGA kg	DEFORMACIÓN mm
0.00	0.000
49.99	0.258
100.20	0.377
150.10	1.542
200.30	1.756
249.70	1.858
300.30	1.938
350.10	1.995
399.00	2.036
450.90	2.070
499.60	2.099
547.90	2.127
598.00	2.155
650.30	2.185
700.10	2.208
751.80	2.235
799.80	2.256
849.50	2.279
898.70	2.301
950.10	2.325
1000.00	2.348
1051.00	2.370
1101.00	2.394
1151.00	2.419
1160.97	2.432

Tabla #22



Foto #16

Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli

VIGA DE HORMIGÓN ARMADO SIN REFUERZO DE FIBRA DE CARBONO MUESTRA # 3

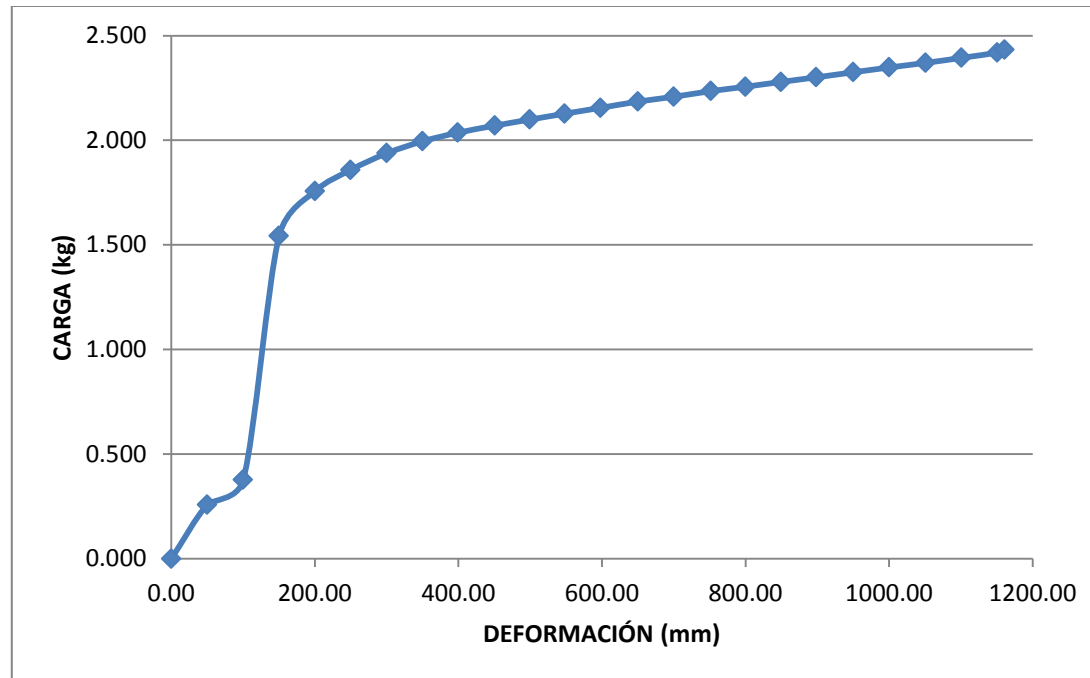


Gráfico #26

Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli

Interpretación:

La viga de hormigón armado “muestra #3” ensayada a flexión soportó una carga máxima de 1160.97 kg con una deformación de 2.432 mm.

RESULTADOS DE LAS VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO SIN REFUERZO DE FIBRA DE CARBONO					
MUESTRA # 1		MUESTRA # 2		MUESTRA # 3	
CARGA	DEFORMACIÓN	CARGA	DEFORMACIÓN	CARGA	DEFORMACIÓN
kg	mm	kg	mm	kg	mm
0.00	0.000	0.00	0.000	0.00	0.000
50.21	0.081	50.19	0.419	49.99	0.258
99.89	1.024	99.96	0.580	100.20	0.377
149.90	1.192	150.00	1.669	150.10	1.542
199.80	1.304	200.40	2.080	200.30	1.756
250.80	1.385	250.70	2.214	249.70	1.858
299.40	1.446	299.50	2.314	300.30	1.938
349.90	1.499	349.60	2.404	350.10	1.995
399.90	1.542	399.40	2.475	399.00	2.036
450.10	1.586	450.70	2.537	450.90	2.070
500.10	1.626	499.50	2.589	499.60	2.099
549.30	1.661	548.90	2.632	547.90	2.127
599.90	1.695	598.30	2.671	598.00	2.155
650.30	1.730	651.70	2.709	650.30	2.185
699.80	1.759	699.50	2.743	700.10	2.208
749.70	1.789	750.40	2.774	751.80	2.235
799.30	1.818	797.90	2.803	799.80	2.256
851.30	1.848	848.80	2.832	849.50	2.279
900.40	1.879	899.30	2.860	898.70	2.301
951.60	1.909	947.30	2.886	950.10	2.325
988.55	1.943	1001.00	2.914	1000.00	2.348
-	-	1051.00	2.941	1051.00	2.370
-	-	1101.00	2.966	1101.00	2.394
-	-	1152.00	2.993	1151.00	2.419
-	-	1202.00	3.018	1160.97	2.432
-	-	1253.00	3.045	-	-
-	-	1303.00	3.069	-	-
-	-	1352.00	3.097	-	-
-	-	1401.00	3.125	-	-
-	-	1414.87	3.142	-	-

Tabla #23

Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli

VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO SIN REFUERZO DE FIBRA DE CARBONO

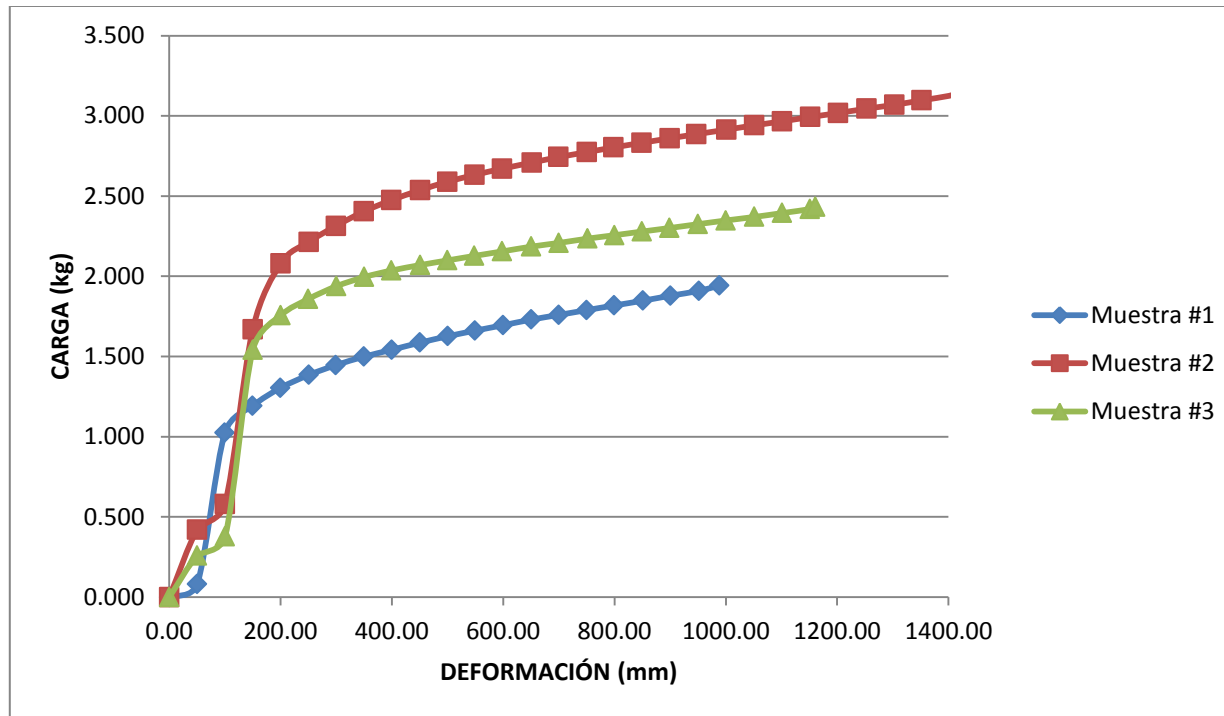


Gráfico #27

Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli

Interpretación:

Las vigas de hormigón armado ensayadas a flexión soportaron cargas máximas dentro de un rango de 1000 kg y 1400 kg.

VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO SIN REFUERZO DE FIBRA DE CARBONO				
Muestra No.	Carga Máx. P máx. (kg)	Carga Máx. P máx. (N)	Deflexión (mm)	Módulo de Rotura (Mpa)
1	988.55	9697.68	1.943	1.9
2	1414.87	13879.87	3.142	2.8
3	1160.97	11389.12	2.432	2.3
Prom.	1188.13	11655.56	2.506	2.3

Tabla #24

Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli



Foto #17

Interpretación:

Al tener los resultados de las 3 muestras correspondientes a las vigas de hormigón armado sin refuerzo de fibra de carbono ensayadas a flexión, se saca un promedio para tener una aproximación de la carga máxima que soporta este tipo de viga el cual es de 1188.13 kg con una deformación de 2.506 mm.

6.7.2.2.- VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO CON REFUERZO DE FIBRA DE CARBONO EN LA CARA INFERIOR

ENSAYO MUESTRA #1

VIGA DE HORMIGÓN ARMADO CON REFUERZO DE FIBRA DE CARBONO EN LA CARA INFERIOR MUESTRA # 1	
CARGA	DEFORMACIÓN
kg	mm
0.00	0.000
100.50	0.856
200.50	2.191
300.20	2.351
398.40	2.464
501.90	2.565
598.20	2.649
703.40	2.733
802.80	2.811
899.40	2.884
1001.00	2.963
1100.00	3.036
1204.00	3.109
1295.00	3.159
1396.00	3.214
1500.00	3.270
1599.00	3.327
1699.00	3.383
1804.00	3.445
1899.00	3.508
2000.00	3.572
2102.00	3.641
2201.00	3.710
2302.00	3.787
2399.00	3.876
2502.00	3.962
2598.00	4.050
2700.00	4.133
2798.00	4.220
2901.00	4.308
2999.00	4.403
3103.00	4.510
3200.00	4.629
3302.00	4.796
3353.90	4.983

Tabla #25
Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli



Foto #18

VIGA DE HORMIGÓN ARMADO CON REFUERZO DE FIBRA DE CARBONO EN LA CARA INFERIOR

MUESTRA # 1

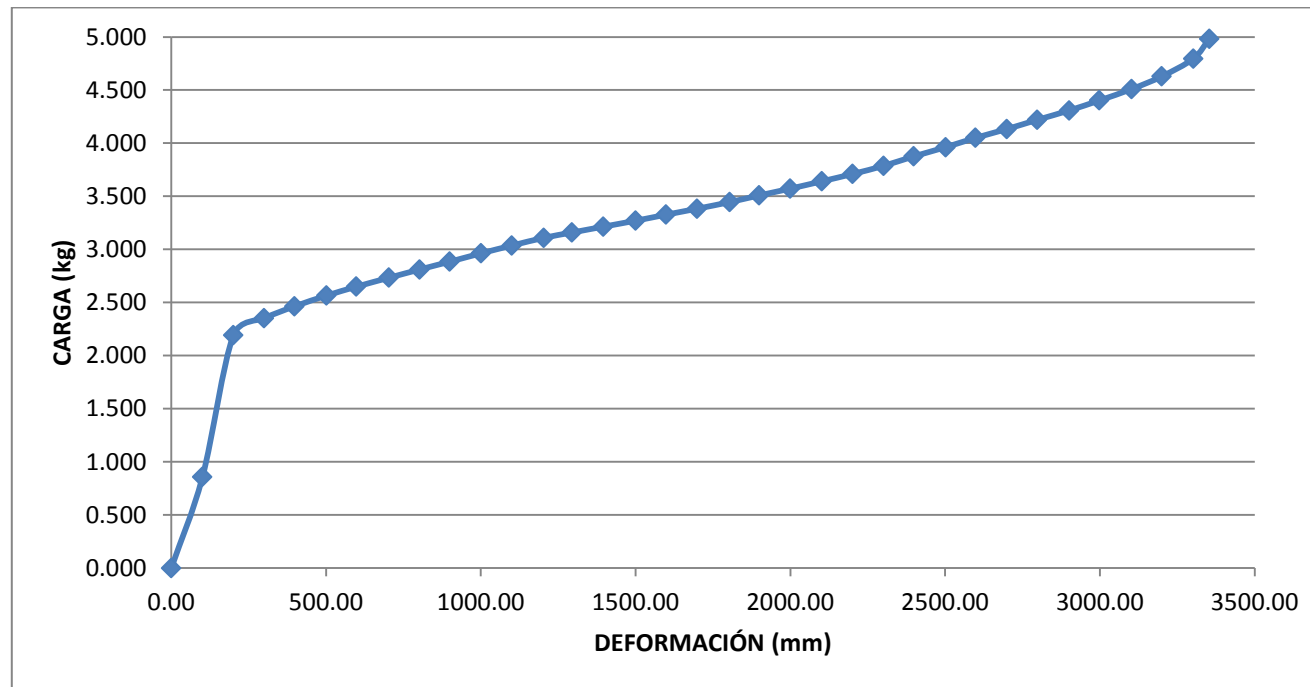


Gráfico #28

Elaborado por: Egdo. Paul Yauli

Interpretación:

La viga de hormigón armado con refuerzo de fibra de carbono en la cara inferior “muestra #1” ensayada a flexión soporto una carga máxima de 3353.9 kg con una deformación de 4.983 mm.

ENSAYO MUESTRA #2

VIGA DE HORMIGÓN ARMADO CON REFUERZO DE FIBRA DE CARBONO EN LA CARA INFERIOR MUESTRA # 2	
CARGA	DEFORMACIÓN
kg	mm
0.00	0.000
99.46	0.622
200.90	1.941
300.60	2.089
402.20	2.191
498.90	2.277
599.40	2.366
698.20	2.449
798.60	2.527
897.50	2.601
996.80	2.666
1101.00	2.726
1199.00	2.776
1297.00	2.823
1404.00	2.869
1506.00	2.910
1600.00	2.949
1701.00	2.988
1804.00	3.040
1904.00	3.091
1998.00	3.142
2100.00	3.199
2198.00	3.255
2302.00	3.313
2398.00	3.368
2501.00	3.434
2598.00	3.494
2701.00	3.564
2800.00	3.633
2901.00	3.716
2999.00	3.841
3099.00	3.933
3202.00	4.059
3299.00	4.242
3373.77	4.369

Tabla #26

Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli



Foto #19

VIGA DE HORMIGÓN ARMADO CON REFUERZO DE FIBRA DE CARBONO EN LA CARA INFERIOR

MUESTRA # 2

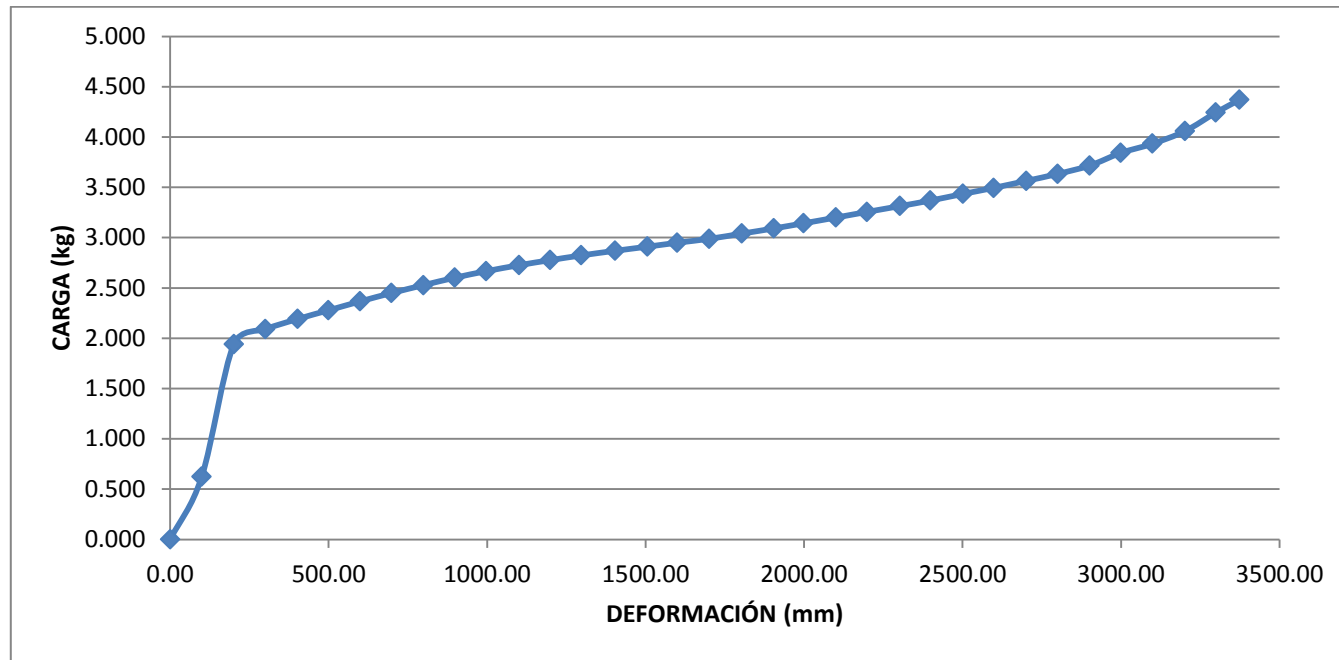


Gráfico #29

Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli

Interpretación:

La viga de hormigón armado con refuerzo de fibra de carbono en la cara inferior “muestra #2” ensayada a flexión soporto una carga máxima de 3373.77 kg con una deformación de 4.369 mm.

