

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

COMPORTAMIENTO EN FLEXION DE SISTEMAS
DE REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL EN VIGAS
DE CONCRETO ARMADO

TESIS

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL

JOSE ANGEL CASTILLO HIYANE

LIMA – PERU

Digitalizado por:

Consortio Digital del
Conocimiento MebLatam,
Hemisferio y Dalse

2,002

A mis Padres

MISAEL y AKIKO

A mis Hermanas y Primos

ANA, ANGELA, JOSE CARLOS y MILAGROS

AGRADECIMIENTOS

Deseo expresar mi más sincero agradecimiento al Dr. Ing. Carlos Alberto Zavala Toledo, por su asesoramiento apoyo e interés brindado en todo momento para la realización del presente trabajo.

Al Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres Naturales (CISMID), en especial al personal profesional y técnico del Laboratorio de Estructuras por haberme brindado las facilidades necesarias para la realización de esta tesis.

Al Ing. Germán Valdivia Vasquez, por su generosidad en auspiciar mi tesis con la entrega de sus especímenes y datos correspondiente a sus ensayos realizados en este centro de investigación.

A nuestros compañeros de investigación del CISMID, quienes me brindaron su cooperación y amistad que permitieron una mayor facilidad en la realización de esta investigación.

A mis padres, hermanos y amigos quienes siguieron con preocupación, apoyo y amor en la formación de mi trayectoria personal, académica y profesional, otorgándome todas las condiciones del calor familiar necesaria para lograr tal fin.

INDICE

INTRODUCCIÓN	01
CAPITULO 1 ASPECTOS GENERALES	
1.1 Marco Referencial	04
1.2 Objetivos y Alcances	06
CAPITULO 2 AGRIETAMIENTOS EN ESTRUCTURAS	
2.1 Introducción	08
2.2 Causas y Control del Agrietamiento del Concreto	09
2.2.1 Contracción Plástica	09
2.2.2 Asentamiento del Concreto Plástico	10
2.2.3 Contracción por Secado	10
2.2.4 Esfuerzos Térmicos	13
2.2.5 Reacciones Químicas	13
2.2.6 Intemperismo	15
2.2.7 Corrosión del Reforzamiento	16
2.2.8 Errores Durante el Proceso Constructivo	18
2.2.9 Errores en el Diseño y Detallado	21
2.2.10 Cargas Externas Aplicadas	23
2.2.11 Daño Sísmico	25
2.2.11.1 Daño Típico en Edificaciones de Concreto Armado	25
2.2.11.2 Factores que Influyen el Daño de las Edificaciones	27

CAPITULO 3 EVALUACION DE DAÑOS, REPARACION
Y REFORZAMIENTO DE LOS ESPECIMENES

3.1	Introducción	29
3.2	Reconocimiento y Evaluación de Daños	30
3.2.1	Reconocimiento	30
3.2.2	Evaluación del Agrietamiento	31
3.3	Proyecto de Rehabilitación.	34
3.3.1	Reparación con Inyecciones de Resinas Epóxicas	34
3.3.2	Reforzamiento con el Empleo de Platinas de CFRP	35
3.3.3	Reforzamiento con el Empleo de Platinas de Acero	36
3.4	Materiales Usados en la Reparación y Reforzamiento de los Especímenes	37
3.4.1	Adhesivo Epóxico Para el Fijado de la Platina de CFRP	37
3.4.2	Inyección de Resina Epóxica	38
3.4.3	Adhesivo Para el Sellado de las Grietas	39
3.4.4	Platina de CFRP	41
3.4.5	Platinas de Acero	43
3.4.6	Electrodos Revestidos AWS E6011	42

CAPITULO 4 PROGRAMA DE ENSAYOS

4.1	Introducción	46
4.2	Características de los Especímenes	47
4.3	Ensayo de Laboratorio	47
4.4	Equipo de Ensayo Utilizado	52
4.4.1	Sistema de Carga	52
4.4.1.1	Losa de Ensayos	52
4.4.1.2	Actuador	52
4.4.1.3	Unidad Electrohidráulica	52
4.4.1.4	Panel de Control – Servo Pulser	53
4.4.2	Sistemas de Medición	53
4.4.2.1	Transductores y Strain Gauges	53

4.4.2.2	Equipos de Acondicionamiento y Amplificación de las Señales de Medición	54
4.4.2.3	Computadora para el Almacenamiento de los Datos	54
4.4.3	Sistema de Control	54
CAPITULO 5	CALCULOS TEORICOS	
5.1	Introducción	58
5.2	Generalidades del Análisis No – Lineal	60
5.3	Conceptos de Teoría Plástica	62
5.4	Análisis de la Sección	
5.4.1	Análisis de la Sección Reforzada con Platinas de CFRP	66
5.4.2	Análisis de la Sección Reforzada con Platinas de Acero	77
5.4.3	Análisis de la Sección Reparada con Inyecciones de Resinas Epóxicas	89
5.5	Modelo Teórico Basado en el Algoritmo Histerético de Ramberg – Osgood	98
5.6	Resumen de los Resultados Teóricos y Empíricos	100
CAPITULO 6	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	
6.1	Conclusiones	
6.1.1	Sobre la Reparación y el Reforzamiento	109
6.1.2	Sobre los Cálculos Teóricos	112
6.2	Recomendaciones	
6.2.1	Sobre la Reparación y el Reforzamiento	114
6.2.2	Sobre los Cálculos Teóricos	114
REFERENCIAS		116

ANEXO I

ANEXO II

ANEXO III

ANEXO IV

ANEXO V

INTRODUCCION

Las estructuras de concreto armado deterioradas a través del tiempo, debido al medio ambiente, envejecimiento, fatiga, sismos y otras razones son reforzadas y reparadas con diversos sistemas ingenieriles.

Algunos de los factores responsables de serios deterioros en las estructuras de concreto armado, principalmente para reducir el esfuerzo debido a la carga viva son:

- Envejecimiento físico.
- Ataques químicos (corrosión).
- Inducción de cargas que demandan mayores esfuerzos a los de diseño.
- Inadecuada durabilidad
- Sismos.

Para evitar los altos costos de reemplazo de elementos estructurales, una rehabilitación viable para mantener la integridad de la estructura, extender su rendimiento de factibilidad de construcción y evitar complicaciones en la reparación; son propuestas en esta tesis, mediante las siguientes técnicas:

- Reparación con inyección de resinas epóxicas.
- Platinas de Acero, para la restauración del acero de diseño.
- Fibras de carbono.

Varios sistemas de reforzamiento como platinas de acero, fibras de carbono, empaquetaduras, inyecciones de concreto y aditivos; postensamientos externos, vienen a ser muy empleados para incrementar la capacidad de carga ó reparación de algunos elementos estructurales de concreto armado.

Las planchas de acero estructural, usadas con resina epóxicas para reforzamientos efectivos, serán investigadas en esta tesis, siendo algunos de los inconvenientes de este sistema de reforzamiento, el problema de la manipulación y ensamblaje; debiéndose en algunos casos por la fijación de las platinas de acero por medio de soldadura al acero longitudinal de la viga.

Otro sistema utilizado, con fines de reparación y reforzamiento viene a ser el empleo de las platinas de fibra de carbono, usadas en forma conjunta con inyecciones de resinas epóxicas, que son durables a los cambios de temperatura, humedad desgaste y ataques químicos.

Siendo tal vez, la única falla presente en el elemento estructural, la del concreto; se reparará el elemento solo con inyecciones de resinas epóxicas debido a las bondades que ofrece el material para restaurar el concreto estructural.

Estos ensayos se realizarán en el CENTRO PERUANO JAPONÉS DE INVESTIGACIONES SÍSMICAS Y MITIGACIÓN DE DESASTRES – CISMID – (Laboratorio De Estructuras) de la Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil, que cuenta con el equipamiento, que permitirá llevar a cabo con la satisfacción, los objetivos establecidos en la presente tesis.

ASPECTOS GENERALES

1.1 MARCO REFERENCIAL Y ANTECEDENTES:

El Laboratorio de Estructuras del CISMID está equipado para realizar ensayos estáticos y pseudo dinámicos de elementos, componentes, modelos y estructuras a escala natural y a escala reducida. Como también estudios de propiedades físicas y mecánica de materiales de construcción y materiales especiales.

La intención de esta investigación es evaluar el incremento de capacidad en flexión de vigas de concreto armado después de la reparación y reforzamiento con estos tres sistemas diferentes. Para nuestro caso se realizó un ensayo estático de carga incremental, en un espécimen prismático de sección rectangular de concreto armado. Estos especímenes fueron ensayados por primera vez como se describe a continuación, con lo que se consiguió el fisuramiento de los elementos para su posterior reparación y ensayo.

La presente tesis de investigación tiene como antecedente, la realización de los ensayos de las vigas en estado no - fisurado, solo a flexión con carga estática

incremental, ensayo monotónico, en un número total de 09 especímenes los cuales tuvieron un comportamiento lineal en el rango elástico, presentando agrietamiento, una vez ensayadas, debido a esfuerzos de flexión y corte-flexión.

Para la presente tesis solo se tomaron 06 especímenes, los cuales servirán para obtener una comparación entre los especímenes reparados y los ensayados en estado no - fisurado.

Descripción del Ensayo a Flexión de los Especímenes Vigas No - Fisuradas.

TESIS : INFLUENCIA DEL SISTEMA DE SUJECION CON ALAMBRE PARA
ARMADURA EN CONCRETO ARMADO.

AUTOR : ING. GERMAN VALDIVIA VASQUEZ.

CONTENIDO : El objetivo de esta investigación fue estudiar la influencia del Sistema de Sujeción (amarre) con alambre en el refuerzo de miembros en flexión de concreto armado, mediante una propuesta de cambios de diámetros de los alambres de sujeción, actualmente llamado N° 16 (de 1.4 mm. a 1.85 mm en el mercado) hacia diámetros menores en el orden de 0.7 a 1 mm. de tal manera que se consiga mayor rapidez en el armado estructural y por ende ahorro en horas – hombre en la construcción.

Así mismo, realizar ensayos experimentales que sustenten el cambio propuesto y finalmente proponer algunos alcances para la futura normas que regirían la calidad de los alambres de sujeción para las armaduras de elementos concreto armado.

1.2 OBJETIVOS Y ALCANCES:

En los últimos años, en nuestro país, se han venido realizando estudios con nuevas técnicas de reparación estructural, siendo de esta manera el empleo en estas técnicas, nuevos materiales. Estos estudios han sido un buen inicio hacia el conocimiento del comportamiento de vigas reforzadas con estas técnicas y materiales innovadores. Sin embargo, para establecer claramente los efectos de estas reparaciones, es de necesidad someterlas a pruebas de laboratorio, y realizar un programa de estudios tanto en el marco teórico como empírico, permitiendo esta última, la calibración de modelos matemáticos utilizados en los análisis teóricos.

En un esfuerzo para cubrir esta deficiencia de investigación, el propósito de esta tesis es la realización de ensayos de laboratorio a escala natural y la comparación con los modelos teóricos utilizando modelos matemáticos.

Este proyecto tiene como objetivo, la evaluación del comportamiento a flexión de vigas de concreto armado ensayadas con cargas estáticas crecientes usando 03 sistemas de reparación. Por otra parte los siguientes parámetros serán evaluados:

- Reparación del elemento para incrementar su resistencia a flexión.
- Incrementos de la rigidez después del fisuramiento (postfluencia del acero).
- Comportamiento de los 03 sistemas de reparación durante el ensayo.
- Evaluar los distintos tipos de falla en el proceso de reforzamiento.
- Comparación de resultados experimentales con los analíticos.

En suma, comparaciones entre las vigas reforzadas vs vigas sin reforzamiento en estado no fisurado.

Para todo el ensayo de las vigas, los parámetros de interés son: (1) carga última, (2) deflexión al centro de la luz, (3) acción compuesta entre la viga y la fibra de carbono o listones de perfiles plegados, (4) modos de falla. Medir los rendimientos (deformaciones, esfuerzos y cargas últimas) de la viga reforzada vs la viga sin fisurar. Una lista de los modos de falla para establecer la capacidad de carga de la viga reforzada.

Características geométricas del espécimen:

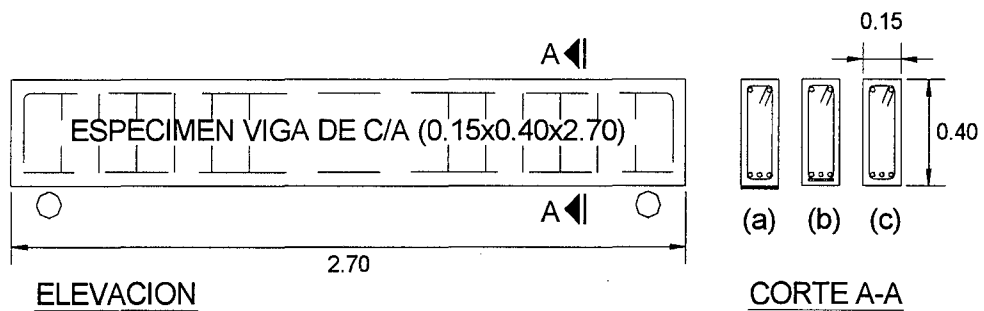


Fig. 1.2 La figura muestra las características del espécimen, y los tipos de reparación realizados: (a) Viga reparada con inyecciones de resinas epóxicas más fibra de carbono, (b) Viga reparada con inyecciones de resinas epóxicas más platina de acero soldada al refuerzo principal inferior, (c) Viga reparada solo con inyecciones de resinas epóxicas.

AGRIETAMIENTOS EN ESTRUCTURAS

2.1 INTRODUCCIÓN

El procedimiento de reparación exitoso a largo plazo, es aquel que ataca las causas del agrietamiento y repara los daños; es por eso importante saber diferenciar y clasificar los tipos de daños que presentan las estructuras.

Para los estudios de evaluación sísmicas, es fundamental saber distinguir si los daños que presentan la edificación se han producido como consecuencia del sismo ó si estos ya existían debido a otras causas. Esta información servirá para realizar la selección adecuada del método de reparación local de grietas, que puede ser complementado con procedimientos de rehabilitación para mejorar el comportamiento sísmico de las edificaciones que así lo requieran.

Este capítulo recopila las principales causas que puedan dar origen al agrietamiento de las estructuras de concreto, presenta una serie de recomendaciones para evitar ó controlar los tipos de agrietamientos más frecuentes

y se hace una breve descripción de las posibles técnicas de reparación estructural que pueden emplearse para cada caso.

2.2 CAUSAS Y CONTROL DEL AGRIETAMIENTO DEL CONCRETO:

2.2.1 CONTRACCIÓN PLÁSTICA.-

El agrietamiento por contracción plástica es muy común se presenta en las superficies frescas de elementos de grandes áreas, superficiales expuestos, cuando el ambiente del lugar es tan árido que elimina rápidamente la humedad, la superficie del concreto se contrae, ocasionando esfuerzos por tracción en el concreto plástico poco resistente, lo que causa pequeñas grietas dispersas y aberturas en la superficie. Estas grietas solo tienen algunos milímetros de profundidad y pueden llegar a tener algunos centímetros de longitud, la separación entre grietas puede variar desde unos milímetros hasta aproximadamente 0.60cm.

Algunas veces las grietas por contracción plástica aparecen a edad temprana y pueden repararse por medio de trabajos con badilejos u operaciones de resane. Sin embargo para condiciones de exposiciones severas se deben tomar medidas que prevengan una rápida pérdida de humedad debido a climas calientes y vientos secos (6,7,8); estas medidas pueden incluir el uso de toberas de nieblas para saturar el aire. Por encima de la superficie, el uso de laminas plásticas para cubrir la superficie durante las operaciones finales de acabado, rompevientos para reducir la velocidad del viento y sombrillas para reducir la temperatura de la superficie.

2.2.2 ASENTAMIENTO DEL CONCRETO PLÁSTICO.-

Después de la colocación inicial, vibración y acabado, el concreto tiene una tendencia a continuar, consolidándose ó asentándose. Durante este período el concreto plástico puede ser restringido localmente en el acero de refuerzo, ó un concreto previamente vaciado.

Esta restricción local puede resultar en vacíos y/o agrietamientos adyacentes al elemento limitante, la gravedad de estas grietas puede magnificarse cuando el vibrado es insuficiente ó inadecuado.

La probabilidad de ocurrir agrietamiento por asentamiento del concreto, quedara reducida al mínimo si se considera un diseño de mezcla apropiado, vibración adecuada uso del más bajo revenimiento posible (SLUMP), y un incremento del recubrimiento del concreto.

2.2.3 CONTRACCIÓN POR SECADO.-

Una causa común de agrietamiento en el concreto endurecido es la contracción por secado, causado por la perdida de humedad de la pasta de cemento. Si la contracción de concreto causada por el secado pudiera realizarse un ninguna restricción, el concreto no se agrieta. Sin embargo, en toda estructura, el concreto está siempre sujeto a algún grado de restricción, ya sea por la cimentación, por otro elemento de la estructura ó por el acero de refuerzo ahogado en el concreto. Esta combinación de contracción y restricción desarrolla en el

concreto, esfuerzos por tracción, las cuales al exceder la resistencia del concreto, provocan su agrietamiento.

La magnitud de los esfuerzos por tensión desarrollados durante el secado del concreto está influenciado por una combinación de factores como: la cantidad de contracción, el grado de restricción, el modulo de elasticidad del concreto, la fluencia ó relajación del concreto. La cantidad de contracción por secado es influenciada principalmente por la cantidad y tipo de agregado; y, por el contenido de agua por la mezcla.

Las principales medidas que pueden tomarse para minimizar la contracción por secado son las siguientes:

- *Selección De La Cantidad Y Tipo De Agregado.*- A mayor cantidad de agregado, menor es la contracción y cuanto mayor sea la rigidez ó modulo de elasticidad de un agregado; será más efectiva la reducción de la contracción del concreto.

Los agregados más inconvenientes para un bajo nivel de contracción son aquellos bien graduados, bien formados (no alargados, planos ó puntiagudos) y que no contengan arcilla, tierra y cantidad excesiva de finos.

- *Menor Contenido De Agua.*- La contracción de un concreto puede ser minimizada, conservando el contenido de agua tan bajo como sea posible, y mediante el uso de la máxima cantidad practica de agregado en la mezcla. Esto

dará como resultado un contenido de agua mas bajo por unidad de volumen del concreto, y de esta forma se obtendrá menor contracción.

- *Curado.*- El curado apropiado del concreto reduce la tendencia del agrietamiento; este puede realizarse mediante el derrame directo de agua ó la aplicación de una película de recubrimiento resinoso que selle la superficie de concreto. El curado deberá asegurar la presencia de humedad adecuada para soportar la hidratación y el desarrollo de resistencia en la superficie de concreto. Deberá evitarse el secado rápido de la superficie al terminar el período de curado especificado. Si se permite que el concreto se ajuste y se contraiga gradual y lentamente, se minimizaran los agrietamientos.

- *Reforzamiento.*- un refuerzo colocado en forma correcta y en cantidades adecuadas, no solo reducirá la cantidad de agrietamiento, si no que evitara agrietamientos desagradables. Al distribuir las deformaciones de contracción a lo largo del refuerzo, el cual pasa a través de los esfuerzos de adherencia, las grietas se distribuyen de tal manera que aparecerán un mayor numero de grietas, pero serán más frecuentes en lugar de algunas pocas más anchas.

- *Juntas de Contracción.*- el uso de juntas es el método más efectivo para evitar la deformación de agrietamientos desagradables. Si una considerable longitud ó extensión de concreto, tal como muros, losas ó pavimentos, no cuentan con juntas adecuadas para resistir la contracción, el concreto producirá sus propias juntas agrietándose.

2.2.4 ESFUERZOS TÉRMICOS.-

Este tipo de agrietamiento que realmente está asociado a concretos masivos. Considerando el agrietamiento por causas térmicas en la masa del concreto, el *cemento Portland* libera calor cuando se hidrata, causando que la temperatura interna del concreto se eleve durante el período de fraguado inicial.

El concreto rápidamente gana resistencia y rigidez cuando comienza su enfriamiento, cualquier impedimento de la libre contracción durante el enfriamiento, resultará en esfuerzos por tracción. Los esfuerzos por tracción desarrollados durante la etapa de enfriamiento son proporcionales a los cambios de temperatura, el coeficiente de expansión térmica, el módulo de elasticidad efectiva (el cual es reducido por el agrietamiento), y el grado de restricción del elemento.

Los procedimientos que ayudan a reducir el agrietamiento inducido térmicamente, implican la reducción de la temperatura máxima interna, el retraso del inicio del enfriamiento, control del tiempo en el cual el concreto se enfría; incrementando la capacidad de resistencia a la tracción del concreto, empleo de juntas de contracción, acero de temperatura y un concreto detallado.

2.2.5 REACCIONES QUÍMICAS.-

El concreto puede agrietarse como resultado de reacciones expansivas entre el agregado con contenido de sílice activo y álcali derivados de la hidratación del cemento, aditivos, agua de la mezcla, agua del curado, soluciones alcalinas almacenadas ó usadas en el acabado de las estructuras álcalis sílice resulta en la

formación de un gel anclado al concreto. Esto causa expansión total ocasionando esfuerzos de tracción, y puede eventualmente, resultar en el completo deterioro de la estructura.

Se pueden tomar medidas preventivas como la selección apropiada de los agregados, el uso del cemento con bajo contenido de alcalis, y el uso puzolanas, las cuales contienen silicatos muy finos y altamente activos. La primera medida puede evitar el problema desde el inicio, mientras que las siguientes tienen el efecto de disminuir la relación álcali - sílice reactivo, resultando en la formación de silicato álcali de calcio no expansivo.