ENSAYO MUESTRA #3

VIGA DE HORMIGÓN ARMADO CON REFUERZO DE FIBRA DE CARBONO EN LA CARA INFERIOR MUESTRA # 3	
CARGA	DEFORMACIÓN
kg	mm
0.00	0.000
100.30	0.330
200.30	1.622
300.10	1.768
400.60	1.904
500.50	2.021
599.30	2.138
700.70	2.248
801.00	2.348
900.80	2.442
1001.00	2.533
1101.00	2.615
1200.00	2.684
1300.00	2.749
1401.00	2.811
1503.00	2.874
1602.00	2.924
1708.00	2.975
1798.00	3.022
1905.00	3.077
1995.00	3.126
2095.00	3.179
2204.00	3.237
2283.00	3.280
2402.00	3.345
2484.00	3.392
2602.00	3.467
2691.00	3.545
2805.00	3.655
2909.00	3.741
2995.00	3.827
3104.00	4.009
3199.00	4.198
3302.00	4.358
3373.78	4.485



Foto #20

Tabla #27

Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli

VIGA DE HORMIGÓN ARMADO CON REFUERZO DE FIBRA DE CARBONO EN LA CARA INFERIOR

MUESTRA # 3

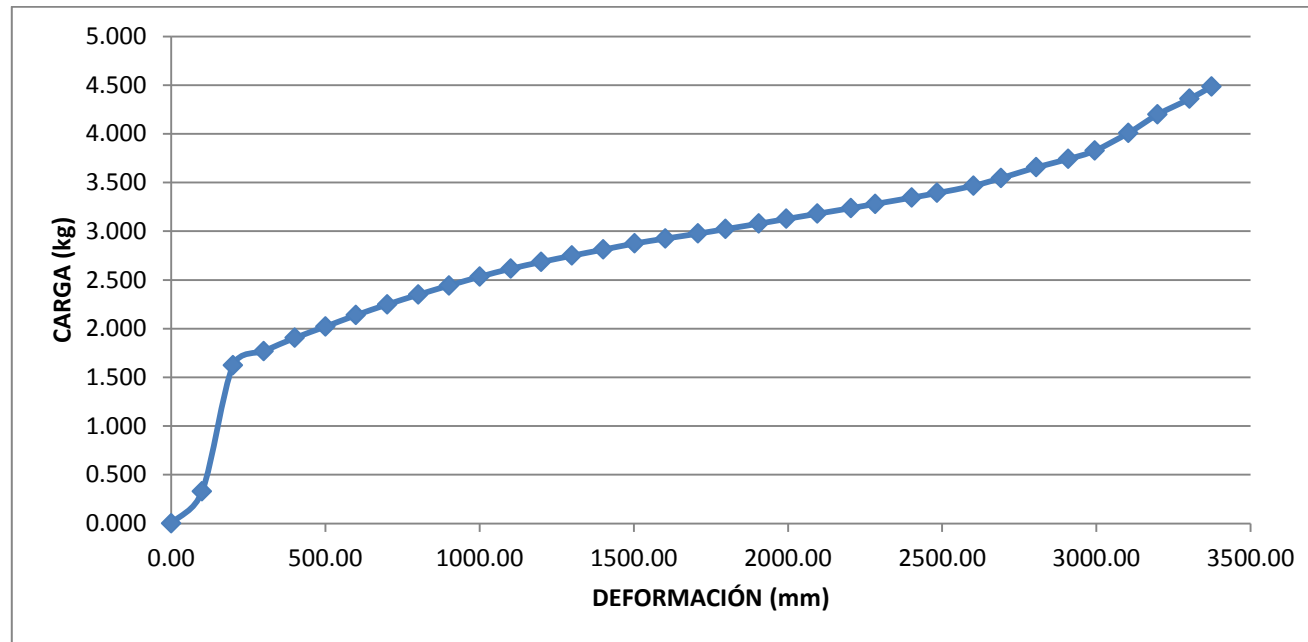


Gráfico #30

Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli

Interpretación:

La viga de hormigón armado con refuerzo de fibra de carbono en la cara inferior “muestra #3” ensayada a flexión soporto una carga máxima de 3373.78 kg con una deformación de 4.485 mm.

RESULTADOS DE LAS VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO CON REFUERZO DE FIBRA DE CARBONO EN LA CARA INFERIOR					
MUESTRA # 1		MUESTRA # 2		MUESTRA # 3	
CARGA	DEFORMACIÓN	CARGA	DEFORMACIÓN	CARGA	DEFORMACIÓN
kg	mm	kg	mm	kg	mm
0.00	0.000	0.00	0.000	0.00	0.000
100.50	0.856	99.46	0.622	100.30	0.330
200.50	2.191	200.90	1.941	200.30	1.622
300.20	2.351	300.60	2.089	300.10	1.768
398.40	2.464	402.20	2.191	400.60	1.904
501.90	2.565	498.90	2.277	500.50	2.021
598.20	2.649	599.40	2.366	599.30	2.138
703.40	2.733	698.20	2.449	700.70	2.248
802.80	2.811	798.60	2.527	801.00	2.348
899.40	2.884	897.50	2.601	900.80	2.442
1001.00	2.963	996.80	2.666	1001.00	2.533
1100.00	3.036	1101.00	2.726	1101.00	2.615
1204.00	3.109	1199.00	2.776	1200.00	2.684
1295.00	3.159	1297.00	2.823	1300.00	2.749
1396.00	3.214	1404.00	2.869	1401.00	2.811
1500.00	3.270	1506.00	2.910	1503.00	2.874
1599.00	3.327	1600.00	2.949	1602.00	2.924
1699.00	3.383	1701.00	2.988	1708.00	2.975
1804.00	3.445	1804.00	3.040	1798.00	3.022
1899.00	3.508	1904.00	3.091	1905.00	3.077
2000.00	3.572	1998.00	3.142	1995.00	3.126
2102.00	3.641	2100.00	3.199	2095.00	3.179
2201.00	3.710	2198.00	3.255	2204.00	3.237
2302.00	3.787	2302.00	3.313	2283.00	3.280
2399.00	3.876	2398.00	3.368	2402.00	3.345
2502.00	3.962	2501.00	3.434	2484.00	3.392
2598.00	4.050	2598.00	3.494	2602.00	3.467
2700.00	4.133	2701.00	3.564	2691.00	3.545
2798.00	4.220	2800.00	3.633	2805.00	3.655
2901.00	4.308	2901.00	3.716	2909.00	3.741
2999.00	4.403	2999.00	3.841	2995.00	3.827
3103.00	4.510	3099.00	3.933	3104.00	4.009
3200.00	4.629	3202.00	4.059	3199.00	4.198
3302.00	4.796	3299.00	4.242	3302.00	4.358
3353.90	4.983	3373.77	4.369	3373.78	4.485

Tabla #28

Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli

VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO CON REFUERZO DE FIBRA DE CARBONO EN LA CARA INFERIOR

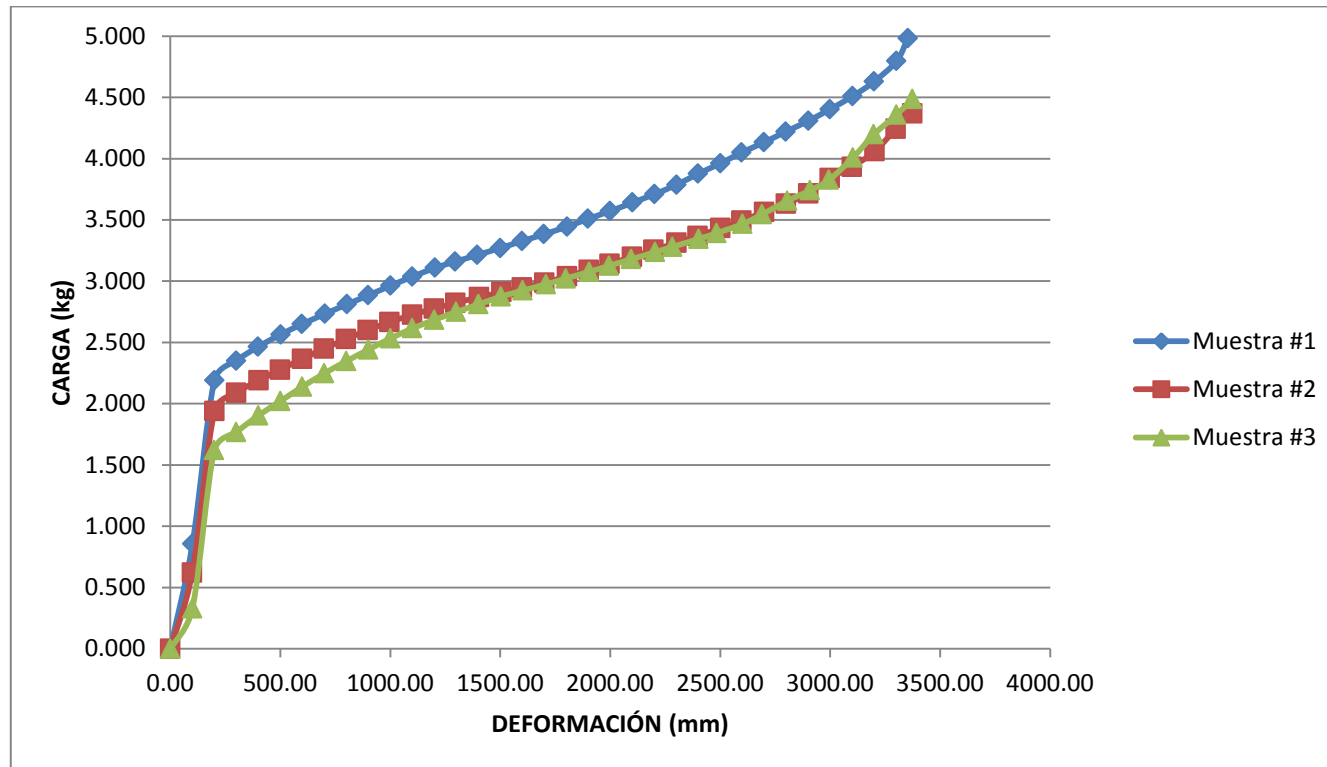


Gráfico #31

Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli

Interpretación:

Las vigas de hormigón armado con refuerzo de fibra de carbono en la cara inferior ensayadas a flexión soportaron cargas máximas casi similares.

VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO CON REFUERZO DE FIBRA DE CARBONO EN LA CARA INFERIOR				
No.	Carga Máx. P máx. (kg)	Carga Máx. P máx. (N)	Deflexión (mm)	Módulo de Rotura (Mpa)
1	3353.90	32901.76	4.983	6.6
2	3373.77	33096.68	4.369	6.4
3	3373.78	33096.78	4.485	6.2
Prom.	3367.15	33031.74	4.612	6.4

Tabla #29

Elaborado por: Egdo. Paul Yauli



Foto #21

Interpretación:

Al tener los resultados de las 3 muestras correspondientes a las vigas de hormigón armado con refuerzo de fibra de carbono en la cara inferior ensayadas a flexión, se saca un promedio para tener una aproximación de la carga máxima que soporta este tipo de viga el cual es de 3367.15 kg con una deformación de 4.612 mm.

6.7.2.3.- INTERPRETACIÓN DEL INCREMENTO ENTRE LAS CARGAS PROMEDIO DE LAS VIGAS

INCREMENTO ENTRE VIGAS		
	VIGA TIPO 1	VIGA TIPO 2
Carga Máx. Prom. (N)	11655.56	33031.74
Carga Máx. Prom. (kg)	1188.13	3367.15
	Entre viga tipo 1 y viga tipo 2	
Incremento (N)	21376.18	
Incremento (kg)	2179.02	
Incremento (%)	183%	

VIGA TIPO 1: VIGAS DE HORMIGÓN SIMPLE SIN REFUERZO DE FIBRA DE CARBONO

VIGA TIPO 2: VIGAS DE HORMIGÓN SIMPLE CON REFUERZO DE FIBRA DE CARBONO EN LA CARA INFERIOR

Tabla #30

Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli

Interpretación:

Para observar el incremento que existe entre la viga promedio de hormigón armado sin refuerzo de fibra de carbono y la viga promedio de hormigón armado con refuerzo de fibra de carbono en la cara inferior es de 2179.02 kg que corresponde al 183% de incremento.

INCREMENTO ENTRE LAS CARGAS PROMEDIO DE LAS VIGAS

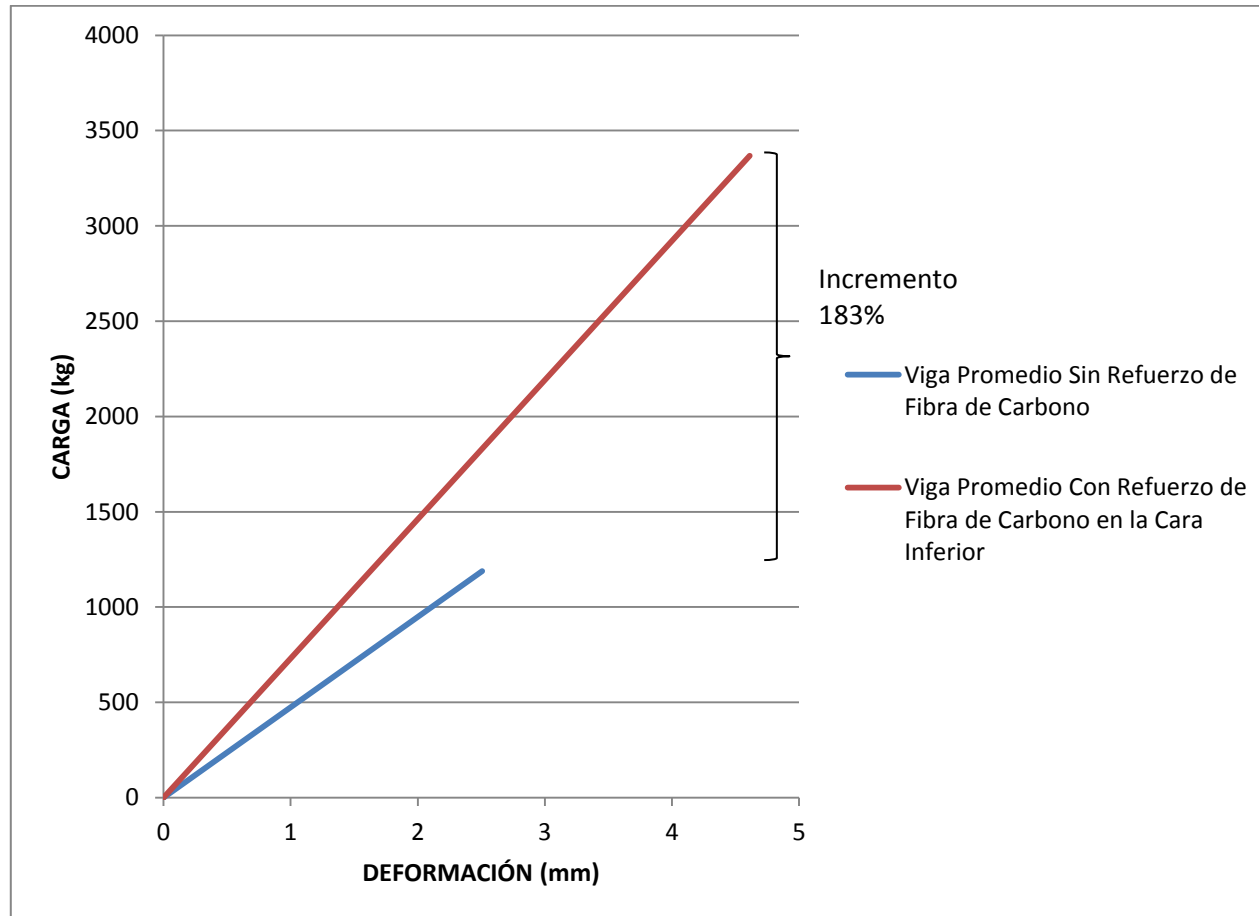


Gráfico #32

Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli

6.7.3.- DISEÑO DE VIGAS CON LOS DATOS OBTENIDOS DE LOS ENSAYOS EN EL LABORATORIO

Lo que se desea buscar en este punto es utilizar los datos obtenidos de las vigas ensayadas y con la utilización de ecuaciones observar la variación de los momentos últimos resistentes tanto de las vigas sin ningún refuerzo de fibra de carbono con los momentos de las vigas con reforzamiento con fibra de carbono CFRP.