Ciertos carbonatos participan en las relaciones con álcalis, las cuales en algunas instancias, producen expansiones perjudiciales y agrietamientos. Estas reacciones álcali-carbonadas están usualmente asociadas con piedras calizas dolomíticas arcillosas. El concreto efectuado por esta reacción es caracterizado por un patrón de agrietamiento tipo red.

Este problema puede ser minimizado evitando los agregados reactivos y el uso de cemento con bajo contenido de álcali.

Las aguas con contenido de sulfato ocasionan problemas de durabilidad en el concreto. Cuando el sulfato penetra la pasta hidratada de cemento, entra en contacto con el aluminato de calcio hidratado, formándose sulfoaluminato de calcio, con el consecuente incremento de volumen, lo que origina altos esfuerzos de

tracción locales, causando que el concreto se deteriore. *Los cementos Portland tipo II y V* que tienen un bajo contenido de aluminato tricálcico, reducirán la severidad del problema. Los cementos combinados, especificados en la norma ASTM C 5.95, son también útiles para esta consideración.

2.2.6 INTEMPERISMO.-

Excepto en las regiones tropicales, el daño debido a los ciclos de congelamiento – deshielo es el más común deterioro físico del concreto, relacionado con la intemperie. La pasta endurecida de cemento puede ser dañada por congelamiento debido al movimiento del agua en los poros congelados y por la presión hidráulica generada mediante el crecimiento de los cristales de hielo.

Las partículas de agregado son circundadas por pasta de cemento; lo cual previene el rápido escape del agua. Cuando las partículas de agregados están por encima de un grado crítico de saturación, la expansión del agua absorbida, durante el congelamiento puede rajar la pasta de cemento circundante y dañar el mismo agregado.

El concreto se protege mejor contra el congelamiento y el deshielo a través del uso del más bajo índice práctico de la relación, agua / cemento y contenido total del agua, agregado durable, contenido de aire adecuado. Es importante el curado previo a la exposición a las exposiciones y a las condiciones de congelamiento.

El agrietamiento del concreto debido al efecto natural de la intemperie es generalmente conspicuo y puede dar la impresión que el concreto esta próximo a desintegrarse, aunque la deterioración no puede haber progresado mucho por debajo de la superficie.

Otros procesos de intemperismo que puedan causar agrietamientos en concreto son el humedecimiento y secado alternados, así como los ciclos de calentamientos y enfriamiento. Si estos cambios de volumen son excesivos pueden provocar agrietamientos; como se discutió en las secciones 2.2.1 y 2.2.3.

2.2.7 CORROSIÓN DEL REFORZAMIENTO.-

La corrosión del acero produce óxido de hierro (herrumbre) e hidróxidos, los cuales tienen un volumen mucho mayor que el volumen del hierro metálico original. Este incremento de volumen causa altas tensiones de resquebrajamiento radial alrededor de las barras de reforzamiento y resulta en grietas radiales locales. Estas grietas pueden propagarse a lo largo de la barra, resultando en la formación de grietas longitudinales paralelas a las barras o despostillamientos del recubrimiento del concreto.

Una vez que se inicia la corrosión del acero, la velocidad de la misma puede aumentar debido a que las grietas longitudinales proporcionan fácil acceso al oxígeno, humedad y cloruros.

Generalmente las grietas transversales, al reforzamiento no favorecen la continuidad de la corrosión cuando el concreto tiene baja permeabilidad; esto se debe a que estos puntos expuestos actuaran como ánodos. Si la combinación de densidad y espesor de recubrimiento es adecuada para restringir el flujo de oxígeno y humedad, el proceso de corrosión es lento o puede ser incluso detenido.

Generalmente el concreto de *Cemento Portland* protege bien el acero de refuerzo contra la corrosión. El valor protector del concreto se debe principalmente a su alcalinidad.

Si agentes químicos como el dióxido de carbono (que produce ácido carbónico) penetran hasta el concreto que rodea el acero, la alcalinidad se neutraliza y se reducen las sales descongelantes, salpicaduras marinas etc., también son agentes corrosivos extremadamente activos.

La clave para proteger el metal de la corrosión, es retener ó revertir estas reacciones químicas mediante el corte de los suministros de oxígeno, humedad ó mediante protección catódica. En general, para las construcciones de concreto, la mayor protección contra la descomposición incluida por la corrosión es el uso del concreto con baja permeabilidad. El incremento del recubrimiento del concreto sobre el reforzamiento es efectivo en el retraso del proceso de corrosión y también en resistir la descomposición y el recabramiento causado por la corrosión ó tracción transversal.

En casos severos de exposición puede recurrirse al uso de selladores ó revestimientos con mezclas que inhiban la corrosión, protección catódica, etc.

2.2.8 ERRORES DURANTE EL PROCESO CONSTRUCTIVO.-

Las prácticas constructivas deficientes pueden ocasionar el agrietamiento de las estructuras de concreto, generalmente éstas deficiencias están relacionadas con los siguientes objetos:

- *Trabajabilidad Excesiva.*- Una practica constructiva común, es añadir agua al concreto para mejorar su trabajabilidad. El incremento de agua produce efectos como la reducción de la resistencia, el incremento del asentamiento y el incremento de la contracción por secado final. Cuando éste incremento va acompañado de un mayor contenido de cemento, para ayudar a compensar la perdida de resistencia, se produce un incremento diferencial de temperatura entre la superficie interna y externa de la estructura, resultando en aumento de las tensiones técnicas y posibles agrietamientos.
- *Curado.*- El poco tiempo de curado o la carencia de éste, incrementa y agrava la contracción a edades tempranas, cuando el concreto aún tiene baja resistencia, generándose agrietamientos. La carencia de hidratación del cemento, provocado por el secado, no sólo resultará en el decremento de la resistencia a largo plazo sino también reducirá la durabilidad de la estructura.
- *Encofrado.*- La falta de la suficiente cantidad de soportes para los encofrados y/o su incorrecta distribución, pueden resultar en asentamiento y agrietamiento y

agrietamiento del concreto antes de que éste haya desarrollado suficiente para soportar su propio peso.

- *Vibración.*- La poca vibración puede provocar agrietamiento por asentamiento, los cuales son más aparentes en la parte alta de los muros y de las columnas recién vaciada; la revibración podría aplicarse allí con los mejores resultados. Una profunda vibración corrige grietas causadas por asentamientos diferenciales en aberturas y en donde las losas y muros son colocados monolíticamente.

- *Juntas De Construcción.*- La falta de adecuadas juntas de construcción en los planos de altos esfuerzos de tensión, o su inapropiada localización, podrían ocasionar agrietamientos en estos planos de debilidad.

- *Sobrecargas.*- El almacenamiento de materiales y la operación de equipos durante la construcción, podría fácilmente resultar en condiciones de cargas mas severas que cualquier carga para la cual la estructura fue diseñada. Desafortunadamente rara vez se ejerce control sobre estas cargas durante la construcción. Los daños ocasionados por estas sobrecargas pueden ser prevenidos solo si los diseñadores proporcionan información sobre las limitaciones de carga para la estructura y si el responsable de la construcción toma medidas para hacer cumplir éstas limitaciones.

- *Elementos Prefabricados.*- Un error común cuando elementos prefabricados, tales como vigas y paneles, no están debidamente soportados durante su

transporte e izamientos. Los puntos de izamiento no deben ser elegidos arbitrariamente ya que esto podría ocasionar daños severos; por lo tanto el diseñador deberá detallar los ojete para enganches, pasadores, y otras conexiones. Cuando no se pueda elevar mediante pasadores se deberá proporcionar acceso a la base del miembro de modo que pueda usarse una faja elevadora. Los operadores de servicios de los dispositivos de elevación deben ejercer precaución ya que podrían causar aun cuando se estén usando los accesorios apropiados para el izaje, ya que un movimiento brusco al descender el miembro prefabricado puede producir momentos significativos, los que se traducen en una carga de impacto que puede ser varias veces el peso muerto del elemento.

- Vigas Pretensadas.- Las vigas pretensadas pueden presentar problemas únicos de agrietamiento en el momento que se libera la tensión; usualmente cuando la viga tiene menos de un día de edad. Los cableados múltiples deben ser destensados siguiendo un patrón específico, de modo que no generen cargas excéntricas inaceptables para el miembro. Los métodos para prevenir agrietamientos debido a estos y otros procedimientos constructivos deficientes son bien conocidos, pero requieren la constante atención, tanto del constructor, como del supervisor, para asegurar la apropiada ejecución de la obra y evitar daños posteriores.

Los métodos para prevenir agrietamientos debido a éstos y otros procedimientos constructivos deficientes son bien conocidos pero requieren la

constante atención tanto del constructor como del supervisor para asegurar la apropiada ejecución de la obra y evitar daños posteriores.

2.2.9 ERRORES EN EL DISEÑO Y DETALLADO:

Los errores de diseño y la falta de detallado que pueden resultar en agrietamientos indeseables, generalmente se presentan en los siguientes casos:

– *Esquinas Entrantes En Muros:* Las esquinas reentrantes proporcionan una ubicación adecuada para la concentración de tensiones y, por lo tanto, son planos principales para el inicio de fisuramientos. Ya sea que se generen altos esfuerzos debido a los cambios de volumen, cargas en el plano, o flexión; el diseñador deberá reconocer que estos esfuerzos son siempre grandes cerca de las esquinas reentrantes; como por ejemplo en las aberturas de puertas y ventanas en las paredes de concreto y los extremos de vigas. Puede requerirse un reforzamiento diagonal adicional, anclado apropiadamente para mantener angostas las grietas inevitables y prevenir su propagación.

– *Muros No Estructurales:* Algunas veces se comete el error de darle escaso refuerzo a los llamados "muros no estructurales"; sin embargo, debe considerarse que si estos muros no están correctamente aislados del resto de la estructura, pueden ser solicitados a portar una mayor porción de la carga una vez que la estructura comienza a deformarse; estas cargas están diseñados para actuar estructuralmente, se podrían presentar agrietamientos antiestéticos, aún cuando la seguridad de la estructura no esté cuestionada.

- *Juntas de Contracción:* Las restricciones impuestas a los miembros sujetos a cambios de volumen resultan frecuentemente en agrietamientos. Los esfuerzos que se pueden generar en el concreto debido a desplazamiento restringido, diferenciales de temperatura y contracción por secado, pueden ser en muchos casos mayores que los esfuerzos producidos por cargas. Cuando se restringe el acortamiento de una losa, un muro o una viga aún si es presentada, pueden fácilmente desarrollarse esfuerzos de tracción suficientes para causar agrietamientos.

- *Cimentación:* El inapropiado diseño de cimentación podría resultar en excesivo movimiento diferencial dentro de una estructura. Si el movimiento diferencial es relativamente pequeño, los problemas de agrietamientos podrían ser solo de naturaleza visual. Si hay un mayor diferencial de asentamiento, puede que la estructura no esté posibilitada a redistribuir las cargas rápidamente, pudiendo ocurrir la falla. Una de las ventajas del concreto reforzado es que, si el movimiento se genera en un período de tiempo suficiente, la fluencia del elemento podría permitir que ocurra al menos alguna redistribución de carga.

La importancia del diseño y detallado dependerá de la estructura en particular y de la carga implicada, debiéndose tener especial cuidado en aquellas estructuras en las cuales el agrietamiento podría causar un mayor problema de servicio. Estas estructuras también requieren continua inspección durante todas las fases de la construcción para garantizar el cumplimiento de las especificaciones de diseño y detallado.

2.2.10 CARGAS EXTERNAS APLICADAS:

Los procedimientos actuales de diseño especifican el uso de acero de reforzamiento, no sólo para portar las fuerzas de tracción sino también para obtener una adecuada distribución de agrietamiento y un límite razonable en el ancho de grieta inducida por cargas exteriores aplicadas sobre los elementos de concreto. En este ítem enfocaremos el control del agrietamiento asociados a los esfuerzos por flexión y tracción, los cuales han sido ampliamente investigados, sin embargo debemos reconocer que el corte y torsión también pueden producir agrietamiento significativo.

– *Agrietamiento por Flexión:* El conocimiento común de los miembros flexionantes proporciona la base para las conclusiones generales acerca de las variables que controlan este tipo de agrietamiento como son el esfuerzo del acero, el espesor del recubrimiento de concreto y el diámetro que rodea a cada varilla de refuerzo: además, el tamaño del ancho de la grieta en el lecho inferior esta afectado por la cantidad de gradiente de deformación del nivel del acero en la cara a tracción de la viga. Una versión simplificada de las ecuaciones que toman en cuenta las consideraciones anteriores, para predecir mejor el ancho máximo más probable de la grieta debido a flexión es la siguiente:

$$w = 0.076 \beta f_s \sqrt[3]{(d_c \cdot A)} 10^{-3}$$

Donde :

w = ancho máximo mas probable de la grieta, en centímetros

β = relación de distancia entre la distancia del eje neutro a la cara sometida a tensión y la distancia entre el eje neutro al centroide del acero de refuerzo (aproximadamente 3 cm para vigas)

f_s = esfuerzo del acero en kg/cm²

d_c = espesor del recubrimiento, de la fibra en tensión al centro de la varilla más cercana, en centímetros

A = área de concreto simétrica con el acero de refuerzo dividido entre el número de varillas en centímetros cuadrados.

– *Agrietamiento por Tracción*: El comportamiento del agrietamiento por tracción de elementos de concreto reforzado, es similar al de elementos sujetos a flexión, excepto que el ancho máximo de grieta sea mayor que el calculado para los elementos sujetos a flexión. La falta de un gradiente de deformación y la restricción resultante impuesta por la zona de compresión de los elementos sujetos a flexión, es probablemente la razón del ancho de la grieta debido a gran tensión. La siguiente expresión ha sido sugerida para estimar el máximo ancho de grieta a tracción:

$$w = 0.10 f_s \sqrt[3]{(d_c \cdot A)} 10^{-3}$$

Se puede esperar que los anchos de grietas originadas por tracción y flexión se incrementen con el tiempo, para miembros sujetos a cargas sostenidas o repetitivas. Sin embargo, bajo la mayoría de condiciones, el espaciamiento entre grietas no cambia con el tiempo, para niveles constantes de esfuerzos.

El reforzamiento bien distribuido ofrece la mejor protección contra agrietamientos perjudiciales. Un reducido esfuerzo del acero, obtenido a través del uso de una mayor cantidad de acero, también reducirá la cantidad de agrietamiento. Mientras que un menor recubrimiento reducirá el ancho superficial de la grieta, en la dirección transversal al refuerzo.

2.2.11 DAÑOS SÍSMICOS:

La magnitud de los daños generados por los sismos depende de muchos parámetros que incluyen intensidad, duración y contenido de frecuencias del movimiento sísmico las condiciones geológicas y de suelos. Sin embargo la respuesta sísmica de las edificaciones depende, además, de la calidad de la construcción y de las características propias de su estructuración como son: la configuración estructural, variabilidad de la resistencia, ductilidad, rigidez, etc.

Los estudios sísmicos han demostrado, casi invariablemente, que la intensidad del impacto está relacionado a los tipos de estratos de los suelos que soportan las edificaciones. Las estructuras que están cimentadas sobre rocas compactas y suelos firmes frecuentemente se comportan mejor que aquellas sobre suelos blandos.

2.2.11.1 DAÑOS TÍPICOS EN EDIFICACIONES DE CONCRETO ARMADO

Los daños y colapsos típicos que se presentan en edificaciones de concreto armado, durante un evento sísmico pueden ser:

- *Desprendimiento De Tabiques:* Los paneles de relleno o tabiques entre columnas de concreto armado se voltean fuera del pórtico si es que no están fijados o conectados de alguna manera a los pórticos.

- *Dstrucción de los Extremos de Columna y Formación de Rótulas:* Durante un sismo severo, los extremos de las columnas están sujetas a altos esfuerzos de compresión excéntricas bajo los cuales el concreto es triturado y separado por partes desde la superficie exterior. Durante los ciclos repetidos, el daño progresa hacia adentro reduciendo grandemente la sección afectiva, ambos extremos de la columna virtualmente comienzan a comportarse como rotulas y la estructura total colapso como un mecanismo.

- *Efectos De Columna Corta:* Cuando los tabiques con grandes aberturas (generalmente ventanas altas) están fijos a las columnas, se reduce la altura afectiva de estas columnas, por lo que se les llama "columnas cortas". Este afecto las hace mucho más rígidas que las otras columnas y por lo tanto absorben fuerzas sísmicas mayores, las cuales generan tensiones diagonales severas que podrían conducir a la falla frágil de las llamadas columnas cortas.

- *Agrietamiento y Colapso Diagonal en Columnas:* Las columnas están sujetas a la ruptura diagonal debido a las grandes fuerzas cortantes sísmicas causadas por la vibración severa del sismo. Si además ocurre torsión de la edificación, las fisuras podrían tomar forma de espiral reduciendo grandemente la capacidad portante de las columnas.

- *Colapso Diagonal en la Unión Viga - Columna:* Muchas veces la ruptura diagonal ocurre a través de la conexión de la columna con la viga, lo cual deteriora seriamente la resistencia del pórtico.

- *Deficiencia de las Longitudes de Anclajes de los Refuerzos:* Cuando la longitud de anclaje del refuerzo de la columna o los empalmes entre varillas longitudinales no son adecuados para desarrollar la resistencia total a la tracción de la varilla, éstas a menudo se arrancan debido a las tracciones causadas en la columna por efecto de esfuerzos reversibles severos.

- *Asentamiento Diferenciales y Volteo:* El hundimiento o volteo de la cimentación de columnas debido a la vibración sísmica ocurre en suelos sueltos y blandos y puede ocurrir un fisuramiento severo de la superestructura y posiblemente el colapso.

2.2.11.2 FACTORES QUE INFLUYEN EN EL DAÑO DE LAS EDIFICACIONES:

Algunos factores importantes que influyen en el daño de las edificaciones son:

- *Configuración de la Estructura:* Un aspecto importante es la regularidad y la simetría en la forma total de la construcción. La simetría estructural significa que el centro de las fuerzas cortantes coincida con el centro de rigidez. Se procura la simetría para evitar la torsión en planta y reducir la concentración de esfuerzos.

- *Distribución de la Rigidez:* La rigidez de una edificación a lo largo de la dirección vertical debe ser distribuida uniformemente. Los cambios bruscos en el sistema estructural de un piso al siguiente, incrementan el potencial de daños y deben ser evitados. Cuando la rigidez lateral de un piso es bastante menor que la de los otros, se le conoce como "piso blando", estos pisos blandos experimentan grandes desplazamientos laterales debido a su poca rigidez y serán susceptibles a mayores esfuerzos y daños graves.

- *Ductilidad:* Se entiende por ductilidad a la capacidad de una construcción para absorber flexiones, desplazamientos y deformaciones en gran magnitud sin colapso. El concreto, puede ser dúctil con el uso apropiado de refuerzo de acero y estribos de acero espaciados cercanamente.

- *Cimentación:* Algunas construcciones consideradas estructuralmente fuertes para soportar sismos, algunas veces fallan debido a un diseño inadecuado de la cimentación.

El volteo, fisuramiento y falla de las superestructuras pueden ser resultado de la licuefacción de suelos y el asentamiento diferencial de los cimientos. Cierta tipo de cimientos son mas susceptibles al daño que otros, por ejemplo. Las columnas son zapatas aisladas son más susceptibles a los asentamientos diferenciales particularmente donde el suelo portante consiste en diferentes tipos de suelos blandos. Diferentes tipos de cimientos en una edificación pueden también causar daños de asentamientos diferenciales frente a un sismo.

EVALUACION DE DAÑOS, REPARACION Y REFORZAMIENTO DE LOS ESPECIMENES

3.1 INTRODUCCION.-

Las estructuras de concreto armado son diseñadas para resistir su propio peso, además de considerarse en su diseño sobrecargas que soporta la estructura y cargas de eventualidades sísmicas. Se sabe que todo material cambia de volumen cuando es sujeto a esfuerzo, el concreto no es la excepción, cuando este, está sujeto a esfuerzos de tensión, el concreto se alarga; sin embargo si este está sujeto a esfuerzos de compresión este tiende a acortarse, o comprimirse. El concreto armado está compuesto de dos materiales principalmente concreto y acero de refuerzo. El concreto posee alta resistencia a la compresión pero poca resistencia a la tensión, y el acero de refuerzo provee la resistencia necesaria a tensión. El concreto y el acero trabajan efectivamente juntos como material compuesto, por las siguientes razones:

- Coeficiente de expansión térmica similares.

- Adhesión entre las barras de refuerzo y el concreto, previenen el deslizamiento relativo entre las barras y el concreto.
- La buena calidad del concreto protege adecuadamente las barras de refuerzo a la corrosión.

En conclusión los problemas en el concreto, son causados por deflexiones excesivas, agrietamientos, ó astillados, que podrían ser causados por cambios de volumen asociados con los efectos de las cargas.

3.2 RECONOCIMIENTO Y EVALUACION DE DAÑOS:

3.2.1 RECONOCIMIENTO.-

El reconocimiento de cómo se encuentra la estructura es el primer paso previo a la determinación del tipo de reparación y/o reforzamiento estructural. Este reconocimiento es una inspección ocular minuciosa, con lo cual, se determinó el tipo de falla, sus características, causas y efectos en el elemento estructural.

De toda esta observación se llegó a concluir lo siguiente:

La presencia de agrietamiento se debió principalmente a fallas a flexión, flexión y corte combinados, desarrollándose grietas características a estos modos de fallas que son grietas verticales y diagonales. La abertura de las grietas encontradas en los especímenes fue variable con un máximo de abertura de la grieta de 2.5 mm aprox.