6.7.3.1.- DISEÑO DE LAS VIGAS ENSAYADAS SIN REFUERZO DE FIBRA DE CARBONO

Con los datos planteados, obtenemos la cuantía de acero que se va a utilizar en las vigas.

Se va a trabajar con el promedio de las cargas máximas de cada tipo.

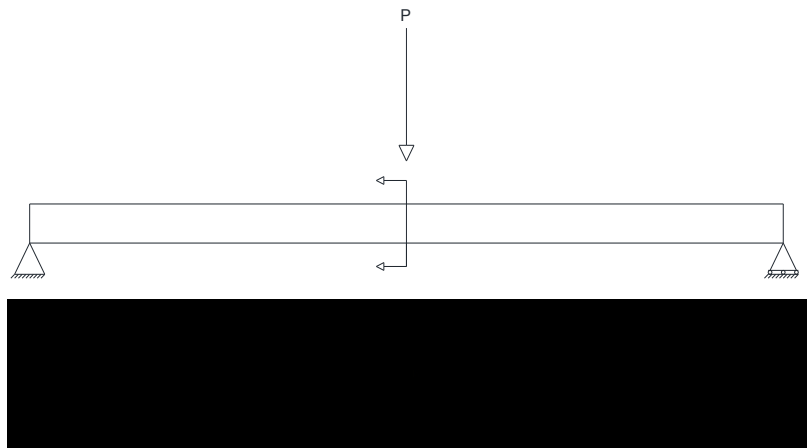


Gráfico #33

Datos:

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$P \text{ max prom} = 1188.13 \text{ kg}$$

$$l = 50 \text{ cm}$$

$$b = h = 15 \text{ cm}$$

$$M_r = \frac{P * L}{4}$$

$$M_r = \frac{1188.13 \text{ kg} * 50 \text{ cm}}{4}$$

$$M_r = 14851.63 \text{ kg} - \text{cm}$$

A partir del diagrama con las fuerzas de compresión y de tracción.

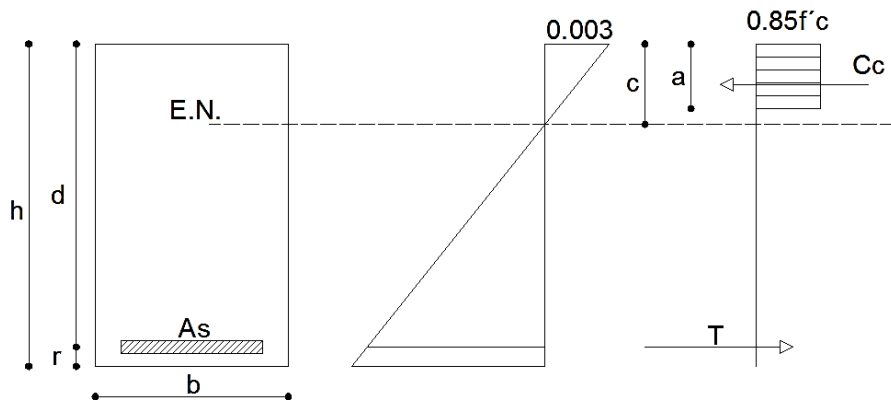


Gráfico #34

ϵ_s

Utilizamos las ecuaciones:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

Como no conocemos el área de acero “As” y la profundidad del bloque de Whitney “a” utilizamos el método de las aproximaciones.

Primera aproximación:

Utilizamos el 20% de la altura efectiva:

$$a = 20\% * 15 \text{ cm}$$

$$a = 3 \text{ cm}$$

Estimamos que el área de acero “As” es:

$$As = \frac{14851.63 \text{ kg} - \text{cm}}{0.90 * 4200 \text{ kg/cm}^2 * \left(12 \text{ cm} - \frac{3 \text{ cm}}{2}\right)}$$

$$As = 0.37 \text{ cm}^2$$

Transformando el área de acero obtenido en área de acero real:

$$As_{real} = 0.37 \text{ cm}^2 = 1\emptyset 8 \text{ mm} = 0.50 \text{ cm}^2$$

Con el área de acero “As” previamente obtenido realizamos una mejor estimación de la profundidad del bloque de Whitney “a”:

$$a = \frac{0.50 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 15 \text{ cm}}$$

$$a = 0.78 \text{ cm}$$

Segunda aproximación:

$$As = \frac{14851.63 \text{ kg} - \text{cm}}{0.90 * 4200 \text{ kg/cm}^2 * \left(12 \text{ cm} - \frac{0.78 \text{ cm}}{2}\right)}$$

$$As = 0.34 \text{ cm}^2$$

$$As_{real} = 0.34 \text{ cm}^2 = 1\emptyset 8 \text{ mm} = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{0.50 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 15 \text{ cm}}$$

$$a = 0.78 \text{ cm}$$

Tercera aproximación:

$$A_s = \frac{14851.63 \text{ kg} - \text{cm}}{0.90 * 4200 \text{ kg/cm}^2 * \left(12 \text{ cm} - \frac{0.78 \text{ cm}}{2}\right)}$$

$$A_s = 0.34 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{real}} = 0.34 \text{ cm}^2 = 1\emptyset 8 \text{ mm} = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{0.50 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 15 \text{ cm}}$$

$$a = 0.78 \text{ cm}$$

Y así obtenemos el cuadro final:

Iteración	a asumido (cm)	As (cm²)	As real (cm²)	a recalculado (cm)
1	3	0.37	0.50	0.78
2	0.78	0.34	0.50	0.78
3	0.78	0.34	0.50	0.78

Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli Tabla #31

Antes de escoger las varillas que representen el área de acero obtenido, vamos a verificar si el acero se encuentra en fluencia.

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{0.78 \text{ cm}}{0.85}$$

$$c = 0.92 \text{ cm}$$

Por semejanza de triángulos, utilizando el diagrama de deformaciones unitarias, determinamos:

$$\frac{\varepsilon_s}{d - c} = \frac{0.003}{c}$$

Obtenemos la deformación específica del acero “ ε_s ”:

$$\frac{\varepsilon_s}{12 \text{ cm} - 0.92 \text{ cm}} = \frac{0.003}{0.92 \text{ cm}}$$

$$\varepsilon_s = 0.036$$

La deformación unitaria de fluencia “ ε_y ” es:

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$$

$$\varepsilon_y = \frac{4200 \text{ kg/cm}^2}{2100000 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\varepsilon_y = 0.002$$

Debido que:

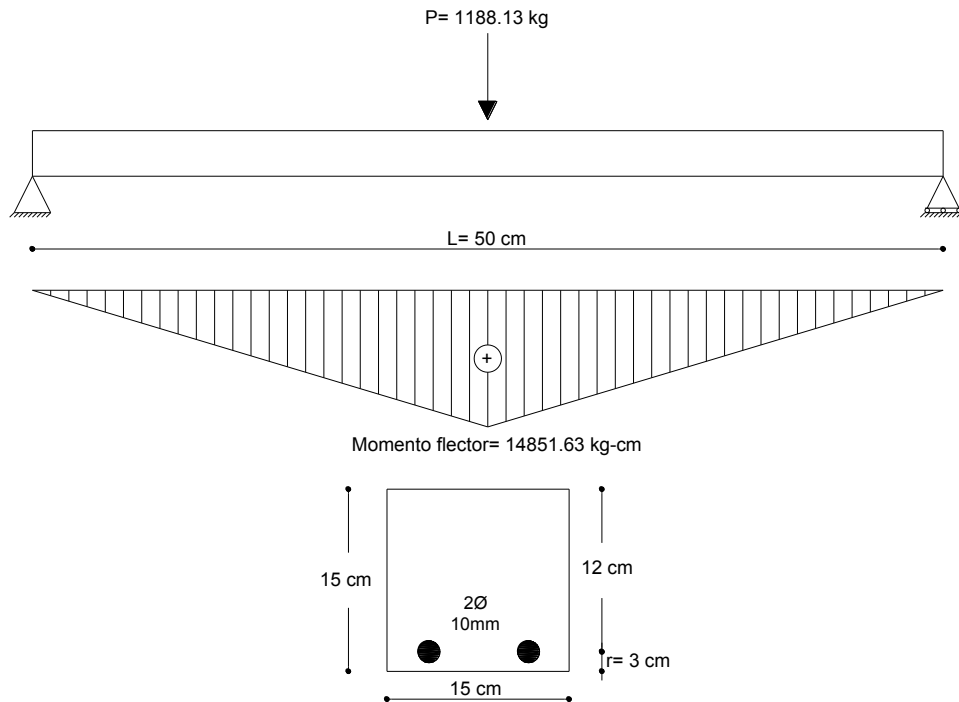
$$\varepsilon_s > \varepsilon_y$$

$$0.036 > 0.002$$

El acero se encuentra en fluencia.

Para las probetas a ser ensayadas utilizamos: 2Ø10mm

Para satisfacer las condiciones de análisis y diseño, se debe cumplir que los esfuerzos en cualquier punto debe ser siempre proporcionales a las deformaciones y debe existir equilibrio entre las fuerzas internas y externas.



Elaborado por: Egdo. Paul Yauli Gráfico #35

La sección de acero en la sección traccionada es:

$$A_s = 2 \times 0.785 \text{ cm}^2$$

La fuerza de tracción "T" es:

$$T = A_s \cdot f_y$$

$$T = 1.57 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$T = 6597.34 \text{ kg}$$

Por equilibrio de fuerzas horizontales la fuerza en compresión "C_c" es:

$$C_c = T$$

$$C_c = 6597.34 \text{ kg}$$

La altura del bloque de compresión equivalente “a” es:

$$a = \frac{C_c}{0.85 * f'c * b}$$

$$a = \frac{6597.34 \text{ kg}}{0.85 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 15 \text{ cm}}$$

$$a = 2.46 \text{ cm}$$

La posición del eje neutro “c” es:

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{2.46 \text{ cm}}{0.85}$$

$$c = 2.90 \text{ cm}$$

El momento nominal flector “Mn” es:

$$M_n = T * \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 6597.34 \text{ kg} * \left(12 \text{ cm} - \frac{2.46 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_n = 71040.23 \text{ kg} - \text{cm}$$

El momento flector resistente último “Mu” es:

$$M_u = \phi M_n$$

$$M_u = 0.90 * 71040.23 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_u = 63936.20 \text{ kg} - \text{cm}$$

6.7.3.2.- DISEÑO DE LAS VIGAS ENSAYADAS CON REFUERZO DE FIBRA DE CARBONO

Con los datos planteados, obtenemos la cuantía de acero que se va a utilizar en las vigas.

Datos:

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$P \text{ max prom} = 3367.15 \text{ kg}$$

$$l = 50 \text{ cm}$$

$$b = h = 15 \text{ cm}$$

$$MR = \frac{P * L}{4}$$

$$MR = \frac{3367.15 \text{ kg} * 50 \text{ cm}}{4}$$

$$MR = 42089.38 \text{ kg} - \text{cm}$$

Primera aproximación:

Utilizamos el 20% de la altura efectiva:

$$a = 20\% * 15 \text{ cm}$$

$$a = 3 \text{ cm}$$

Estimamos que el área de acero "As" es:

$$As = \frac{Mu}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$A_s = \frac{42089.38 \text{ kg} - \text{cm}}{0.90 * 4200 \text{ kg/cm}^2 * \left(12 \text{ cm} - \frac{3 \text{ cm}}{2}\right)}$$

$$A_s = 1.06 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{real}} = 1.06 \text{ cm}^2 = 1\emptyset 12 \text{ mm} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Realizamos una mejor estimación de la profundidad del bloque de Whitney “a”:

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$a = \frac{1.13 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 15 \text{ cm}}$$

$$a = 1.77 \text{ cm}$$

Segunda aproximación:

$$A_s = \frac{42089.38 \text{ kg} - \text{cm}}{0.90 * 4200 \text{ kg/cm}^2 * \left(12 \text{ cm} - \frac{1.77 \text{ cm}}{2}\right)}$$

$$A_s = 1.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{real}} = 1.00 \text{ cm}^2 = 2\emptyset 8 \text{ mm} = 1.00 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{1.00 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 15 \text{ cm}}$$

$$a = 1.57 \text{ cm}$$

Tercera aproximación:

$$A_s = \frac{42089.38 \text{ kg} - \text{cm}}{0.90 * 4200 \text{ kg/cm}^2 * \left(12 \text{ cm} - \frac{1.57 \text{ cm}}{2}\right)}$$

$$A_s = 0.99 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{real}} = 0.99 \text{ cm}^2 = 2\emptyset 8 \text{ mm} = 1.00 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{1.00 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 15 \text{ cm}}$$

$$a = 1.57 \text{ cm}$$

Y así obtenemos el cuadro final:

Iteración	a asumido (cm)	As (cm2)	As real (cm2)	a recalculado (cm)
1	3	1.06	1.13	1.77
2	1.77	1.00	1.00	1.57
3	1.57	0.99	1.00	1.57

Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli Tabla #32

Verificamos si el acero se encuentra en fluencia.

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{1.57 \text{ cm}}{0.85}$$

$$c = 1.85 \text{ cm}$$

Por semejanza de triángulos, utilizando el diagrama de deformaciones unitarias, determinamos:

$$\frac{\varepsilon_s}{d - c} = \frac{0.003}{c}$$

Obtenemos la deformación específica del acero “ ε_s ”:

$$\frac{\varepsilon_s}{12 \text{ cm} - 1.85 \text{ cm}} = \frac{0.003}{1.85 \text{ cm}}$$

$$\varepsilon_s = 0.016$$

La deformación unitaria de fluencia “ ε_y ” es:

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$$

$$\varepsilon_y = \frac{4200 \text{ kg/cm}^2}{2100000 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\varepsilon_y = 0.002$$

Debido que:

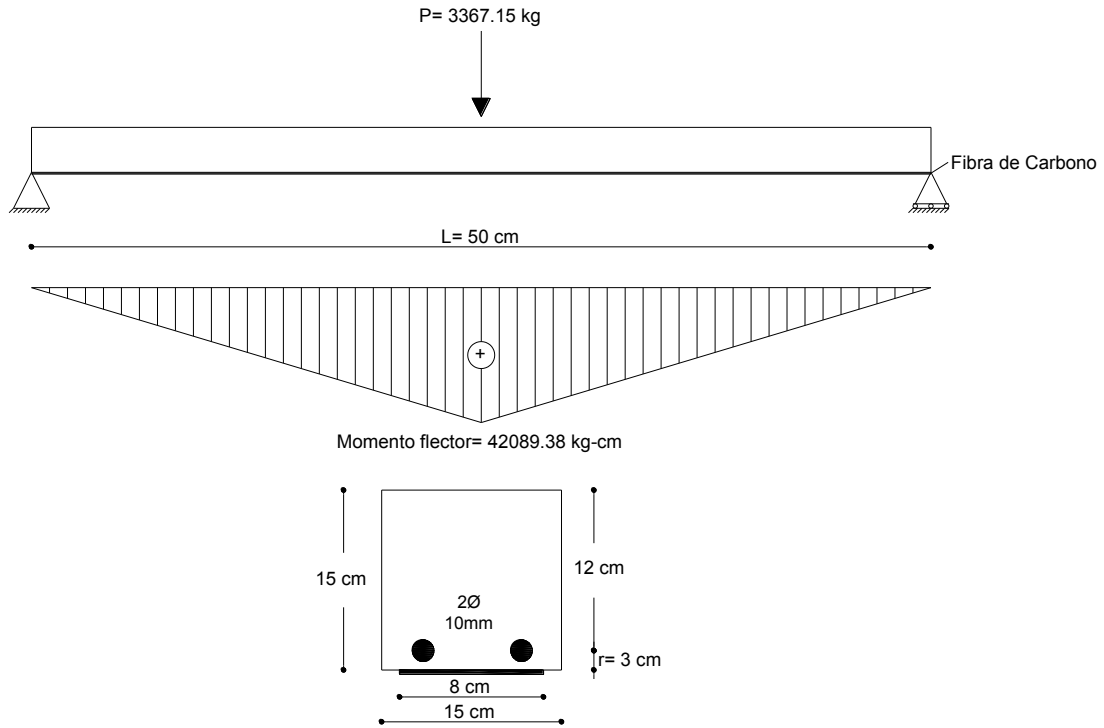
$$\varepsilon_s > \varepsilon_y$$

$$0.016 > 0.002$$

El acero se encuentra en fluencia.