Más adelante en la figura 3.2.1 se presenta los tipo de falla que caracterizó al agrietamiento encontrados en los especímenes.

3.2.2 EVALUACION DEL AGRIETAMIENTO.-

Es necesario enfatizar la necesidad de determinar las causas que dieron origen al agrietamiento o daño del elemento, como un pre-requisito necesario para la selección de la técnica de reparación adecuada. Por lo tanto la evaluación de la estructura dañada debe estar orientada a determinar las causas del agrietamiento, la actividad de las grietas y la necesidad de reparación. La localización y extensión de las grietas, así como la determinación de las características de falla y la calidad de los materiales, proporcionan información de suma importancia en la determinación de las causas que ocasionaron los daños.

Cuando la magnitud de los daños presentados lo demande, se recomienda realizar un análisis minucioso que permita determinar el comportamiento de la estructura y los esfuerzos generados por las cargas aplicadas. Se recomienda revisar los diseños, especificaciones y registros de construcción y mantenimiento, a fin de anotar las discrepancias con los datos de campo y los resultados obtenidos de la verificación de los esfuerzos. Los cálculos pueden indicar si el acero de refuerzo es el adecuado para las cargas aplicadas. Las condiciones de restricción y la presencia de contracción, expansión y juntas de construcción deberán ser consideradas en el cálculo de esfuerzos a tensión inducidos. Es importante realizar la comparación entre las cargas de diseño y las cargas reales que actúan sobre la estructura.

Si el análisis determina que el daño producido reduce la resistencia, rigidez, y/o durabilidad de la estructura a un nivel inaceptable, la reparación debe ser obligatoria, aunque también se pueda realizar reparaciones tan solo para mejorar la apariencia de la superficie de concreto.

La determinación de la actividad de las grietas es también muy importante y debe realizarse durante el proceso de inspección y evaluación de daños; por ejemplo, si se determina que la causa del agrietamiento ha sido principalmente la contracción por secado, es probable que después de un período de tiempo las grietas tiendan a estabilizarse; de otro lado, si las grietas se han producido por el asentamiento continuo de la cimentación, ninguna reparación será efectiva hasta que el problema del asentamiento se haya corregido.

La importancia o gravedad del agrietamiento depende del tipo de estructura, así como de las causas que la originaron; por ejemplo, las grietas que son aceptables para estructura de edificaciones, pueden que no lo sean para estructuras de almacenamiento de agua.

La tabla 3.2.1 es una guía general para anchos tolerables de grietas en la cara a tracción de estructuras de concreto armado en condiciones específicas.

Es importante hacer notar que estos valores de anchos de grietas no son siempre un indicador confiable de la corrosión y deterioro esperados; por lo que el calculista debe poner en juego su criterio para saber hasta que punto puede usar el

control de grietas cuando un porcentaje de las grietas en la estructura exceda esos valores en un margen significativo.

Tabla 3.2.1 Ancho de Grietas Permisible en Concreto Armado

<i>Condición de Exposición</i>	<i>Ancho Permisible</i>	
	<i>pulgadas</i>	<i>mm</i>
Aire seco o membrana protectora	0.016	0.41
Humedad, aire húmedo, tierra.	0.012	0.30
Aditivos químicos descongelantes	0.007	0.18
Agua de mar y brisa marina; Humedeciendo y secando	0.006	0.15
Estructuras de contención de agua	0.004	0.10

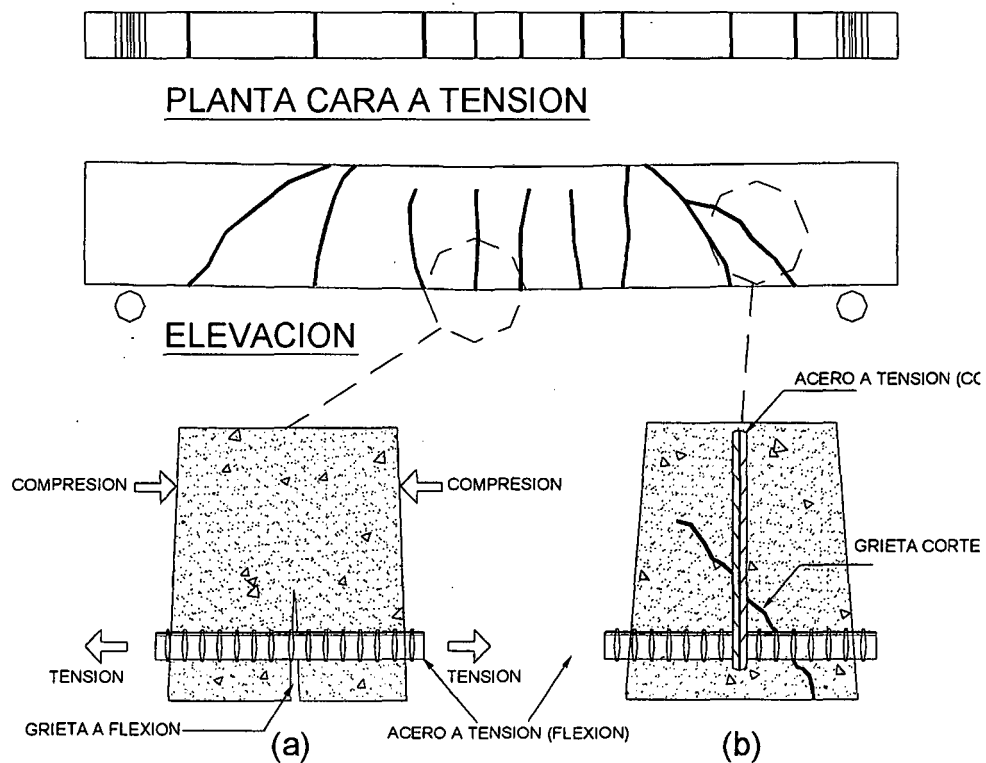


Fig. 3.2.1 (a) Grieta a Tensión (flexión) se forma cuando la tensión en el concreto excede su resistencia a tensión. (b) Grieta a Tensión Diagonal debido a la combinación de cortante y flexión.

3.3 PROYECTO DE REHABILITACION.-

A partir de la evaluación, se determina el tipo de reparación estructural. En nuestro caso, usaremos tres sistemas distintos de reparación que a continuación detallaremos:

3.3.1 Reparación Con Inyecciones de Resinas Epóxicas:

Las grietas en el total de los especímenes, de anchos de abertura de grietas mayores a 0.6 mm fueron restauradas mediante inyecciones de resinas epóxicas de baja viscosidad, estas actúan como sellador de grietas inactivas en elementos estructurales de concreto armado, impidiendo el ingreso de agua u otras materias corrosivas y devolviendo al elemento su continuidad estructural.

El procedimiento seguido para la reparación de las grietas fue el siguiente:

Las grietas fueron limpiadas con el uso de una aspiradora casera con una potencia de 1500 w en su motor, luego se trabajó en cada grieta en forma individual sellándolas en su continuidad superficial, pero a la vez colocando boquillas de bronce a una distancia entre ellas de 15 cm aproximadamente en las caras laterales de la viga. La superficie a sellar será el fondo y ambas caras laterales de la viga. Esta sustancia utilizada es viscosa y gelatinosa (SIKADUR 31).

La función de este material tiene la finalidad de que la resina a inyectar se quede atrapado dentro de la falla en el elemento. Este producto se debe aplicar en un

ancho de franja de 2.5 cm a cada lado de la grieta. La formulación epóxica fragua a las 24 horas, después de las cuales ya se puede inyectar la resina epóxica.

La utilización de la resina epóxica (SIKADUR 52) como material de inyección, a través de las boquillas, se realizó con el uso de un inyector a presión y manual ver el anexo III Foto 3.7, al verificarse el derrame del material en el tubo adyacente se suspendía la inyección en la misma, para sellarla y posteriormente continuar con la inyección. Este proceso es repetitivo y se reiteró a lo largo del total de reparación de una forma ordenada.

3.3.2 REFORZAMIENTO CON EMPLEO DE PLATINAS DE FIBRA DE CARBONO:

Posteriormente a la inyección de resinas epóxicas, se procedió a reforzar dos de los espécimenes con platinas de fibra de carbono. La fibra empleada con un ancho de 8 cm y espesor de 1.2 mm se adhiere a lo largo del fondo de viga como se muestran en el anexo III en la Fotos 3.13 y 3.14. El adhesivo (SIKADUR 30) o puente de adherencia entre la viga y la fibra de carbono fue un mortero adhesivo formado en base de resinas epóxicas.

El modo de reforzamiento fue primero preparando la zona de la viga en donde se iba a fijar la platina de fibra de carbono. Esta zona fue limpiada y pulida con un esmeril quedando la superficie exento de polvo, partes sueltas o mal adheridas, sin impregnaciones de grasas, aceites, pinturas y otros. De igual manera la fibra fue limpiada con liquido disolvente (bencina) para su posterior adherencia

con el pegamento. Se utilizó un rodillo como parte del procedimiento de colocación de la fibra de carbono a la viga. Ver fotos en el anexo III.

3.3.3 REFORZAMIENTO CON EMPLEO DE PLATINAS DE ACERO.

De igual manera que la parte precedente se fijó una platina de acero A36 soldado al refuerzo principal (soldadura de tarugo) Ver Fig.3.3.3. Para lograr este objetivo fue necesario exponer la armadura principal, siendo necesario, retirar el recubrimiento del fondo de viga previamente. Para este fin se utilizó una platina de ancho igual a 3" y un espesor de 1/4" a lo largo de la viga. Se hicieron perforaciones en la platina de acero de diámetros iguales a 3/8" espaciadas a cada 20 cm. Para el fijado de la platina al acero de refuerzo se utilizó soldadura eléctrica tipo AWS 6011 (punto azul). Esta última permitió una segura fijación de la platina de acero y el refuerzo longitudinal de la viga. Posteriormente se resanó la viga restaurando el recubrimiento del concreto utilizando un aditivo epóxico que permitiera la fijación entre el concreto fresco y el concreto existente. (SIKADUR 32 GEL) para posteriormente ser inyectadas con resinas epóxicas.

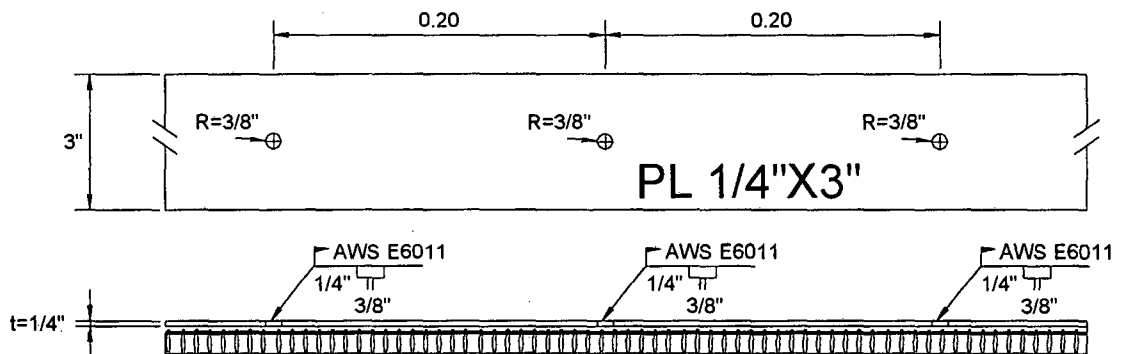


Fig. 3.3.3 Descripción del Tipo de Reforzamiento con el uso de Platinas de Acero A-36 y Soldada al Acero de Refuerzo Longitudinal.

3.4 MATERIALES UTILIZADOS EN LA REPARACION Y REFORZAMIENTO DE LOS ESPECIMENES

Se presenta un resumen de las principales características proporcionadas por los fabricantes de los materiales utilizados en la reparación de los especímenes de la presente investigación. Estas especificaciones técnicas detallan entre otros: modo de empleo, composición químicas, características mecánicas del material.

3.4.1 ADHESIVO PARA EL SELLADO DE GRIETAS.-

Es un adhesivo epóxico de dos componentes, de consistencia pastosa que tiene la propiedad de pegar todo tipo de elementos de construcción y de adherirse sobre superficies secas o húmedas. Posee altas resistencias mecánicas y es fácil de aplicar, inclusive en superficies verticales y en posiciones sobre la cabeza; además, no presenta contracciones y es resistente a los ataques de ácidos y sales débiles.

En el presente estudio, el SIKADUR 31 fue usado para sellar superficialmente las grietas que serán restauradas, evitando de este modo que el material de inyección se derrame, y para mantener fijas las boquillas durante la inyección del material.

El SIKADUR 31 cumple con la norma ASTM C 881-78, Tipo I, Grado 3, Clase B y C; y con aprobaciones internacionales para contacto con agua potable: UK

Water Fittings Byelaws Scheme WFBS/WEC, Inglaterra. Kross-Link Laboratory, Estados Unidos.

Los principales datos técnicos proporcionados por el fabricante son los siguientes:

Tabla 3.4.1 Propiedades Físicas del SIKADUR 31 Adhesivo

Colores	Gris, rojo ladrillo
Consistencia	Pasta blanca, no se escurre
Densidad	aprox. 1.70 kg/L a 20oC
Vida en el recipiente (tiempos aproximados) recipiente de 2 kg	Versión Normal a 10oC=85 min. a 20oC=45 min. a 30oC=25 min.
	Versión Lenta a 20oC=100 min. a 30oC=45 min. a 40oC=25 min.
	Versión Rapida a 05oC=60 min. a 10oC=40 min. a 20oC=20 min.
Espesor máximo	2 cm por capa
Resistencia mecánica (10 días, 20oC)	
Compresión	600 kg/cm ²
Flexión	300 kg/cm ²
Tensión	150 kg/cm ²
Adherencia al Concreto	hasta la falla del concreto
Limites: Temperatura del Sustrato	Mínima: 5oC Máxima: 40oC

3.4.2 INYECCION DE RESINAS EPOXICAS.-

Inyección epóxica de dos componentes con alta fluidez y excelente resistencia, capaz de adherirse sobre superficies secas y húmedas. Su principal aplicación es como relleno de grietas inactivas en elementos estructurales, tales como placas, muros, columnas, vigas, etc.

En el presente estudio el SIKADUR 52 fue utilizado para la inyección de las grietas que presentaron los especímenes a ser ensayados

Los principales datos técnicos proporcionados por el fabricante son los siguientes:

Tabla 3.4.2 Propiedades Físicas del SIKADUR 52 Inyección

Color	Amarillo Transparente
Consistencia	Como la del Agua
Densidad	Aprox. 1.1 Kg/L a 20oC
Vida en el recipiente (aproximadamente)	1 Kg a 10oC, 60 min 1 Kg a 20oC, 100 min. 1 Kg a 30oC, 45 min.
Espesor máximo de la grieta	5 mm
Resistencia mecánica (10 días, 20oC)	
Compresión	750 kg/cm ²
Flexión	400 kg/cm ²
Tensión	150 kg/cm ²
Adherencia al concreto húmedo	Falla del concreto
Limites: Temperatura del Sustrato	Mínima: 5oC Máxima: 40oC

3.4.3 ADHESIVO EPOXICO PARA EL FIJADO DE LA PLATINA DE CFRP.- Es un mortero adhesivo de 2 componentes en base de resinas epóxicas, exento de solventes y tixotrópicos. Su aplicación principal es la de adherir las láminas SIKACARBODUR en estructuras de: concreto, madera y metal.

Resinas Epoxi (matriz) – las resinas epóxicas son consideradas como el mejor material matriz para el uso con Sika CarboDur debido a su resistencia superior, propiedades adhesivas, resistencia a la fatiga, resistencia química y baja retracción. El factor determinante en la durabilidad de las fibras a largo plazo es la habilidad de la resina para mantener las propiedades del material a lo largo de la vida de servicio de la rehabilitación.

Imprimante y/o adhesivo – El imprimante es usado como un adhesivo para unir los compuestos del Sika CarboDur al elemento estructural y para sellar el substrato, previniendo la pérdida del epoxi desde el tejido saturado. Es frecuente un epoxi básico como se describe arriba, mostrando las mismas buenas características de durabilidad como el epoxi matriz. La calidad del imprimante y/o adhesivo es crítica porque es responsable de la transferencia de varios esfuerzos entre los compuestos Sika CarboDur y el concreto.

Como los compuestos usualmente tienen una mayor resistencia a la tensión que el subyacente concreto, la falla casi siempre ocurre unos milímetros adentro de la superficie del concreto y el concreto se adherirá al compuesto FRP levantado.

Los principales datos técnicos proporcionados por el fabricante son los siguientes:

Tabla 3.4.3 Propiedades Físicas del SIKADUR 30 Adhesivo

Color	Gris claro
Consistencia	Pastosa no se escurre
Densidad	Aprox. 1.77 Kg/L a 20oC
Vida en el recipiente (aproximadamente)	1 Kg a 35oC, 30 min
Resistencia mecánica (10 días, 20oC)	
Compresión	100 N/mm ²
Corte	20 N/mm ²
Tensión	30 N/mm ²
Modulo de Elasticidad	12,800 N/mm ²
Adherencia al concreto húmedo	falla del concreto
Limites: Temperatura del Sustrato	Mínima: 5oC Máxima: 25oC

3.4.4 *PLATINA DE CFRP*.- Es un sistema de refuerzo para concreto armado o estructuras de acero y metal. Este sistema está compuesto por láminas de refuerzos resistentes a la corrosión, reforzadas con fibra de carbono (CFRP) y el adhesivo especial SIKADUR 30. Su principal aplicación es utilizada para la reparación de estructuras de concreto armado, en los siguientes casos:

- Incrementos de Carga.
- Daños en partes Estructurales.
- Mejora de la Capacidad de Servicio.
- Cambios en Sistemas Estructurales.
- Defectos en el Procedimiento Constructivo o Diseño.

Las propiedades del material y el comportamiento del compuesto Sika Carbodur y sus componentes se explica en las hojas técnicas del sistema proporcionado por el fabricante.

En esta sección se incluye una breve descripción de sus componentes y una tabla para la descripción de los mismos.

Fibras – Las fibras solas presentan unas buenas características de durabilidad a largo plazo pero son todavía afectadas directa o indirectamente por la humedad, los ciclos de temperatura, exposición a químicos y exposición UV.

El refuerzo a flexión esta controlado por el modulo o rigidez del material ya que en general se trata de grandes luces con necesidad de limitación de las deformaciones. Por esta razón para el refuerzo a flexión se recomienda el uso de fibras de carbono por su alto modulo comparado con otros tipos de fibras.

Sin embargo también existen fibras de carbono con diferentes módulos para solucionar diversos problemas. La tabla 3.4.4 muestra las características mecánicas de fibra de carbono empleada.

Tabla 3.4.4 Propiedades Físicas del SIKA CARBODUR.

Color	Negro
Composición	Fibra de Carbono reforzada con matriz epóxicas
Densidad	1.5 g/cm ³
Volumen de la Fibra	> 68%
Resistencia a la Tracción	> 2800 N/mm ²
Resistencia a la Rotura	> 3050 N/mm ²
Elongación a la Rotura	> 1.7 %
Modulo de Elasticidad	165000 N/mm ²

3.4.5 PLATINA DE ACERO.- Este producto de acero laminado en caliente de sección rectangular tiene las siguientes características:

USOS: En la fabricación de estructuras metálicas, puertas, ventanas, rejas, piezas forjadas, etc.

NORMAS TÉCNICAS:

Composición Química y Propiedades Mecánicas : ASTM A36 - 96.

Tolerancias Dimensionales : ISO 1035/4 - 1982 (E).

PRESENTACIÓN: Se produce en barras de 6 metros de longitud.

Se suministra en paquetes de 4 t, los cuales están formados por 4 paquetes de 1 t c/u.

DIMENSIONES Y PESOS NOMINALES:

DIMENSIONES (pulg.)	PESO ESTIMADO	kg/m	kg/m
1/4 x 3		3.81	22.88

REQUERIMIENTOS QUÍMICOS (%):

C = 0.26 máx.

Mn = 0.60 / 0.90 (Para espesores mayores de 3/4").

P = 0.040 máx.

S = 0.050 máx.

Si = 0.40 máx.

PROPIEDADES MECÁNICAS:

Límite de Fluencia mínimo = 2550 kg/cm².

Resistencia a la Tracción = 4080 - 5610 kg/cm².

Alargamiento en 200 mm :

espesores :

1/8" = 12.5 % mínimo.

3/16" = 15.0 % mínimo.

1/4" = 17.5 % mínimo.

3/8", 1/2", 5/8", 3/4" y 1" = 20.0 % mínimo.

Doblado a 180° = Bueno.

Soldabilidad = Buena soldabilidad.

TOLERANCIAS DIMENSIONALES Y DE FORMA:

1. Tolerancias en el Ancho:

ANCHO NOMINAL (b) - mm

TOLERANCIAS (mm)

b < 50 + 0.8

50 < b < 75 + 1.2

75 < b < 100 + 1.5

100 < b < 125 + 2.0

2. Tolerancias en el Espesor:

ESPESOR NOMINAL (e) - mm

TOLERANCIAS (mm)

b < 50

50 < b < 150

e < 20 + 0.4

+ 0.5

20 < e < 40 + 0.8

+ 1.0

3. Tolerancias en la Longitud:

+ 50 mm

4. Flecha máxima: 12 mm.

3.4.6 ELECTRODOS REVESTIDOS AWS E6011.- La función del electrodo revestido en

el proceso de arco metálico protegido tiene cuatro funciones básicas:

- Establecer el arco eléctrico con el metal base.