Para las probetas a ser ensayadas utilizamos: 2Ø10mm

Para satisfacer las condiciones de análisis y diseño, se debe cumplir con la guía de cálculo que da el ACI 440.2R-02.



Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli Gráfico #36

Datos del hormigón:

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$l = 50 \text{ cm} = 500 \text{ mm}$$

$$b = h = 15 \text{ cm} = 150 \text{ mm}$$

$$Es = 2100000 \text{ kg/cm}^2 = 205.94 \text{ KN/mm}^2$$

Datos de acero:

$$As = 2\varnothing 10 \text{ mm} = 2 \times 0.785 \text{ cm}^2 = 1.57 \text{ cm}^2 = 157 \text{ mm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2 = 0.41 \text{ KN/mm}^2$$

Datos de la fibra de carbono (Obtenidos de la tabla #6):

$$C_E = 0.95$$

$$f_{fu} = 3.79 \text{ GPa} = 3790 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{fu} = 1.8\% = 0.018$$

$$w_f = 8 \text{ cm} = 80 \text{ mm}$$

$$n = 1$$

$$t_f = 1 \text{ mm}$$

$$E_f = 230 \text{ KN/mm}^2$$

$$\Psi = 0.85$$

RESUMEN DE CARGAS Y MOMENTOS MAYORADOS			
CARGAS/MOMENTOS	CARGAS EXISTENTES	CARGAS PREVISTAS	UNIDAD
Cargas Permanentes (WDL)	16.52	16.52	KN
Cargas Variables(WLL)	16.52	24.77	KN
Cargas sin mayorar (WDL+WLL)	33.03	16.52	KN
Límite de carga sin reforzar (1.2WDL+0.85WLL)	-	40.88	KN
Cargas Mayoradas (1.4WDL+1.7WLL)	51.20	65.24	KN
Momento de cargas mayoradas (MDL=P*L/4)	2.06	2.06	KN-m
Momento de cargas variables (MLL=P*L/4)	2.06	3.10	KN-m
Momento de servicio (Ms=MDL+MLL)	4.13	5.16	KN-m
Momento límite sin reforzar (1.2MDL+0.85MLL)	-	5.11	KN-m
Momento mayorado (1.4MDL+1.7MLL)	6.40	8.15	KN-m

Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli Tabla #33

Paso 1: Calculamos las propiedades del sistema de refuerzo CFRP de diseño “ f_{fu} ” y “ ε_{fu} ”.

$$f_{fu} = C_E * f_{fu}^*$$

$$f_{fu} = 0.95 * 3790 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{fu} = 3600.50 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 3.60 \text{ KN/mm}^2$$

$$\varepsilon_{fu} = C_E * \varepsilon_{fu}^*$$

$$\varepsilon_{fu} = 0.95 * 0.018$$

$$\varepsilon_{fu} = 0.0171$$

Paso 2: Realizamos los cálculos preliminares.

Propiedades del hormigón

Módulo de elasticidad del hormigón “Ec”:

$$E_c = 15100 * \sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 15100 * \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2}$$

$$E_c = 218819.79 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 21458.89 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 21.46 \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2}$$

Propiedades del acero “ρs”

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

$$\rho_s = \frac{157 \text{ mm}^2}{150 \text{ mm} * 120 \text{ mm}}$$

$$\rho_s = 0.0087$$

Propiedades del CFRP “ρf”

Área de la fibra de carbono “Af”

$$A_f = n * t_f * w_f$$

$$A_f = 1 * 1 \text{ mm} * 80 \text{ mm}$$

$$A_f = 80 \text{ mm}^2$$

$$\rho_f = \frac{A_f}{b * d}$$

$$\rho_f = \frac{80 \text{ mm}^2}{150 \text{ mm} * 120 \text{ mm}}$$

$$\rho_f = 0.0044$$

Paso 3: Determinamos el estado de deformación existente en la cara traccionada de la viga “ ϵ_{bi} ”.

$$\epsilon_{bi} = \frac{M_{DL}(h - (k * d))}{I_{cr} * E_c}$$

Pero necesitamos obtener el momento de inercia de la viga fisurada:

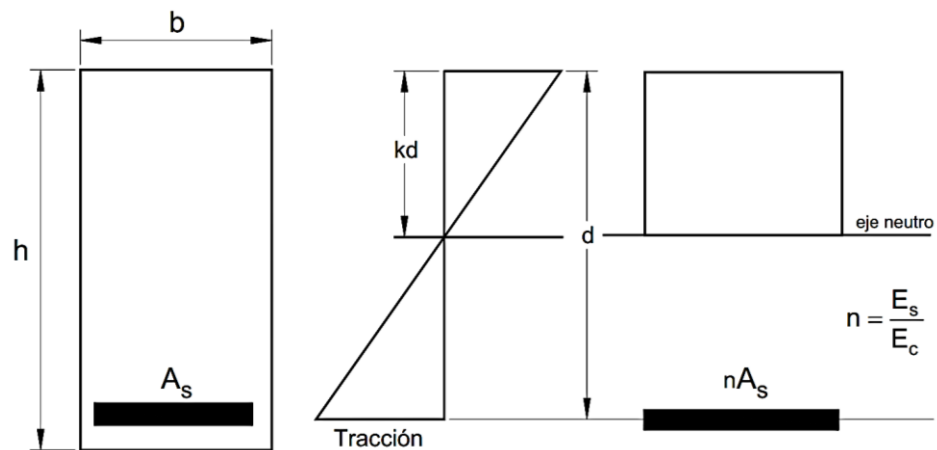


Gráfico #37

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$n = \frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{218819.79 \text{ kg/cm}^2}$$

$$n = 9.60$$

$$B = \frac{b}{n * A_s}$$

$$B = \frac{150 \text{ mm}}{9.60 * 157.08 \text{ mm}^2}$$

$$B = 0.10 \text{ mm}$$

$$kd = \frac{\sqrt{(2 * B * d) + 1} - 1}{B}$$

$$kd = \frac{\sqrt{(2 * 0.10 \text{ mm} * 120 \text{ mm}) + 1} - 1}{0.10 \text{ mm}}$$

$$kd = 40.08 \text{ mm}$$

$$I_{cr} = \frac{b * (kd)^3}{3} + n * A_s * (d - kd)^2$$

$$I_{cr} = \frac{150 \text{ mm} * (40.08 \text{ mm})^3}{3} + 9.60 * 157.08 \text{ mm}^2 * (120 \text{ mm} - 40.08 \text{ mm})^2$$

$$I_{cr} = 12847846.90 \text{ mm}^4$$

$$\varepsilon_{bi} = \frac{M_{DL}(h - kd)}{I_{cr} * E_c}$$

$$\varepsilon_{bi} = \frac{2.06 \text{ KN} - \text{mm}(150 \text{ mm} - 40.08 \text{ mm})}{12847846.90 \text{ mm}^4 * 21.46 \text{ KN/mm}^2}$$

$$\varepsilon_{bi} = 0.0000005314$$

Paso 4: Determinamos el coeficiente de dependencia del adhesivo del sistema CFRP “Km”:

$$n * E_f * t_f \leq 180000$$

$$1 * 230000 * 1 \leq 180000$$

$$230000 > 180000$$

$$k_m = \begin{cases} \frac{1}{60\varepsilon_{fu}} \left(1 - \frac{nE_f t_f}{360,000} \right) \leq 0.90 & \text{for } nE_f t_f \leq 180,000 \\ \frac{1}{60\varepsilon_{fu}} \left(\frac{90,000}{nE_f t_f} \right) \leq 0.90 & \text{for } nE_f t_f > 180,000 \end{cases}$$

$$k_m = \frac{1}{60 * \varepsilon_{fu}} * \left(\frac{90000}{n * E_f * t_f} \right) \leq 0.90$$

$$k_m = \frac{1}{60 * 0.0171} * \left(\frac{90000}{1 * 230000 * 1} \right) \leq 0.90$$

$$k_m = 0.38 \leq 0.90 \quad \text{CUMPLE}$$

En el caso de que no se cumplan las condiciones escogemos los valores limitantes.

Paso 5: Estimamos la profundidad del eje neutro “c”:

$$c = 0.20 * d$$

$$c = 0.20 * 120 \text{ mm}$$

$$c = 24 \text{ mm}$$

Paso 6: Obtenemos el nivel eficaz de deformación en el refuerzo “ ε_{fe} ”:

$$\varepsilon_{fe} = 0.003 * \left(\frac{h - c}{c} \right) - \varepsilon_{bi} \leq k_m * \varepsilon_{fu}$$

$$\varepsilon_{fe} = 0.003 * \left(\frac{150 \text{ mm} - 24 \text{ mm}}{24 \text{ mm}} \right) - 0.0000005314 \leq 0.38 * 0.0171$$

$$\varepsilon_{fe} = 0.01575 \leq 0.00652 \quad \text{NO CUMPLE}$$

Paso 7: Calculamos la deformación en el armado existente “ ϵ_s ”:

$$\epsilon_s = (\epsilon_{fe} + \epsilon_{bi}) * \left(\frac{d - c}{h - c} \right)$$

$$\epsilon_s = (0.00652 + 0.0000005314) * \left(\frac{120 \text{ mm} - 24 \text{ mm}}{150 \text{ mm} - 24 \text{ mm}} \right)$$

$$\epsilon_s = 0.00497$$

Paso 8: Calculamos el nivel de tensión en el acero “ f_s ” y en el refuerzo CFRP “ f_{fe} ”:

Acero

$$f_s = E_s * \epsilon_s \leq f_y$$

$$f_s = 205.94 \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2} * 0.00497 \leq 0.41 \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2}$$

$$f_s = 1.02 \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2} \leq 0.41 \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2} \quad \text{NO CUMPLE}$$

CFRP

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

$$f_{fe} = 230 \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2} * 0.00652$$

$$f_{fe} = 1.50 \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2}$$

Paso 9: Calculamos las fuerzas internas resultantes “ c ” y chequeamos el equilibrio con el valor de la profundidad del eje neutro “ c ”:

$$c = \frac{(A_s * f_s) + (A_f * f_{fe})}{\gamma * f'c * \beta_1 * b}$$

Donde $\beta_1 = \gamma$

$$c = \frac{157.08 \text{ mm}^2 * 0.41 \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2} + (80 \text{ mm}^2 * 1.50 \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2})}{0.85 * 0.02 \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2} * 0.85 * 150 \text{ mm}}$$

$$c = 82.75 \text{ mm} \neq 24 \text{ mm} \quad \text{NO CUMPLE}$$

Paso 10: Al no cumplir ajustamos el valor de la profundidad del eje neutro “c” para cumplir el equilibrio de fuerzas. Debemos repetir los pasos desde el 6 hasta el 9 varias veces con diferentes valores de profundidad del eje neutro “c” hasta alcanzar el equilibrio.

Paso 6: Obtenemos el nivel eficaz de deformación en el refuerzo “ ϵ_{fe} ”:

$$\epsilon_{fe} = 0.003 * \left(\frac{150 \text{ mm} - 82.75 \text{ mm}}{82.75 \text{ mm}} \right) - 0.0000005314 \leq 0.38 * 0.0171$$

$$\epsilon_{fe} = 0.00244 \leq 0.00652 \quad \text{CUMPLE}$$

Paso 7: Calculamos la deformación en el armado existente “ ϵ_s ”:

$$\epsilon_s = (0.00652 + 0.0000005314) * \left(\frac{120 \text{ mm} - 82.75 \text{ mm}}{150 \text{ mm} - 82.75 \text{ mm}} \right)$$

$$\epsilon_s = 0.00361$$

Paso 8: Calculamos el nivel de tensión en el acero “ f_s ” y en el refuerzo CFRP “ f_{fe} ”:

Acero

$$f_s = 205.94 \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2} * 0.00361 \leq 0.41 \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2}$$

$$f_s = 0.74 \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2} \leq 0.41 \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2} \quad \text{NO CUMPLE}$$

CFRP

$$f_{fe} = 230 \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2} * 0.00652$$

$$f_{fe} = 1.50 \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2}$$

Paso 9: Calculamos las fuerzas internas resultantes “c” y chequeamos el equilibrio con el valor de la profundidad del eje neutro “c”:

$$c = \frac{157.08 \text{ mm}^2 * 0.41 \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2} + (80 \text{ mm}^2 * 1.50 \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2})}{0.85 * 0.02 \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2} * 0.85 * 150 \text{ mm}}$$

$$c = 82.75 \text{ mm} = 82.75 \text{ mm} \quad \text{CUMPLE}$$

Paso 10: Una vez que hemos ajustado con el valor de la profundidad del eje neutro “c” para cumplir el equilibrio de fuerzas continuamos con el siguiente paso.

Paso 11: Calculamos la resistencia nominal “M_n” y última “M_u” a flexión:

$$M_n = A_s * f_s * \left(d - \frac{\beta_1 * c}{2} \right) + \Psi * A_f * f_{fe} * \left(h - \frac{\beta_1 * c}{2} \right)$$

$$M_n = 157.08 \text{ mm}^2 * 0.41 \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2} * \left(120 \text{ mm} - \frac{0.85 * 82.75 \text{ mm}}{2} \right) + 0.85 * 80 \text{ mm}^2 * 1.50 \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2} * \left(150 \text{ mm} - \frac{0.85 * 82.75 \text{ mm}}{2} \right)$$

$$M_n = 17200.85 \text{ KN} - \text{mm}$$

$$M_n = 175339.99 \text{ kg} - \text{cm}$$

Momento último:

$$M_u = \phi * M_n$$

$$M_u = \phi * 175399.99 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_u = 157805.99 \text{ kg} - \text{cm}$$

6.7.3.3.- CUADRO COMPARATIVO ENTRE LOS MOMENTOS RESISTENTES DE LA VIGA SIN REFUERZO DE FIBRA DE CARBONO Y LA VIGA CON REFUERZO DE FIBRA DE CARBONO

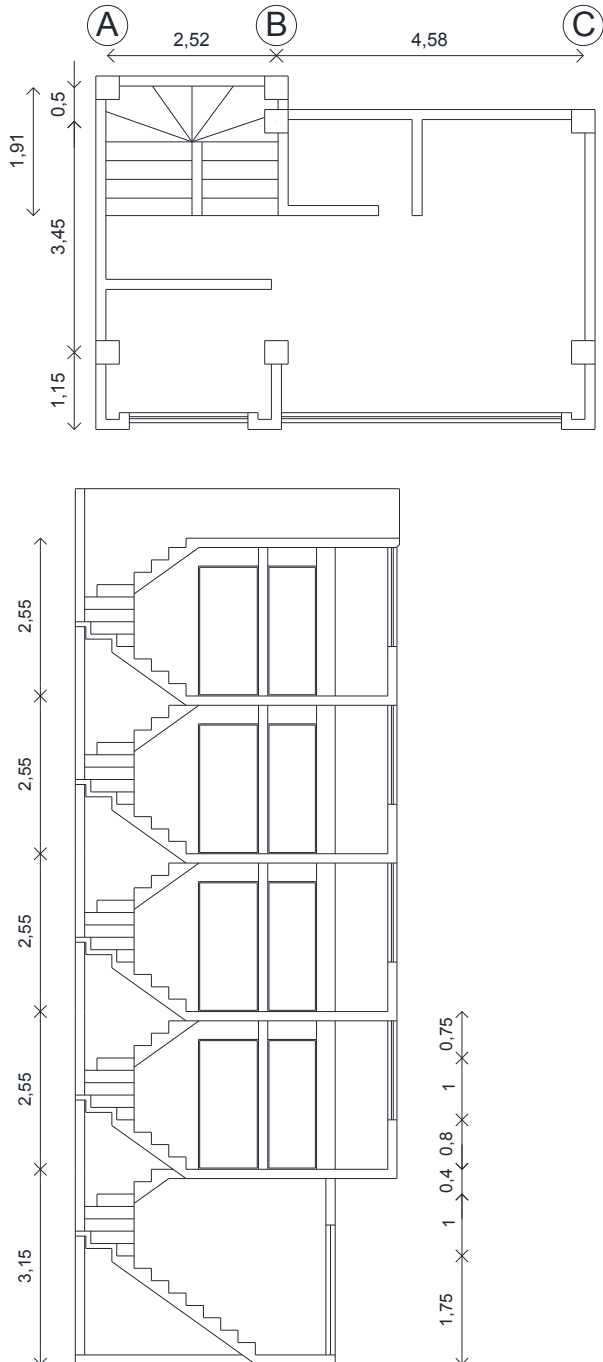
INCREMENTO DE MOMENTOS RESISTENTES		
	VIGA SIN REFUERZO	VIGA CON REFUERZO
Momento nominal (kg-cm)	71040.23	175339.99
	Entre viga sin refuerzo y viga con refuerzo	
Incremento (kg-cm)	104299.76	
Momento último (kg-cm)	63936.20	157805.99
	Entre viga sin refuerzo y viga con refuerzo	
Incremento (kg-cm)	93869.79	
Incremento (%)	146%	

Tabla #34

Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli

Según el ACI 440.2R-02, Capítulo 9, Reforzamiento a Flexión, nos dice que “El refuerzo de FRP adherido a la cara de tensión de un elemento de concreto a flexión con las fibras orientadas a lo largo de la longitud del elemento proporcionará un incremento en la capacidad a flexión. Se han documentada incrementos globales en la capacidad a flexión entre el 10 y el 160% (Meier y Kaiser 1991; Ritchie et al. 1991; Sharif et al. 1994). Sin embargo, cuando se toman en cuenta los límites de ductilidad y de servicio, los incrementos del 5 al 40% son más razonables”, por lo tanto el porcentaje de 146% obtenido en esta investigación están fuera del rango razonable según el código, pero lo que hay que tomar en cuenta es que el tipo de fibra utilizado en esta investigación tiene un espesor de 1 mm, que viene siendo una fibra de tipo nueva que equivale al doble de espesor de la fibra común, que tiene como espesor 0.50 mm, por lo tanto y para no salirnos del rango utilizaremos el 40% de incremento.