- Dirigir y controlar el arco eléctrico según lo requieran las piezas por soldar.
- Proporcionar el metal de aporte.
- Proteger el cordón de soldadura.

Constitución: Se pueden distinguir tres partes en el electrodo revestido: núcleo, revestimiento e identificación

- Núcleo del electrodo: El núcleo del electrodo está constituido por un alambre metálico que conduce la corriente eléctrica y permite establecer el arco eléctrico. El intenso calor del arco hace que se funda progresivamente la punta del alambre y que en forma de pequeñas gotas se deposite en el cordón de soldadura, proporcionando así el material de aporte.

El metal del núcleo depende del tipo de metal base que se requiere soldar. Si es acero generalmente se usará acero y si es aluminio el núcleo será aluminio.

El calibre de diámetro del electrodo se mide en el núcleo y al mismo tiempo determina la intensidad de corriente en amperios en promedio que deben utilizarse.

En cuanto a la longitud de los electrodos la medida más usual es la de 356mm (14") existiendo además electrodos de 229 mm (9") y de 457mm (10").

- Revestimiento del electrodo: El revestimiento del electrodo cumple diversas funciones al soldar con arco metálico protegido (eléctrica):
 - a. Estabiliza el arco: facilita el encendido y el mantenimiento constante del arco.

- b. Genera una pantalla de gases de protección que evita la contaminación del cordón por el oxígeno y nitrógeno del aire.
- c. Proporciona fuentes que eliminan los óxidos de impurezas de material y forman escoria que retarda el enfriamiento brusco del cordón.
- d. Determina las condiciones de operación del electrodo.
- e. Determina las características del cordón.

- Identificación: En muchos lugares del mundo, la identificación de electrodos se efectúa utilizando en primer lugar un nombre comercial o sea la identificación particular que arbitrariamente le asigna cada fabricante y en cada segundo lugar un nombre genérico el cual se forma siguiendo los lineamientos establecidos por la A.W.S (Sociedad Americana de Soldadura).

PROGRAMA DE ENSAYOS

4.1 INTRODUCCION:

El laboratorio de estructuras del CISMID viene realizando investigaciones en lo referente a propiedades de los materiales, sistemas estructurales y sistemas de reparación estructural, ambos sistemas nuevos y convencionales, vienen a ser propuestos para ser ensayadas, ya que en estas instalaciones se cuenta con equipos y personal humano calificados para este fin.

De igual manera se encuentra implementado con software de última generación que permite modelar matemáticamente estos sistemas, para formular resultados que posteriormente serían calibrados con los resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio.

Este capítulo trata sobre el tipo de ensayo, al cual se someterán los especímenes y los equipos a emplear, como también, la instrumentación y el proceso de ensayo propiamente dicho.

4.2 CARACTERISTICAS DE LOS ESPECIMENES:

Se investigaron un total de 06 especímenes- viga, los cuales, se agruparon según el tipo de reparación o reforzamiento al que fueron sometidos:

- Vigas Reforzadas con Fibras de Carbono y Reparadas con Inyecciones de Resinas Epóxicas. (VIGAS 01 y 02).
- Vigas Reforzadas con Platinas A36 y Reparadas con Inyecciones de Resinas Epóxicas. (VIGAS 03 y 04).
- Vigas Solo Reparadas con Inyecciones de Resinas Epóxicas. (VIGAS 05 y 06)

A continuación se presenta un gráfico con las características estructurales de los especímenes antes de la reparación:

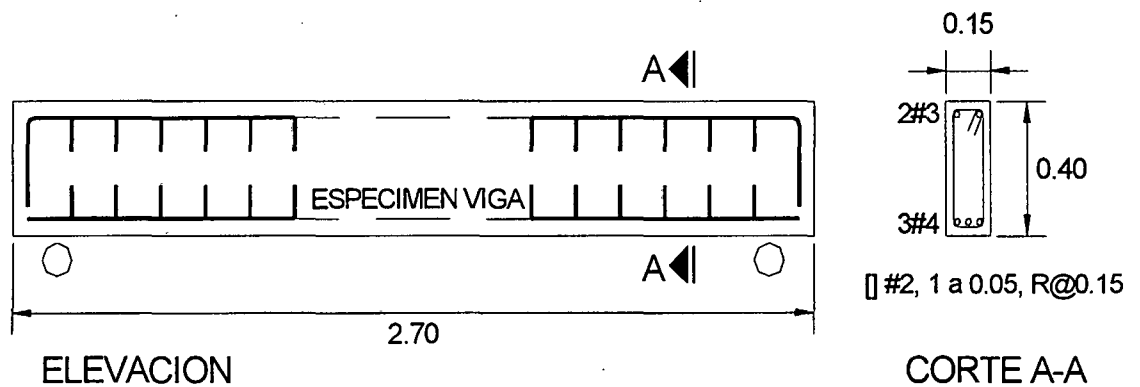


Fig. 4.2.1 Viga Ensayada. que presenta iguales características en todos los especímenes.

4.3 ENSAYO DE LABORATORIO:

El laboratorio de estructuras del CISMID cuenta con los equipos apropiados, para realizar este tipo de experimentos. La losa de ensayos y el muro de reacción, el

sistema de carga, el sistema de procesamientos de datos y el sistema de ensayo supervisado por medio de computadoras.

La losa de ensayo y muro de reacción ambas construidas de concreto pretensado, dan la suficiente confiabilidad y seguridad debidas para someter al espécimen a ensayo, y las condiciones de fijación de los especímenes se hicieron por medio de pernos especiales de acero.

El sistema de carga se efectuó mediante actuadores controlados por un sistema de servo-control electro -hidráulico. Esto fue utilizado en la aplicación de la carga estática creciente vertical.

El montaje de los especímenes se realizó con el puente grúa, que posee el laboratorio de estructuras, que tiene un soporte de carga de izaje y transporte de 15T.

El espécimen fue colocado sobre el kit de montaje que a la vez se ancló a la losa de ensayos con pernos de acero a través de huecos o ranuras.

De manera similar, una viga de acero fue fijada en la parte superior del espécimen a fin de que se distribuya uniformemente las carga vertical que se aplicaron al espécimen.

Un actuador fijado con plancha y pernos de acero en la parte superior del kit de montaje.

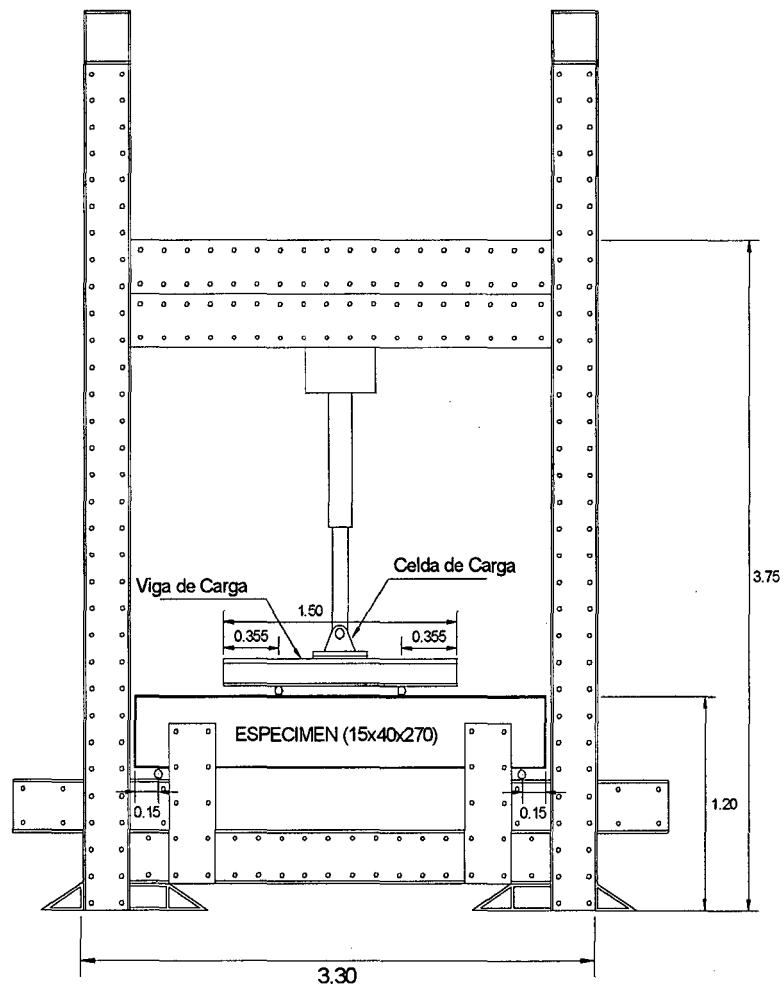


Fig. 4.3.1 Método de la Resistencia a Flexión.

Los especímenes fueron ensayados en la posición que muestra la fig. 4.3.1. A cada espécimen se le colocaron sensores, tanto de desplazamiento como de deformación, transducer y strain gages respectivamente, como mostraremos a continuación en los gráficos siguientes.

La respuesta del modelo se obtuvo a partir de la medición simultánea de los desplazamientos de los diferentes puntos mediante los transductores de desplazamiento y los strain gage medidores de deformación cuya ubicación se mostró en la parte precedente.

Las señales de estos transductores son transmitidas al "scanning-box", luego las señales son enviadas a la unidad de adquisición de datos.

En la unidad de adquisición de datos, las señales analógicas son amplificadas y convertidas a digitales por medio de los convertidores A/D. Estos datos digitalizados son almacenados en el disco duro de la computadora de procesamiento de datos, la cual está conectada con el convertidor A/C. La computadora de procesamiento de datos está conectada a la unidad de adquisición de datos y a la computadora de servo-control.

Las vigas se sometieron a un ensayo estático con cargas verticales crecientes, distribuidas la carga a sus tercios para ver la resistencia a flexión de las vigas (ASTM C78-84). De este ensayo se pudo evaluar los parámetros de comportamientos de manera más directa, entre los parámetros evaluados están:

- La carga Última.
- Deflexión al Centro de la Luz.
- Comportamiento de los 03 sistemas de reparación y reforzamiento durante el ensayo.
- Evaluar los distintos tipos de fallas en el proceso de reforzamiento.
- Comparación de los resultados experimentales con los analíticos.