6.7.4.- ANÁLISIS Y DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE 5 PISOS UBICADA EN LA CIUDAD DE AMBATO UTILIZANDO VIGAS SIN REFUERZO DE FIBRA DE CARBONO



Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli

Gráfico #38

6.7.4.1.- PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Propiedades para el hormigón $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Masa por unidad de volumen:

Peso por unidad de volumen (Peso específico del hormigón): $2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$

Peso por unidad de volumen / gravedad

$$2400 / 9.81 = 245.65$$

Módulo de Poisson del hormigón: 0.20

Módulo de elasticidad del hormigón:

$$E_c = (W_c)^{1.5} * 0.14 * \sqrt{f'c}$$

$$E_c = (2400)^{1.5} * 0.14 * \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

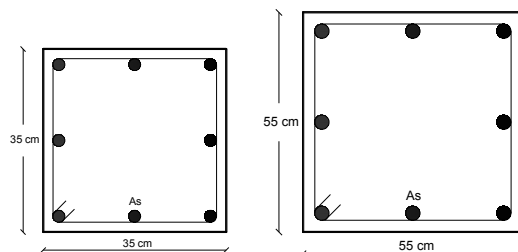
$$E_c = 238536.34 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Módulo de elasticidad del acero:

$$E_s = 2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

6.7.4.2.- SECCIONES DE VIGAS Y COLUMNAS

Dimensiones de las columnas:

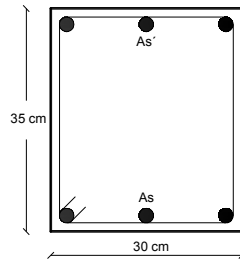


Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli

Gráfico #39

Recubrimiento columnas: 3 cm

Dimensiones de las vigas:



Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli

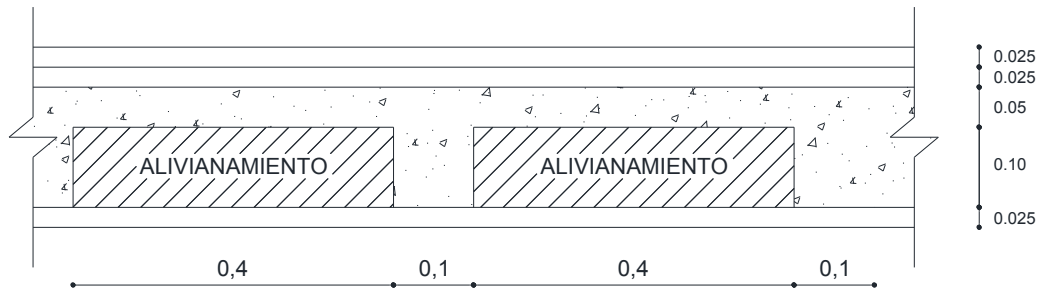
Gráfico #40

Recubrimiento vigas: 2,5 cm

6.7.4.3.- ASIGNACIÓN DE CARGAS

Carga muerta

La losa está definida de la siguiente manera:



Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli

Gráfico #41

	Unidad	Altura	Espesor	Longitud	Peso Específico	Peso/m2
P.P. Loseta		0.05	1	1	2400	120.00
P.P. Nervios		0.10	0.10	3.60	2400	86.40
P.P. Aliviamientos	8				7	56.00
P.P. Alisado Sup. E Inf.		0.05	1	1	1900	95.00
P.P. Acabados		0.025	1	1	1200	30.00
CM=						387.40kg/m2

Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli

Tabla #35

Carga viva

Residencias: 200 kg/m²

Reducción de carga viva: Edificio de 5 Pisos 40%

200 kg/cm² * 40%= 80 kg/cm²

CV= 120 kg/cm²

CV asumida= 150 kg/cm²

Carga de pared

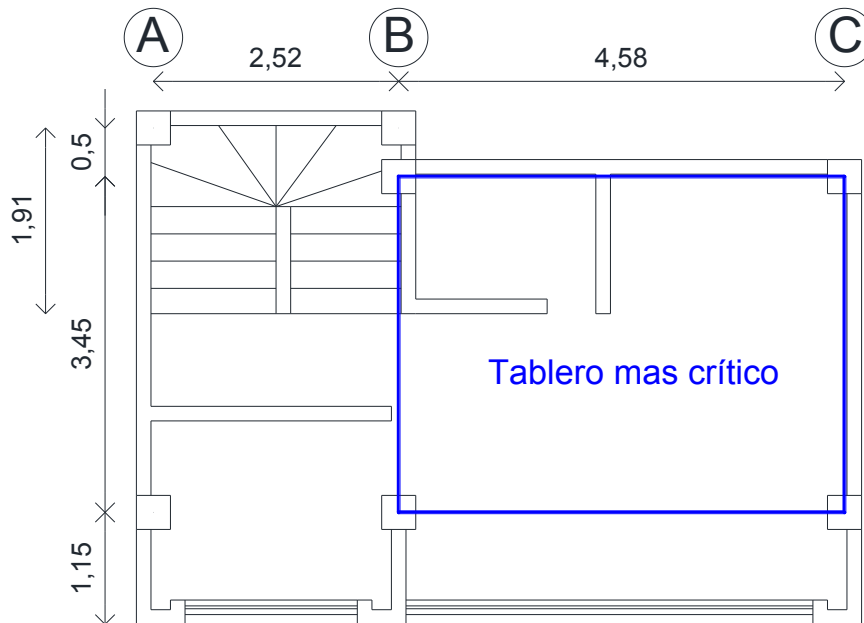


Gráfico #42

Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli

$$h_{pared} = h_{entrepiso} - h_{losa}$$

$$h_{pared} = 2,55 - 0,15$$

$$h_{pared} = 2,40 \text{ m}$$

Pared Tipo 1

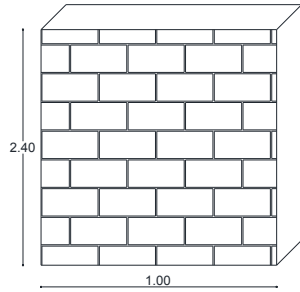


Gráfico #43

Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli

$$P_{P1} = 0.15 * 1.00 * 2.40 * 1600$$

$$P_{P1} = 576 \frac{kg}{m}$$

Pared Tipo 2

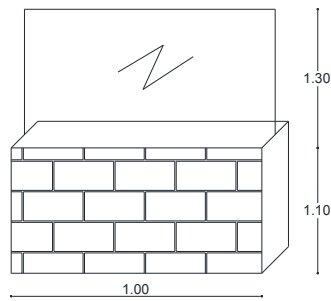


Gráfico #44

Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli

$$P_{antepecho} = 0.15 * 1.00 * 1.10 * 1600$$

$$P_{antepecho} = 264 \frac{kg}{m}$$

$$P_{vidrio} = 0.006 * 1.00 * 1.30 * 2680$$

$$P_{vidrio} = 20.9 \frac{kg}{m}$$

$$P_{P2} = P_{antepecho} + P_{vidrio}$$

$$P_{P2} = 264 + 20.9$$

$$P_{P2} = 284.9 \frac{kg}{m}$$

Como en la losa solo se ocupa la pared tipo 1:

$$C_{MP} = \frac{P_{P1} * L}{Area\ tributaria}$$

$$C_{MP} = \frac{576 * 1.88}{4.58 * 3.45}$$

$$C_{MP} = 68.44 \frac{kg}{m^2}$$

6.7.4.4.- ESPECTRO DE DISEÑO ELÁSTICO

Cortante Basal de Diseño "V":

$$V = \frac{I * S_a}{R * \phi_P * \phi_E} * W$$

Factor de importancia "I": Otras Estructuras (1.0)

Aceleración espectral correspondiente al espectro de respuesta elástica "Sa":

$$S_a = \eta * Z * F_a \text{ para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta * Z * F_a * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \text{ para } T > T_c$$

r= 1.0 para suelo B

Periodo de vibración "T":

El periodo de vibración de la estructura, lo estimamos a partir del método 1.

$$T = C_t * h_n^\alpha$$

Para pórticos especiales de hormigón armado sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras, $C_t = 0.047$ y $\alpha = 0.9$.

Altura del edificio “ h_n ”: 13.35 m

$$T = 0.047 * 13.35^{0.9}$$

$$T = 0.48$$

Límite para el periodo de vibración “ T_c ”:

$$T_c = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

Tipo de perfiles de suelo: Perfil de roca de rigidez media (B)

Coefficientes de amplificación dinámicas de perfiles de suelo “ F_a, F_d, F_s ”:

$$F_a = 1.0$$

$$F_d = 1.0$$

$$F_s = 0.75$$

$$T_c = 0.55 * 0.75 * \frac{1.0}{1.0}$$

$$T_c = 0.41$$

Relación de amplificación espectral “ η ”:

Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos $\eta = 2.48$

Factor de zona “ Z ”: Zona Sísmica V (0.4)

$$T > T_c$$

$$0.48 > 0.41$$

$$S_a = 2.48 * 0.4 * 1.0 * \left(\frac{0.41}{0.48}\right)^{1.0}$$

$$S_a = 0.85$$

Factor de reducción de respuesta estructural “R”: Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (6)

Factor de configuración estructural en planta “ ϕ_p ”: Irregularidad torsional (0.9)

Factor de configuración estructural en elevación “ ϕ_E ”: Piso flexible (0.9)

$$V = \frac{1.0 * 0.85}{6.0 * 0.9 * 0.9} * W$$

$$V = 0.174 * W$$

Elástico		
T (seg)	Sa	ETABS/SAP2000
0.10	0.99	0.10 0.992
0.15	0.99	0.15 0.992
0.20	0.99	0.2 0.992
0.25	0.99	0.25 0.992
0.30	0.99	0.3 0.992
0.40	0.99	0.4 0.992
0.45	0.91	0.45 0.909
0.50	0.82	0.5 0.818
0.55	0.74	0.55 0.744
0.60	0.68	0.6 0.682
0.70	0.58	0.7 0.584
0.80	0.51	0.8 0.511
0.85	0.48	0.85 0.481
0.90	0.45	0.9 0.454

0.95	0.43	0.95 0.430
1.00	0.41	1 0.409
1.10	0.37	1.1 0.372
1.15	0.36	1.15 0.355
1.20	0.34	1.2 0.341
1.25	0.33	1.25 0.327
1.30	0.31	1.3 0.314
1.35	0.30	1.35 0.303
1.40	0.29	1.4 0.292
1.45	0.28	1.45 0.282
1.55	0.26	1.55 0.264
1.65	0.25	1.65 0.248
1.70	0.24	1.7 0.240
1.75	0.23	1.75 0.233
1.80	0.23	1.8 0.227
1.85	0.22	1.85 0.221
1.90	0.22	1.9 0.215
1.95	0.21	1.95 0.209
2.05	0.20	2.05 0.199
2.10	0.19	2.1 0.194
2.15	0.19	2.15 0.190
2.20	0.19	2.2 0.186
2.30	0.18	2.3 0.177
2.35	0.17	2.35 0.174
2.40	0.17	2.4 0.170
2.45	0.17	2.45 0.167
2.50	0.16	2.5 0.163
2.60	0.16	2.6 0.157
2.65	0.15	2.65 0.154
2.70	0.15	2.7 0.151
2.80	0.15	2.8 0.146
2.90	0.14	2.9 0.141
2.95	0.14	2.95 0.138
3.00	0.14	3 0.136
3.05	0.13	3.05 0.134

Tabla #36

Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli

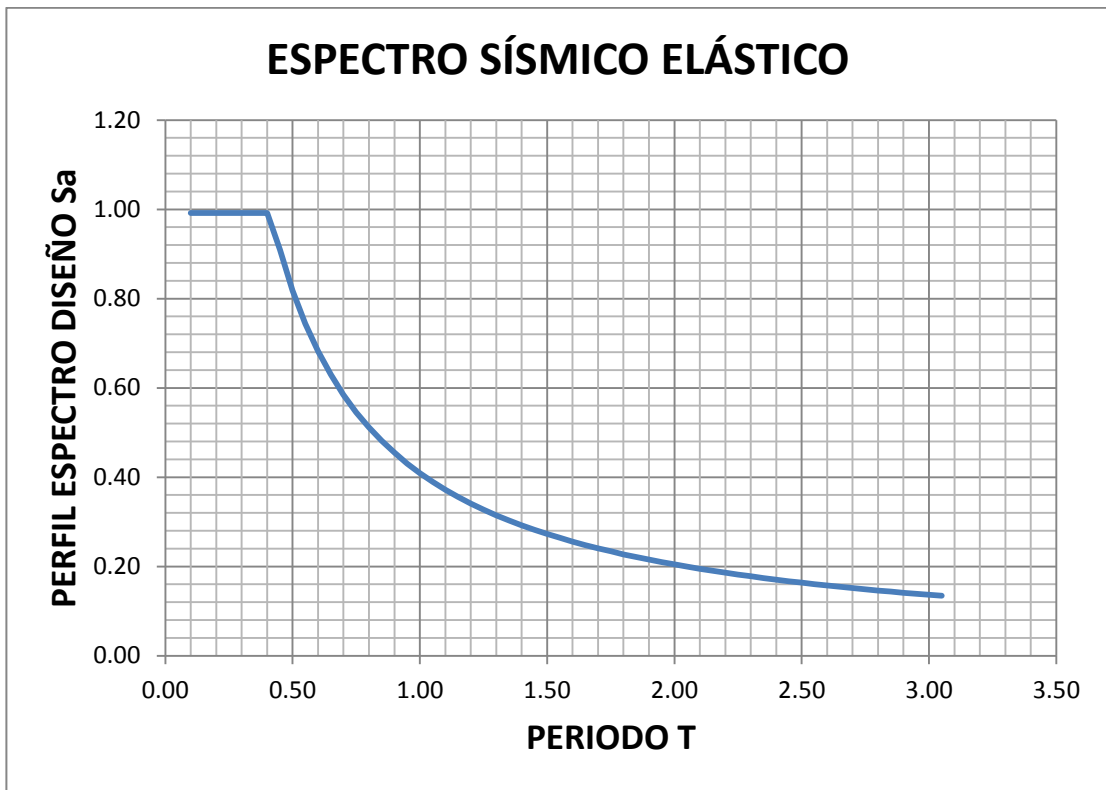


Gráfico #45

Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli

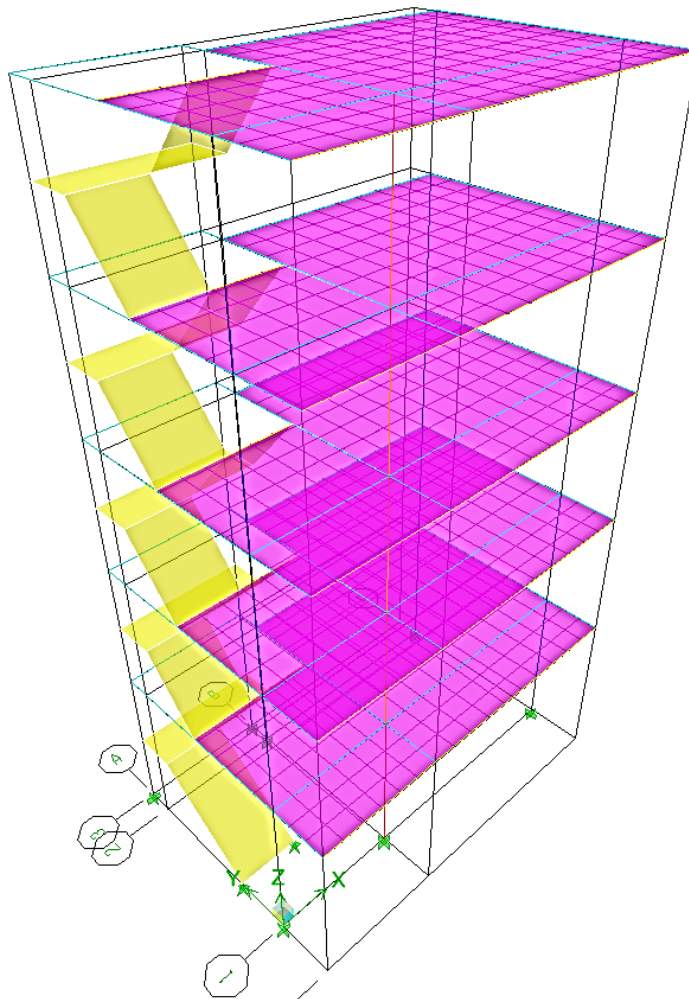
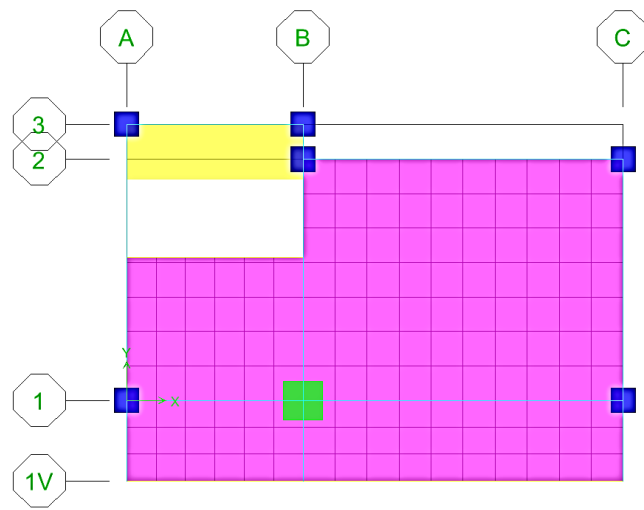


Gráfico #46

Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli

6.7.4.5.- ANALISIS CUALITATIVO DE VIGAS

Se realizara una presentación de los principales resultados obtenidos luego de realizar la modelación y los cálculos de los métodos aplicados en los puntos anteriores para poder evaluar cuál es el daño presente en la Estructura de 5 Pisos frente a una demanda sísmica especificada por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 11) publicación Enero 2013.

Para realizar un análisis cualitativo del nivel de daño que tiene cada viga del edificio en cada planta, se asume una escala dependiendo del tipo daño, considerando como las fallas más desfavorables, de acuerdo a la siguiente tabla de valores:

Tipos de fallas	Grado
Fisuras por flexión pura	1
Fisuras por cortante	2

Tabla #37

Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli

De esta manera se analiza cada viga sumando las diferentes fallas que presenta según el siguiente cuadro y se obtiene un nivel de daño total de cada viga:

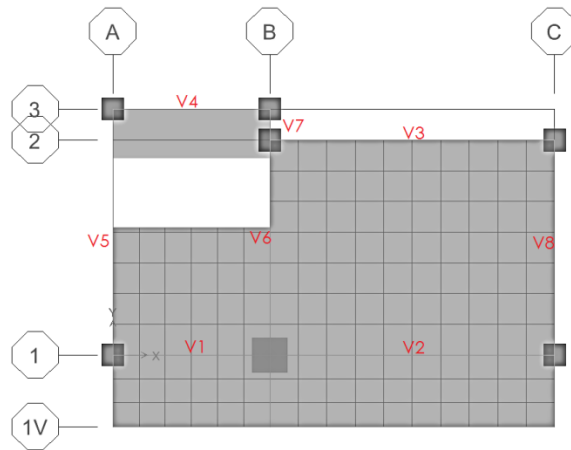


Gráfico #47

Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli

CUADRO DE VIGAS DAÑADAS ESTRUCTURA 5 PISOS									
NIVELES	VIGAS								
	PATOLOGÍA	1	2	3	4	5	6	7	8
P1	Fisuras por flexión pura	x	x						
	Fisuras por cortante						x	x	
P2	Fisuras por flexión pura	x	x						
	Fisuras por cortante						x	x	
P3	Fisuras por flexión pura	x	x						
	Fisuras por cortante						x	x	
P4	Fisuras por flexión pura		x						
	Fisuras por cortante						x	x	
P5	Fisuras por flexión pura		x						
	Fisuras por cortante						x	x	
Levantamiento de nivel de daño en vigas (Inspección Física)									x

Tabla #38

Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli

Luego clasificamos las vigas en 4 grupos de acuerdo a los rangos de la siguiente tabla y para finalizar, graficamos el nivel de daño que tiene cada columna en cada planta:





NIVELES DE DAÑO	
Reparable	0 A 1 
Moderado	2 A 3 
Severo	4 A 5 
Crítico	6 A 10 

Tabla #39

Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli

CUADRO DE VIGAS DAÑADAS ESTRUCTURA 5 PISOS									
NIVELES	VIGAS								
	PATOLOGÍA	1	2	3	4	5	6	7	8
P1	Fisuras por flexión pura	x	x						
	Fisuras por cortante						x	x	
P2	Fisuras por flexión pura	x	x						
	Fisuras por cortante						x	x	
P3	Fisuras por flexión pura	x	x						
	Fisuras por cortante						x	x	
P4	Fisuras por flexión pura		x						
	Fisuras por cortante						x	x	
P5	Fisuras por flexión pura		x						
	Fisuras por cortante						x	x	
Levantamiento de nivel de daño en vigas (Inspección Física)									x

Tabla #40

Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli

6.7.4.6.- ANÁLISIS Y CHEQUEO DE RESULTADOS

6.7.4.6.1.- RESUMEN DE ACEROS DE LA ESTRUCTURA DE 5 PISOS CALCULADA POR EL SOFTWARE ESPECIALIZADO

El software especializado muestra la tabla de resultados de aceros del diseño, y lo vamos a representar en pórticos para mayor comprensión de las áreas de acero.

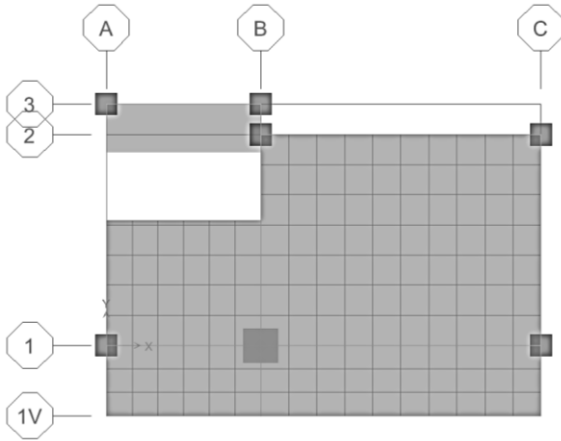


Gráfico #48 Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli

ÁREAS DE ACEROS EN PÓRTICO EJE 1 (cm²)

	A			B			C
P5	2.968	1.246	3.264	6.046	1.901	4.597	
	2.170	1.303	1.934	3.264	3.147	2.975	
P4	4.277	2.199	4.733	7.272	2.258	6.283	
	3.362	2.503	3.420	3.462	3.204	3.264	
P3	6.293	3.264	7.071	8.449	2.590	7.253	
	5.379	3.264	5.586	3.985	3.264	3.453	
P2	8.077	3.288	8.818	9.175	2.790	8.097	
	7.019	3.542	7.382	4.303	3.264	3.830	
P1	7.795	3.389	8.967	9.023	2.749	7.631	
	6.850	3.584	7.393	4.237	3.264	3.622	
	18.040		34.986			17.335	

Gráfico #49

Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli

ÁREAS DE ACEROS EN PÓRTICO EJE 2 (cm²)

	A		B		C
P5			3.678	1.184	3.429
			2.395	2.299	2.237
			12.250		12.250
P4			4.316	1.449	4.537
			2.799	2.336	2.937
			12.250		12.250
P3			4.967	1.607	5.060
			3.206	2.358	3.264
			12.250		12.250
P2			5.346	1.747	5.528
			3.264	2.502	3.264
			16.321		12.250
P1			5.304	1.680	5.154
			3.264	2.495	3.264
			21.370		20.076

Gráfico #50

Elaborado por: Egdo. Paul Yauli

ÁREAS DE ACEROS EN PÓRTICO EJE 3 (cm²)

	A		B		C
P5	1.364	0.419	1.697		
	1.398	0.419	1.185		
			12.250		
P4	2.600	0.719	2.933		
	2.644	0.719	2.417		
			12.250		
P3	3.264	1.092	3.380		
	3.264	1.092	3.264		
			12.250		
P2	3.786	1.326	4.137		
	3.896	1.326	3.667		
			19.281		
P1	4.095	1.462	4.581		
	4.336	1.462	3.994		
			13.872		32.031

Gráfico #51

Elaborado por: Egdo. Paul Yauli

ÁREAS DE ACEROS EN PÓRTICO EJE A (cm²)

	V		1			3	
P5	0.144	0.598	1.675	4.504	1.438	3.264	
	0.072	0.414	0.831	2.916	1.664	3.264	
			12.250				12.250
P4	0.216	0.751	1.896	7.274	2.258	4.953	
	0.108	0.468	0.940	3.462	3.403	3.306	
			12.250				12.250
P3	0.250	0.797	1.937	8.714	2.875	6.164	
	0.125	0.478	0.960	4.391	4.482	4.464	
			12.250				12.250
P2	0.274	0.831	1.975	9.451	3.264	7.095	
	0.137	0.487	0.979	5.184	5.374	5.191	
			13.207				12.250
P1	0.309	0.869	2.023	7.900	3.364	6.667	
	0.154	0.499	1.002	4.505	5.392	5.068	
			18.040				13.872

Gráfico #52

Elaborado por: Egdo. Paul Yauli

ÁREAS DE ACEROS EN PÓRTICO EJE B (cm²)

	V		1		2		3	
P5	0.011	1.298	3.264	8.314	2.552	6.516	3.182	1.970
	0.167	0.890	1.795	3.926	3.264	4.500	2.466	0.976
			30.250			12.250		12.250
P4	0.000	1.459	3.264	10.473	3.139	8.151	2.360	3.102
	0.181	0.995	2.009	4.860	3.550	5.762	1.875	1.829
			30.250			12.250		12.250
P3	0.013	1.465	3.264	12.765	3.264	10.051	1.969	3.427
	0.208	0.997	2.012	5.806	4.369	7.394	1.303	3.264
			30.250			12.250		12.250
P2	0.013	1.463	3.264	13.610	3.264	10.984	1.758	4.566
	0.210	0.996	2.011	6.566	5.044	8.039	0.991	3.614
			30.250			16.321		19.281
P1	0.047	1.496	3.264	12.620	3.264	9.559	2.518	4.978
	0.234	0.998	2.015	6.288	5.407	6.142	1.245	4.107
			34.986			21.370		32.031

Gráfico #53

Elaborado por: Egdo. Paul Yauli

ÁREAS DE ACEROS EN PÓRTICO EJE C (cm²)

	V		1		2	
P5	0.039	0.963	2.777	5.284	2.136	3.416
	0.040	0.681	1.371	3.264	2.836	3.264
			12.250			12.250
P4	0.068	1.118	3.118	7.710	3.264	5.648
	0.073	0.763	1.536	3.658	3.264	4.937
			12.250			12.250
P3	0.097	1.159	3.116	9.819	3.364	7.608
	0.103	0.762	1.535	5.424	3.922	6.883
			12.250			12.250
P2	0.116	1.188	3.118	11.141	3.861	9.050
	0.121	0.763	1.536	6.727	4.424	8.116
			12.250			12.250
P1	0.119	1.184	3.108	10.580	3.658	8.839
	0.133	0.760	1.531	6.534	4.214	7.648
			17.335			20.076

Gráfico #54

Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli

6.7.4.6.2.- CÁLCULO DE MOMENTOS NOMINALES RESISTENTES EN LA ESTRUCTURA DE 5 PISOS

AREA DE ACEROS VIGA 5TO PISO PÓRTICO EJE 1 (cm²)

	A			B	C		
P5	2.968	1.246	3.264	6.046	1.901	4.597	
	2.170	1.303	1.934	3.264	3.147	2.975	

Armadura Mínima:

$$\rho_{\text{mín}} = \frac{14}{f_y}$$

$$\rho_{\text{mín}} = \frac{14}{4200}$$

$$\rho_{\text{mín}} = 0.003333$$

La cuantía de armado mínima es:

$$\rho_{\text{mín}} = 0.003333$$

La sección de acero correspondiente es:

$$A_{s_{\text{mín}}} = \rho_{\text{mín}} * b_w * d$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = 0.003333 * 30 \text{ cm} * 32.5 \text{ cm}$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = 3.25 \text{ cm}^2$$

Se requiere reajustar la armadura positiva de algunos tramos que no cumplen con los criterios de armado mínimo (cm²):

	A			B	C		
P5	3.250	3.250	3.264	6.046	3.250	4.597	
	3.250	3.250	3.250	3.264	3.250	3.250	

Armadura Máxima:

La cuantía balanceada para vigas rectangulares es:

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} * \frac{0.003}{\frac{f_y}{E_s} + 0.003}$$

$$\rho_b = 0.85 * 0.85 * \frac{\sqrt{210}}{4200} * \frac{0.003}{\frac{4200}{2100000} + 0.003}$$

$$\rho_b = 0.0216$$

La cuantía de armado máxima es:

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.50 * \rho_b$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.50 * 0.0216$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.0108$$

La sección de acero correspondiente es:

$$A_{s_{m\acute{a}x}} = 0.0108 * 30 \text{ cm} * 32.5 \text{ cm}$$

$$A_{s_{m\acute{a}x}} = 10.53 \text{ cm}^2$$

Debido a que todas las secciones cumplen con el criterio de no superar la armadura máxima, no se requiere otro reajuste adicional.

Distribución de la Armadura:

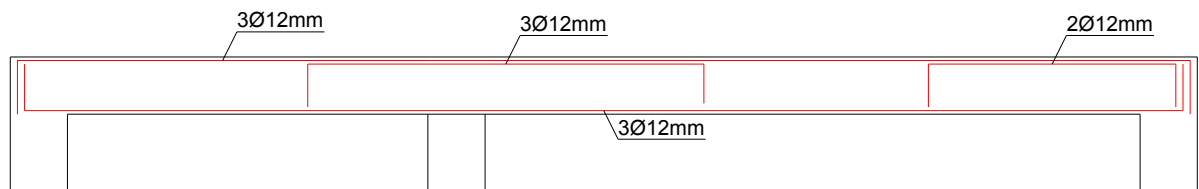


Gráfico #55 Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli

Distribución de la armadura en base a aceros comerciales o reales (cm²):

	A			B	C	
P5	3.393	3.393	3.393	6.786	3.393	5.655
	3.393	3.393	3.393	3.393	3.393	3.393

Corte de una sección de la viga:

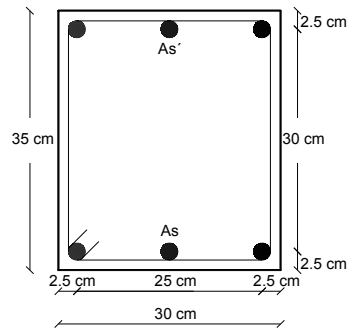


Gráfico #56

Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli

$$A_s = 3.393 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = 3.393 \text{ cm}^2$$

Momentos Nominales Resistentes:

Al utilizar los valores de los aceros reales para el armado de la viga se producen ligeros cambios en la capacidad resistente de las secciones.

La fuerza de tracción del acero "T" que se encuentra en fluencia es:

$$T = A_s * f_y$$

$$T = 3.393 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$T = 14250.60 \text{ kg}$$

La altura del bloque de compresión equivalente "a" es:

$$a = \frac{T}{0.85 * f'c * b}$$

$$a = \frac{14250.60 \text{ kg}}{0.85 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 30 \text{ cm}}$$

$$a = 2.66 \text{ cm}$$

El momento nominal resistente “ M_n ” es:

$$M_n = T * \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 14250.60 \text{ kg} * \left(32.5 \text{ cm} - \frac{2.66 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_n = 444191.20 \text{ kg} - \text{cm}$$

El momento último resistente “ M_u ” es:

$$M_u = \phi M_n$$

$$M_u = 0.90 * 444191.20 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_u = 399772.08 \text{ kg} - \text{cm}$$

A continuación se presenta una tabla con los Momentos de cada sección de la viga:

Sección	Posición	b	d	f'c	fy	Armado real	Área Acero	T	a	Mn	Mu
		cm	cm	kg/cm2	kg/cm2		cm2	kg	cm	kg-cm	kg-cm
1	Superior	30	32.50	210	4200	3Ø12	3.39	14250.60	2.66	444191.20	399772.08
	Inferior	30	32.50	210	4200	3Ø12	3.39	14250.60	2.66	444191.20	399772.08
2	Superior	30	32.50	210	4200	3Ø12	3.39	14250.60	2.66	444191.20	399772.08
	Inferior	30	32.50	210	4200	3Ø12	3.39	14250.60	2.66	444191.20	399772.08
3	Superior	30	32.50	210	4200	3Ø12+3Ø12	6.79	28501.20	5.32	850475.81	765428.23
	Inferior	30	32.50	210	4200	3Ø12	3.39	14250.60	2.66	444191.20	399772.08
4	Superior	30	32.50	210	4200	3Ø12	3.39	14250.60	2.66	444191.20	399772.08
	Inferior	30	32.50	210	4200	3Ø12	3.39	14250.60	2.66	444191.20	399772.08
5	Superior	30	32.50	210	4200	3Ø12+2Ø12	5.66	23751.00	4.44	719180.28	647262.25
	Inferior	30	32.50	210	4200	3Ø12	3.39	14250.60	2.66	444191.20	399772.08

Tabla #41

Elaborado por: Egdo. Paul Yauli

COLUMNA DE SECCIÓN 35 CM X 35 CM

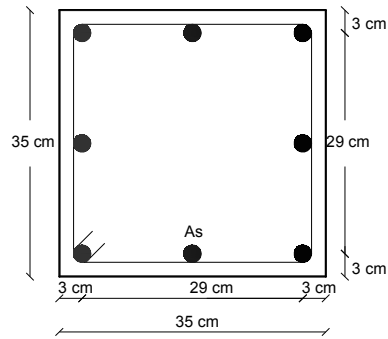


Gráfico #57 Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli

La sección de acero “A_s” en la sección traccionada es:

$$A_s = 12.25 \text{ cm}^2$$

La fuerza de tracción “T_s” es:

$$T_s = A_s * f_y$$

$$T_s = 12.25 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_s = 51450 \text{ kg}$$

Por equilibrio de fuerzas horizontales la fuerza en compresión “C_s” es:

$$C_s = T_s$$

$$C_s = 51450 \text{ kg}$$

La altura del bloque de compresión equivalente “a” es:

$$a = \frac{C_s}{0.85 * f'_c * b}$$

$$a = \frac{51450 \text{ kg}}{0.85 * 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 35 \text{ cm}}$$

$$a = 8.24 \text{ cm}$$

La posición del eje neutro “c” es:

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{8.24 \text{ cm}}{0.85}$$

$$c = 9.69 \text{ cm}$$

El momento nominal resistente “ M_n ” es:

$$M_n = T_s * \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 51450 \text{ kg} * \left(32 \text{ cm} - \frac{8.24 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_n = 1434547.06 \text{ kg} - \text{cm}$$

El momento último resistente “ M_u ” es:

$$M_u = \phi M_n$$

$$M_u = 0.90 * 1434547.06 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_u = 1291092.35 \text{ kg} - \text{cm}$$

De esta manera calcularemos los momentos nominales resistentes tanto de las vigas y las columnas en todos los pisos:

MOMENTOS NOMINALES RESISTENTES PÓRTICO EJE 1 (kg-cm)

	A			B			C		
P5	392695.73	167887.21	430495.49	773673.19	254384.66	597656.51			
	289557.14	175462.59	258710.50	430495.49	415583.93	393592.50			
P4	557985.47	293336.77	614429.15	917971.08	301019.03	801898.55			
	442955.76	332814.78	450317.44	455642.37	422853.37	430495.49			
P3	803086.01	430495.49	894604.62	1052508.83	344064.74	915767.19			
	693386.01	430495.49	718437.15	521533.36	430495.49	454501.73			
P2	1010409.89	433549.49	1093882.24	1133544.26	369845.68	1012683.22			
	888540.99	465771.33	930710.40	561219.53	430495.49	502085.96			
P1	978235.82	446383.93	1110479.61	1116701.34	364569.79	959421.39			
	868781.47	471081.80	931982.45	553006.26	430495.49	475882.22			
	1965129.04		2974089.89			1905585.56			

Gráfico #58

Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli

MOMENTOS NOMINALES RESISTENTES PÓRTICO EJE 2 (kg-cm)

	A			B			C		
P5				482949.09	159636.91	451458.91			
				318819.58	306351.76	298285.79			
P4				562835.85	194824.36	590240.21			
				371003.17	311160.15	388722.66			
P3				643165.73	215709.69	654543.74			
				423108.27	314017.36	430495.49			
P2				689381.17	234156.78	711430.19			
				430495.49	332685.35	430495.49			
P1				684279.65	225335.44	666019.28			
				430495.49	331779.23	430495.49			
			2227407.67			2129208.6			

Gráfico #59

Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli

MOMENTOS NOMINALES RESISTENTES PÓRTICO EJE 3 (kg-cm)

	A		B		C
P5	183559.42	56945.65	227574.89		
	188067.84	56945.65	159770.06		
P4	345356.47	97413.67	388209.81		
	351036.73	97413.67	321673.13		
P3	430495.49	147374.52	445241.44		
	430495.49	147374.52	430495.49		
P2	496553.05	178516.73	540538.47		
	510375.08	178516.73	481561.66		
P1	535293.58	196545.43	595679.83		
	565321.56	196545.43	522660.48		
1592727.55		2856517.04			

Gráfico #60

Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli

MOMENTOS NOMINALES RESISTENTES PÓRTICO EJE A (kg-cm)

	V		1		3	
P5	19626.73	81122.15	224676.62	586156.92	193367.69	430495.49
	9820.68	56269.03	112456.59	386029.69	223226.97	430495.49
P4	29418.13	101715.26	253728.97	918203.01	301019.03	641450.79
	14725.53	63572.79	127062.56	455642.37	448160.69	435838.93
P3	34036.76	107893.73	259103.60	1082260.35	380768.38	787746.15
	17040.44	64924.43	129738.92	572151.43	583433.01	581203.35
P2	37295.01	112456.59	264080.74	1163960.70	430495.49	897400.64
	18674.00	66140.67	132280.41	669676.44	692779.41	670529.41
P1	42043.70	117552.39	270361.81	990241.76	443209.77	847294.13
	20987.52	67761.97	135355.58	586280.70	694962.83	655521.35
			1965129.04			1592727.55

Gráfico #61

Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli

MOMENTOS NOMINALES RESISTENTES PÓRTICO EJE B (kg-cm)

	V			1			2			3		
P5	1501.33	174798.45	430495.49	1037276.16	339153.59	829492.93	420048.71	263426.08				
	22756.13	120366.74	240468.76	514138.80	430495.49	585661.76	328023.84	131879.19				
P4	0.00	196148.30	430495.49	1274716.88	414562.93	1018815.55	314277.04	409838.43				
	24660.25	134419.82	268530.50	630044.68	466783.24	739641.50	250974.26	244935.81				
P3	1774.26	196942.54	430495.49	1512382.18	430495.49	1229341.36	263295.14	451205.27				
	28330.92	134687.19	268922.97	744928.93	569420.51	932098.08	175462.59	430495.49				
P2	1774.26	196677.80	430495.49	1596260.86	430495.49	1328989.05	235603.85	593826.03				
	28602.74	134553.51	268792.15	835394.50	652587.97	1006087.47	133885.03	474871.95				
P1	6412.38	201044.45	430495.49	1497786.14	430495.49	1175804.23	334755.95	644512.79				
	31863.70	134820.88	269315.42	802492.31	696781.64	785125.36	167754.23	536792.63				
			2974089.89			2227407.67					2856517.04	

Gráfico #62
Elaborado por: Ego. Paúl Yauli

MOMENTOS NOMINALES RESISTENTES PÓRTICO EJE C (kg-cm)

	V			1			2		
P5	5321.35	130140.27	368173.35	681848.60	285122.83	449810.04			
	5457.74	92301.78	184487.89	430495.49	375759.32	430495.49			
P4	9275.47	150842.40	411881.93	968493.92	430495.49	725916.84			
	9956.98	103327.61	206333.23	480426.23	430495.49	639490.19			
P3	13227.22	156307.10	411626.53	1204181.37	443209.77	956776.71			
	14044.52	103193.27	206201.06	698842.20	513637.12	872646.17			
P2	15815.00	160169.51	411881.93	1345515.61	505980.87	1119697.94			
	16495.83	103327.61	206333.23	854349.58	576245.26	1014841.83			
P1	16223.51	159636.91	410604.83	1286142.14	480426.23	1096225.26			
	18129.53	102924.56	205672.38	831618.31	550141.17	961375.19			
			1905585.56			2129208.6			

Gráfico #63
Elaborado por: Ego. Paúl Yauli

6.7.4.6.3.- ANÁLISIS DE LAS CONEXIONES VIGA-COLUMNA EN LA ESTRUCTURA DE 5 PISOS

Según el código ACI 318S-08 que menciona que se tiene que cumplir la siguiente condición:

$$\Sigma M_{n\text{columna}} \geq \Sigma 1.2 * M_{n\text{viga}}$$

Vamos a controlar esta condición en toda la estructura:

CONTROL CONDICIÓN PÓRTICO EJE 1 (kg-cm)

	ΣM_n Viga	ΣM_n Columna	$\Sigma M_n \text{ col} \geq 1.2 * \Sigma M_n \text{ viga}$
P5	682252.87	1434547.06	Ok
	1893374.66	2773747.06	Ok
	991249.01	1434547.06	Ok
P4	1000941.23	2869094.12	Ok
	2438360.04	5547494.12	Ok
	1232394.04	2869094.12	Ok
P3	1496472.01	2869094.12	Ok
	3187083.95	5547494.12	Ok
	1370268.93	2869094.12	Ok
P2	1898950.88	2963321.01	Ok
	3719356.44	5547494.12	Ok
	1514769.18	2869094.12	Ok
P1	1847017.29	3493902.99	Ok
	3712169.67	5747836.95	Ok
	1435303.61	3340132.62	Ok

Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli

Tabla #42

CONTROL CONDICIÓN PÓRTICO EJE 2 (kg-cm)

	ΣM_n Viga	ΣM_n Columna	$\Sigma M_n \text{ col} \geq 1.2 * \Sigma M_n \text{ viga}$
P5	801768.68	1434547.06	Ok
	749744.70	1434547.06	Ok
P4	933839.02	2869094.12	Ok
	978962.88	2869094.12	Ok
P3	1066273.99	2869094.12	Ok
	1085039.23	2869094.12	Ok
P2	1119876.65	3252030.58	Ok
	1141925.68	2869094.12	Ok
P1	1114775.14	4044891.19	Ok
	1096514.77	3563755.66	Ok

Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli

Tabla #43

CONTROL CONDICIÓN PÓRTICO EJE 3 (kg-cm)

	ΣM_n Viga	ΣM_n Columna	$\Sigma M_n \text{ col } \geq 1.2 * \Sigma M_n \text{ viga}$
P5	371627.26	1434547.06	Ok
	387344.95	1434547.06	Ok
P4	696393.20	2869094.12	Ok
	709882.94	2869094.12	Ok
P3	860990.98	2869094.12	Ok
	875736.92	2869094.12	Ok
P2	1006928.14	2869094.12	Ok
	1022100.13	3501080.10	Ok
P1	1100615.14	3027274.61	Ok
	1118340.30	4923050.09	Ok

Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli

Tabla #44

CONTROL CONDICIÓN PÓRTICO EJE A (kg-cm)

	ΣM_n Viga	ΣM_n Columna	$\Sigma M_n \text{ col } \geq 1.2 * \Sigma M_n \text{ viga}$
P5	1109319.81	1434547.06	Ok
	860990.98	1434547.06	Ok
P4	1754636.91	2869094.12	Ok
	1077289.72	2869094.12	Ok
P3	2043254.30	2869094.12	Ok
	1368949.49	2869094.12	Ok
P2	2229998.28	2963321.01	Ok
	1567930.05	2869094.12	Ok
P1	1982239.86	3493902.99	Ok
	1502815.48	3027274.61	Ok

Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli

Tabla #45

CONTROL CONDICIÓN PÓRTICO EJE B (kg-cm)

	ΣM_n Viga	ΣM_n Columna	ΣM_n col $\geq 1.2 * \Sigma M_n$ viga
P5	2222379.20	2773747.06	Ok
	1157516.77	1434547.06	Ok
	395305.27	1434547.06	Ok
P4	2603787.56	5547494.12	Ok
	2323708.35	2869094.12	Ok
	654774.24	2869094.12	Ok
P3	2956729.57	5547494.12	Ok
	2336902.03	2869094.12	Ok
	881700.76	2869094.12	Ok
P2	3130943.00	5547494.12	Ok
	2704565.40	3252030.58	Ok
	1068697.97	3501080.10	Ok
P1	3000089.36	5747836.95	Ok
	2463439.77	4044891.19	Ok
	1181305.42	4923050.09	Ok

Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli

Tabla #46

CONTROL CONDICIÓN PÓRTICO EJE C (kg-cm)

	ΣM_n Viga	ΣM_n Columna	ΣM_n col $\geq 1.2 * \Sigma M_n$ viga
P5	1050021.96	1434547.06	Ok
	880305.53	1434547.06	Ok
P4	2067135.30	2869094.12	Ok
	1365407.03	2869094.12	Ok
P3	2314650.10	2869094.12	Ok
	1829422.88	2869094.12	Ok
P2	1963730.77	2869094.12	Ok
	2134539.77	2869094.12	Ok
P1	2734037.66	3340132.62	Ok
	2057600.45	3563755.66	Ok

Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli

Tabla #47

6.7.4.6.4.- ANÁLISIS DE LAS CONEXIONES VIGA-COLUMNA EN LA ESTRUCTURA DE 5 PISOS CON LA UTILIZACIÓN DE FIBRA DE CARBONO EN SUS VIGAS

Con los datos experimentales obtenidos anteriormente acerca del incremento del 40% que existe entre los momentos nominales de una viga sin refuerzo de fibra de carbono con una viga con refuerzo de fibra de carbono, vamos a aumentar ese porcentaje en la sumatoria de momentos nominales de la viga y de igual manera vamos a controlar la condición en toda la estructura:

CONTROL CONDICIÓN PÓRTICO EJE 1 (kg-cm)

	ΣM_n Viga	ΣM_n Columna	$\Sigma M_n \text{ col} \geq 1.2 * \Sigma M_n \text{ viga}$
P5	955154.02	1434547.06	Ok
	2650724.53	2773747.06	Falla
	1387748.62	1434547.06	Falla
P4	1401317.73	2869094.12	Ok
	3413704.06	5547494.12	Ok
	1725351.65	2869094.12	Ok
P3	2095060.82	2869094.12	Ok
	4461917.53	5547494.12	Ok
	1918376.50	2869094.12	Ok
P2	2658531.24	2963321.01	Falla
	5207099.01	5547494.12	Falla
	2120676.85	2869094.12	Ok
P1	2585824.20	3493902.99	Ok
	5197037.53	5747836.95	Falla
	2009425.06	3340132.62	Ok

Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli

Tabla #48

CONTROL CONDICIÓN PÓRTICO EJE 2 (kg-cm)

	ΣM_n Viga	ΣM_n Columna	$\Sigma M_n \text{ col} \geq 1.2 * \Sigma M_n \text{ viga}$
P5	1122476.15	1434547.06	Ok
	1049642.58	1434547.06	Ok
P4	1307374.63	2869094.12	Ok
	1370548.03	2869094.12	Ok
P3	1492783.59	2869094.12	Ok
	1519054.92	2869094.12	Ok
P2	1567827.32	3252030.58	Ok
	1598695.95	2869094.12	Ok
P1	1560685.19	4044891.19	Ok
	1535120.68	3563755.66	Ok

Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli

Tabla #49

CONTROL CONDICIÓN PÓRTICO EJE 3 (kg-cm)

	ΣM_n Viga	ΣM_n Columna	ΣM_n col $\geq 1.2 * \Sigma M_n$ viga
P5	520278.16	1434547.06	Ok
	542282.93	1434547.06	Ok
P4	974950.47	2869094.12	Ok
	993836.11	2869094.12	Ok
P3	1205387.37	2869094.12	Ok
	1226031.69	2869094.12	Ok
P2	1409699.39	2869094.12	Ok
	1430940.18	3501080.10	Ok
P1	1540861.20	3027274.61	Ok
	1565676.43	4923050.09	Ok

Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli

Tabla #50

CONTROL CONDICIÓN PÓRTICO EJE A (kg-cm)

	ΣM_n Viga	ΣM_n Columna	ΣM_n col $\geq 1.2 * \Sigma M_n$ viga
P5	1833047.74	1434547.06	Falla
	1205387.37	1434547.06	Falla
P4	2456491.68	2869094.12	Falla
	1508205.61	2869094.12	Ok
P3	2860556.02	2869094.12	Falla
	1916529.29	2869094.12	Ok
P2	3121997.59	2963321.01	Falla
	2195102.07	2869094.12	Ok
P1	2775135.80	3493902.99	Ok
	2103941.67	3027274.61	Ok

Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli

Tabla #51

CONTROL CONDICIÓN PÓRTICO EJE B (kg-cm)

	ΣM_n Viga	ΣM_n Columna	ΣM_n col $\geq 1.2 \cdot \Sigma M_n$ viga
P5	3111330.89	2773747.06	Falla
	3028518.14	1434547.06	Falla
	553427.38	1434547.06	Ok
P4	3645302.58	5547494.12	Ok
	3253191.69	2869094.12	Falla
	916683.93	2869094.12	Ok
P3	4139421.40	5547494.12	Ok
	3640276.04	2869094.12	Falla
	1234381.06	2869094.12	Ok
P2	4383320.20	5547494.12	Ok
	3786391.57	3252030.58	Falla
	1496177.16	3501080.10	Ok
P1	4200125.11	5747836.95	Ok
	3448815.68	4044891.19	Falla
	1653827.59	4923050.09	Ok

Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli

Tabla #52

CONTROL CONDICIÓN PÓRTICO EJE C (kg-cm)

	ΣM_n Viga	ΣM_n Columna	ΣM_n col $\geq 1.2 \cdot \Sigma M_n$ viga
P5	2331007.467	1434547.059	Falla
	1232427.737	1434547.059	Falla
P4	2893989.427	2869094.118	Falla
	1911569.845	2869094.118	Ok
P3	3529191.628	2869094.118	Falla
	2561192.038	2869094.118	Falla
P2	3945312.484	2869094.118	Falla
	2988355.675	2869094.118	Falla
P1	3827652.719	3340132.624	Falla
	2880640.634	3563755.657	Ok

Elaborado por: Egdo. Paúl Yauli

Tabla #53

6.7.5.- CONCLUSIONES

- Los materiales compuestos por resina epoxi reforzada con fibra de carbono son los de mayor aplicación en la ejecución de refuerzos de estructuras de hormigón armado, esto se debe a las excelentes propiedades mecánicas de la fibra de carbono como elemento resistente y su gran compatibilidad con el hormigón.
- La fibra de carbono destaca enormemente en su puesta en obra ya que es un material muy ligero, de gran maniobrabilidad, capaz de adaptarse a cualquier geometría y su formato de comercialización permite su colocación sin juntas y así se evita puntos débiles en el refuerzo.
- Luego de los ensayos a flexión se puede concluir que al someter las vigas sin refuerzo de fibra de carbono al ensayo las fallas se producen mediante fisuras a 90° en el punto de aplicación de la carga, mientras que en las vigas con refuerzo de fibra de carbono las fallas se producen mediante fisuras a 45° que se propagan rápidamente desprendiendo el recubrimiento inferior del concreto con el refuerzo de fibra de carbono.
- En los ensayos realizados las fallas de rotura se producen en el hormigón mientras que la fibra de carbono no sufre ningún tipo de problema.
- El incremento de la resistencia última entre las vigas sin y con refuerzo de fibra de carbono que soportan es considerablemente elevado y en especial en esta investigación que se utilizó un nuevo tipo de fibra de carbono de mayor espesor.
- Al realizar la modelación de una estructura de 5 pisos en un software especializado y luego de un posterior análisis de las vigas, columnas y los

nudos que son una de los puntos donde más se producen fallas en las edificaciones ante sollicitaciones de fuerzas sísmicas, se puede concluir que las conexiones viga – columna de toda la estructura cumplen con el criterio “Columna fuerte – Viga débil” y que se puede comprobar con la condición “ $\Sigma M_n \text{columna} \geq \Sigma 1.2 * M_n \text{viga}$ ” estipulado por el código ACI 318, mientras que al realizar el incremento de capacidad de carga en las vigas que se obtiene con el refuerzo de fibra de carbono esta condición ya no se cumple en varios nudos de la estructura.

6.7.6.- RECOMENDACIONES

- Para reforzar con fibra de carbono cualquier elemento estructural y obtener resultados óptimos, los elementos de hormigón debe ser muy bien preparados y tratados.
- Para el cálculo de la viga con refuerzo de fibra de carbono se debe analizar muy minuciosamente cumpliendo lo recomendado por el ACI 440.2R-02, para lo que necesitamos un conocimiento completo de la Norma.
- Para la colocación del refuerzo de fibra de carbono dependerá mucho de la técnica adoptada, ya que es un material que brinda valores mayores de resistencia en la dirección axial de la fibra que en la dirección transversal, y si se elige una configuración inadecuada podría resultar en un perjuicio para la estructura.
- Al reforzar las vigas en una edificación se comprobó que se pierde totalmente uno de los criterios a cumplir en cualquier proyecto Sismoresistente, por lo que se recomienda que al reforzar una estructura con fibra de carbono no solo se analice la viga como elemento dañado sino toda la estructura (Vigas y Columnas); y así, que toda la estructura trabaje de forma monolítica.

6.8.- ADMINISTRACIÓN

El control y administración del presente trabajo está a cargo del Ing. M. Sc. Jorge Cevallos quien siguió paso a paso esta investigación.

6.9.- PREVISIÓN DE LA EVALUACIÓN

En el desarrollo del presente trabajo se tomó como referencia técnica el Código ACI 318-08, la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011 y el Código ACI 440.2R-02, que han servido de base para el diseño y análisis de esta investigación.

C. MATERIALES DE REFERENCIA

BIBLIOGRAFÍA

- Pedro Galvín Barrera, “Estructuras de Hormigón Reforzadas con Fibras de Carbono”, disponible en: <http://es.scribd.com/doc/43685227/Proyecto-Estructura-de-Hormigon-Reforzado-Con-Fibra-de-Carbono>
- V. Rougier, “Refuerzo y Rehabilitación de Estructuras”, disponible en: http://www.edutecne.utn.edu.ar/cinpar_2010/Topico%202/CINPAR%20114.pdf
- A. Miravete, “Materiales de Construcción”
- Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 11), publicación Enero 2013
- Dr. Raúl Serrano Lizaola, “Comportamiento Estructural en Obra Civil”

- Dr. Alfonso del Río Bueno, “Patología, Reparación y Refuerzo de Estructuras de Hormigón Armado de Edificación”, disponible en: http://oa.upm.es/1159/1/LIBRO_RIO_BUENO_01.pdf
- M. Sc. Marcelo Romo Proaño, “Temas de Hormigón Armado”
- ACI 318-08
- ASTM C31
- ASTM C293
- Ing. Carlos de la Torre, “Cuaderno de Hormigón I”
- Ing. Carlos de la Torre, “Cuaderno de Hormigón II”
- ACI 440.2R-02
- Roberto Aguiar, “Análisis de Conexiones Viga – Columna”, disponible en: <http://ia.espe.edu.ec/wp-content/uploads/2013/02/Conexiones-viga-columna.pdf>
- Setmix, “Hoja Técnica Fibra de Carbono CARBOWRAP 600”

ANEXOS

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

ENCUESTA REALIZADA PARA CONOCER ACERCA DEL DESEMPEÑO SÍSMICO
EN UNA VIGA REPARADA CON FIBRAS DE CARBONO

ENCUESTA N°:

FECHA:

ENCUESTADO:

CUESTIONARIO

1. Ha utilizado fibras de carbono en la reparación de vigas:

SI ()

NO ()

Comentario:

.....

.....

.....

2. Conoce acerca del desempeño sísmico que se produce en una viga luego de ser reparada con fibras de carbono:

SI ()

NO ()

Comentario:

.....

.....

.....

3. Sabía que la fibra de carbono incrementa la resistencia a los refuerzos tanto en flexión como en corte:

SI ()

NO ()

Comentario:

.....
.....
.....

4. Conocía que al aplicar las fibras de carbono en la cara del fondo de la viga, en su longitud, se incrementa la resistencia a flexión, controlando mejor su deflexión, mientras que si se aplica en las caras laterales, se incrementa su resistencia a corte:

SI ()

NO ()

Comentario:

.....
.....
.....

5. Tenía conocimiento que la fibra de carbono incrementa la rigidez de la viga produciendo menor deformación bajo cargas sísmicas:

SI ()

NO ()

Comentario:

.....
.....
.....

6. Sabía que al aplicar este sistema de refuerzo provoca una pérdida de ductilidad, por lo tanto, es necesario considerar un alto factor de seguridad para el diseño:

SI ()

NO ()

Comentario:

.....
.....
.....

GRACIAS POR SU COLABORACIÓN



Pontificia Universidad Católica del Ecuador
LABORATORIO DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

Veintimilla y Av. 12 de Octubre
Telf.: 593 299 1529 • Fax: 593 299 1624
Facultad de Ingeniería Civil
Cel.: 09870 49430
Quito-Ecuador
LMC-PUCE@puce.edu.ec
www.puce.edu.ec

ÁREA DE RESISTENCIA DE MATERIALES
INFORME DE ENSAYO
FLEXIÓN EN VIGAS DE HORMIGÓN
CARGA EN EL PUNTO MEDIO

PROYECTO: UTA SOLICITA: Paúl Yauli
LOCALIZACIÓN: Ambato FISCALIZACIÓN:
MUESTRA: Tomada por el cliente CONTRATISTA:
NORMA DE REFERENCIA: ASTM C 293 FECHA DE RECEPCIÓN DE MUESTRA: 2013/09/09
FECHA DE IMPRESIÓN: 2013/09/12
RECEPCIÓN: 23727
HOJA: 1 de 1

Prueba N°	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Identificación de la probeta	Sin Revestimiento de Fibra de Carbono			Con Revestimiento de Fibra de Carbono solo en la parte inferior			Con Revestimiento de Fibra de Carbono		
Módulo de rotura esperado a los 28 días (MPa)	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2
Fecha de fabricación	2013/08/14	2013/08/14	2013/08/14	2013/08/14	2013/08/14	2013/08/14	2013/08/14	2013/08/14	2013/08/14
Fecha de ensayo	2013/09/11	2013/09/11	2013/09/11	2013/09/11	2013/09/11	2013/09/11	2013/09/11	2013/09/11	2013/09/11
Edad (días)	28	28	28	28	28	28	28	28	28
Longitud (mm)	510,00	500,00	510,00	505,00	502,00	501,00	500,00	502,00	503,00
Ancho (mm)	152,00	151,00	151,00	150,50	154,00	152,00	153,00	150,00	151,00
Altura (mm)	150,00	150,00	150,00	150,00	150,00	154,00	151,00	149,60	150,00
Volumen (mm³)	11628000,00	11325000,00	11551500,00	11400375,00	11596200,00	11727408,00	11551500,00	11264880,00	11392950,00
Masa (gr)	24890,00	24620,00	24710,00	25280,00	25120,00	24430,00	24770,00	24710,00	24320,00
Peso Unitario (gr/cm³)	2,14	2,17	2,14	2,22	2,17	2,08	2,14	2,19	2,13
Distancia entre apoyos (mm)	450,00	450,00	450,00	450,00	450,00	450,00	450,00	450,00	451,00
Carga máxima (N)	9697,68	13879,87	11389,12	32901,76	33096,68	33096,78	58504,78	66403,30	78497,95
Módulo de rotura (MPa)	1,9	2,8	2,3	6,6	6,4	6,2	11,3	13,4	15,6

1MPa = 10,2 Kg/cm²

OBSERVACIONES:

NOTA: Este informe de ensayo no debe ser reproducido parcialmente.

Ing. María Inés Calvo
Responsable de Área



Solidarios en la construcción, excelencia en la calidad...

CARBOWRAP 600 CFRP



SISTEMA COMPUESTO SETMIX: REFUERZO ESTRUCTURAL

DESCRIPCIÓN

El CARBOWRAP 600 CFRP de Setmix, está conformado por el sistema epóxico Epofix 300 y el tejido de refuerzo VCF-1800 de fibra de carbono unidireccional de alta resistencia (aerospace grade). El Epofix 300 es un sistema epóxico de 2 componentes sin solventes, sin carga, de módulo alto, tixotrópico.

USO

Epowrap CFRP es usado para reforzar puentes, edificios, y otras estructuras.

VENTAJAS

- Buenas propiedades a alta temperatura
- Buenas propiedades a baja temperatura
- Tiempo alargado de trabajo
- Alta resistencia y alto módulo de tensión
- Curado al ambiente
- 100 % libre de solventes

CUBRIMIENTO

Aproximadamente 55 m² con un rollo de Tejido de Refuerzo VCF-1800 (91 m x 0.61m) y 3 a 4 unidades de 18 kgs de Epofix 300.

RELACION DE MEZCLA DEL EPOFIX 300

100 partes en peso de componente A con 50 partes de componente B.

ALMACENAMIENTO

Epóxico- 2 años en los envases originales sin abrir y guardado bajo techo a la sombra.
Refuerzo- 10 años bajo techo a la sombra.

CONDICIONES DE BODEGA

Guardar a no menos de 5° C y no mas de 32° C.
Guarde los rollos acostados.
Evite contaminación con agua y humedad.

PROPIEDADES DE LA LAMINA

Propiedades	ASTM	Valor típico de ensayo. Diseño: referase a ACI
Resistencia última a tensión en la dirección principal de la fibra	D-3039	877 kg/cm ancho 842 MPa
Elongación a la ruptura	D-3039	1.2 %
Módulo de Tensión	D-3039	69.6 GPa
Resistencia última a tensión de la fibra a 90° de la principal	D-3039	0
Espesor de la lamina (normalizada)		1.0 mm

PROPIEDADES DE LA FIBRA EN SECO

Resistencia a Tensión	550,000 psi 3.79 GPa 38750 kg/cm ²
Módulo de Tensión	33.4 x 10 ³ psi 230 GPa
Elongación a la rotura	1.8 %
Densidad	1.76 g/cm ³
Peso por m ²	600 grs.
Resistencia última a tensión	1290 kg/cm de ancho del refuerzo VCF - 1800

PROPIEDADES DEL SISTEMA EPOXICO

	METODO	VALOR DE ENSAYO
RESISTENCIA A TENSION	D-638 TIPO I	72.4 MPa 10,500 psi
MODULO DE TENSION	D-638 TIPO I	3.18 GPa 461,000 psi
PORCENTAJE ELONGACION	D-638 TIPO I	5.0
RESISTENCIA A FLEXION	D-790	123.4 MPa 17,900 psi
MODULO DE FLEXION	D-790	3.12 GPa 452,000 psi

DISEÑO

El Sistema Epowrap CFRP debe ser diseñado (por un profesional calificado) para cumplir criterios de diseño específicos. El diseño debe cumplir con ICBO ACI 125, y será basado en fuerza de tensión y limitaciones de esfuerzo especificadas en ACI. Cada proyecto presenta parámetros únicos que deben ser dirigidos.

INSTALACIÓN

El sistema debe ser instalado por aplicadores con entrenamiento y experiencia adecuada y seguir estrictamente las recomendaciones de ADMIX Cia Ltda.

PREPARACIÓN DE LA SUPERFICIE

La preparación requerida de la superficie depende mucho del tipo de elemento a ser reforzado. En general, la superficie debe estar limpia, seca y libre de protuberancias y cavidades, que pueden crear vacíos bajo el sistema compuesto.

La superficie del hormigón de columnas que van a recibir envoltura continua requieren unicamente limpieza profunda con cepillo.

Superficies que van a recibir envoltura discontinua (paredes, vigas, losas, etc.) requieren limpieza ligera de chorro de arena, lijado u otros métodos adecuados para preparar la superficie del hormigón para adherencia suficiente (ACI 440.2).

En algunos diseños son incorporados anclajes mecánicos.