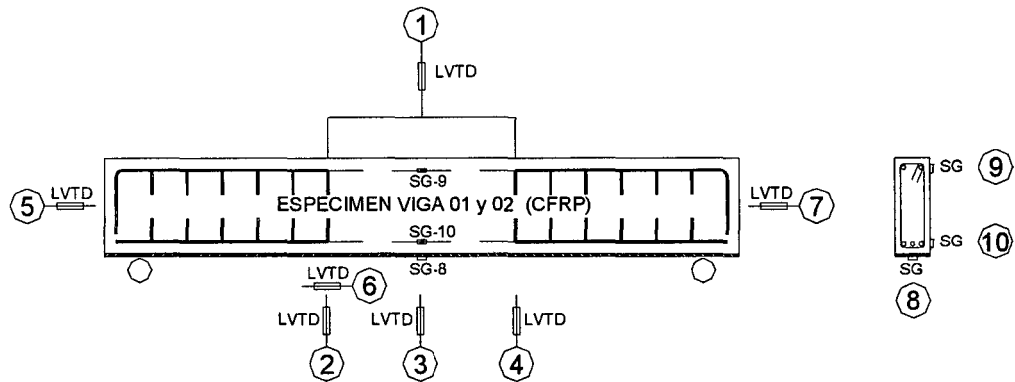


Fig 4.3.1 Ubicación de Transducer y Strain Gage en los espécimenes Viga 01 y 02 reforzadas con platinas fibra de carbono

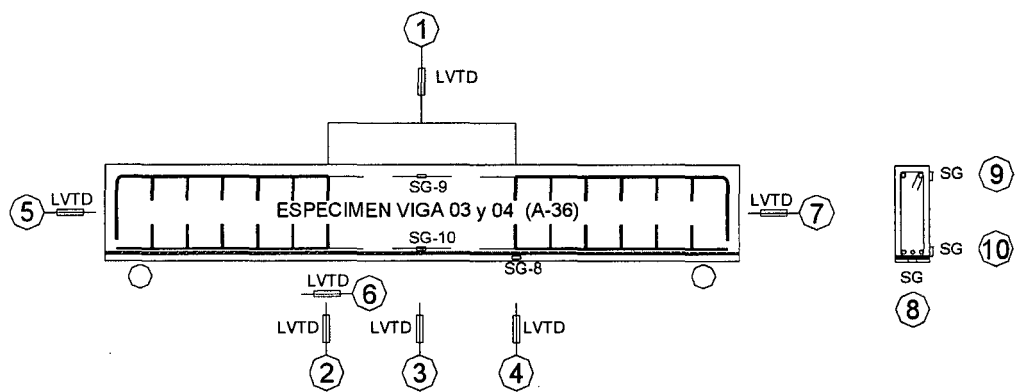


Fig 4.3.2 Ubicación de Transducer y Strain Gage en los espécimenes Viga 03 y 04 reforzadas con platinas de acero A36

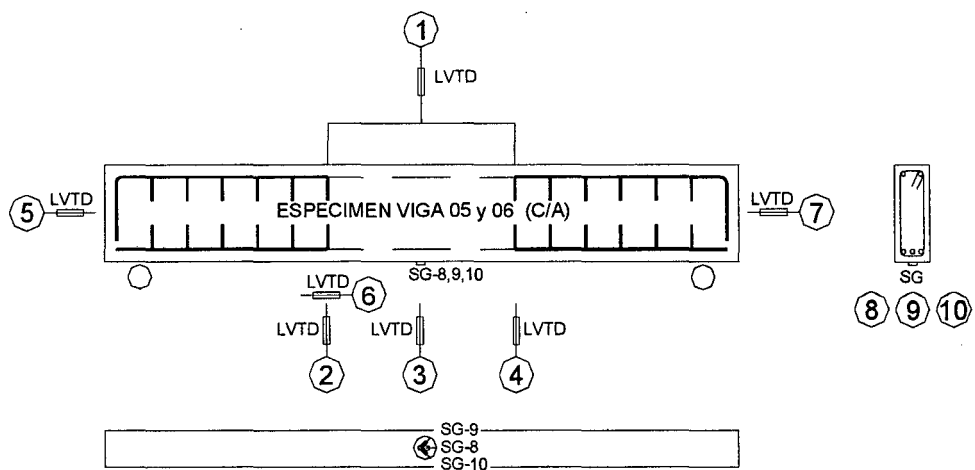


Fig 4.3.3 Ubicación de Transducer y Strain Gage en los espécimenes Viga 05 y 06 reparadas con inyecciones de Resinas Epóxicas

4.4 EQUIPO DE ENSAYO UTILIZADO:

4.4.1. SISTEMA DE CARGA:

compuesto por

4.4.1.1 LOSA DE ENSAYO.- Que sirve de apoyo al kit de montaje en la cual se apoyará el espécimen. La losa como ya se dijo es de concreto pretensado de 11.00 m. de ancho, 22.00 m de largo, y 0.80 m de espesor. Soporta una carga distribuida de has 10 T/m² y un momento flector máximo de 15 T.

4.4.1.2 ACTUADOR.- Cuya finalidad es aplicar la fuerza a los especímenes. El actuador empleado tiene las siguientes características: THROUGH – ROD CYLINDER TYPE JA-50, con una capacidad de 50 T una presión de 6,901 kg/cm² de procedencia japonesa YAMAMOTO KOJYUKI.

4.4.1.3 UNIDAD ELECTRO HIDRAULICA.- Cuya función es impulsar el actuador, (por medio de una bomba hidráulica) de un flujo constante de aceite para efectuar el empuje al émbolo del actuador (de acuerdo a la presión indicada a la servo – válvula incrementa o disminuye la carga y el aceite necesario entrará por una manguera, mientras que el excedente saldrá por la otra.

La unidad de bomba tiene las siguientes características: TRADE OX MARK, TYPE LH-5, Presión High: 700 Kg/cm², Carrera High: 2.6 L/M, Motor 3.5 Kw de procedencia japonesa YAMAMOTO KOJYUKI.

4.4.1.4 PANEL DE CONTROL – SERVO PULSER.- Que dirige los movimientos al actuador y la unidad electro-hidráulica, mediante un sistema de realimentación. Este equipo puede ser controlado por desplazamiento o fuerzas, sus características importantes son: KYOWA YA 506B.

4.4.2. SISTEMA DE MEDICION:

Constituido por:

4.4.2.1 TRANSDUCTORES.- Estos son dispositivos que permiten convertir una cantidad mecánica (desplazamiento o deformación, fuerza) en una diferencia de potencial eléctrico.

Transductores de Desplazamientos pueden ser de distinto tipo. La mayor parte son esencialmente transformadores, llamados LVDT (Linear Voltage Displacement Transducer) en los que el voltaje depende de la posición de un núcleo, que se desplaza con el espécimen, en relación a un embobinado, que se fija a un punto de referencia. Para los ensayos se usaron transductores con rangos de ± 10 mm, ± 25 mm, ± 50 mm, ± 100 mm y ± 200 mm, seleccionados según los desplazamientos máximos previstos. En algunos casos se usan transductores provistos de resortes que se instalan de modo que siempre estén comprimidos contra el espécimen; en otros casos se usaron dispositivos que permiten el libre movimiento del núcleo en uno y otro sentido.

Las Deformaciones Unitarias, pueden ser medidas mediante galgas de deformación (Strain Gages). Estas están constituidas por resistencias que, junto con otras en los dispositivos de acondicionamiento y amplificación de la señal constituyen un "Puente Wheatstone". En la condición inicial el puente está "balanceado" teniéndose una diferencia de potencial nula entre dos puntos. Al ocurrir deformación, las resistencias adheridas al espécimen cambian de valor, desbalanceando el puente, lo que indirectamente permite determinar la deformación unitaria.

Las Celdas de Carga son dispositivos que miden indirectamente la fuerza aplicada, por medio de la deformación de un elemento de acero apropiadamente calibrado.

4.4.2.2 EQUIPOS DE ACONDICIONAMIENTO Y AMPLIFICACIÓN DE LAS SEÑALES.- Estos son necesarios para completar los puentes eléctricos de algunos transductores (por ejemplo, las celdas de carga típicas tienen sólo 2 de las 4 resistencias del puente), para alimentar los circuitos eléctricos, filtrar componentes de alta frecuencia (debidas a "ruidos" mecánicos o a interferencias eléctricas) y para amplificar las señales a niveles tales que puedan ser leídas o captadas por otros dispositivos, por ejemplo una computadora digital con tarjetas de conversión A/D.

4.4.2.3 COMPUTADORA PARA ALMACENAMIENTO DE LOS DATOS.- En los ensayos se usó una microcomputadora IBM PI 133 MHz. Como se mencionó anteriormente, la adquisición de datos del UCAM - 5B se realizó directamente por interfase GPIB. Las señales analógicas provenientes de otros equipos, incluyendo el

equipo de control de los actuadores, se convirtieron en información digital mediante unidades A/D externas (MARK IB) de 16 canales de 8 bits.

4.4.3 SISTEMA DE CONTROL

Cuando se tiene un espécimen grande, el nivel de la aplicación de las cargas viene a ser proporcionalmente alto, y una gran cantidad de carga, desplazamientos y esfuerzos son adquiridos durante el ensayo. Por otro lado, un mal manejo durante el ensayo de un espécimen a escala natural o a escala grande puede causar un desastre. Bajo estas condiciones, los ensayos a escalas grandes requieren un estricto control de la carga y del procesamiento de datos, así como de una continua verificación de la seguridad. Por lo tanto, para una eficiente ejecución, los ensayos a escala natural o escalas grandes han sido diseñados para ser controlados mediante computadoras, denominándose a este procedimiento ensayos con computadoras en línea. Este sistema de ensayo con computadora en línea está compuesto de una computadora para el servo control, los servos controladores, los actuadores, la unidad de adquisición de datos y una computadora para el procesamiento de datos. Todos estos componentes están conectados de tal manera que constituyen un lazo cerrado.

La computadora para el servo control, tal como su nombre lo indica, sirve para el control de los actuadores.

Un ensayo puede ser ejecutado mediante el control de carga o desplazamiento de los actuadores o por un instrumento externo de medición, escogiendo la opción deseada por medio de esta computadora. La velocidad del pistón de los actuadores también puede ser seleccionada por esta computadora; y si el ensayo exige que más de dos actuadores sean usados, la velocidad de cada actuador puede ser ajustada de tal manera que todos los actuadores alcancen simultáneamente los valores escogidos de carga o desplazamiento.

La computadora constantemente monitorea las señales de carga y desplazamiento de los actuadores con el objeto de garantizar la seguridad del ensayo. Cuando algunos de los actuadores excede un valor limite predeterminado (superior o inferior), una orden de parada es dada al sistema de carga. La computadora también monitorea la presión hidráulica del aceite, el funcionamiento de las interfases de control y la servo válvulas, y otros dispositivos. Cuando una señal anormal es detectada, la computadora envía una señal de pausa a los servo controladores.

La computadora del procesamiento de datos esta conectada a la unidad de adquisición de datos y a la computadora del servo control. Esta computadora esta compuesta del cerebro principal, del sistema de teclado, una impresora y una pantalla gráfica. La computadora recibe los datos de la unidad de adquisición, los cuales son seleccionados y reducidos mediante un programa de computo, y los datos procesados pueden ser enviados a los dispositivos de salida.

Algunas veces, la secuencia de carga del espécimen no es predeterminada; o en otras palabras, las señales de entrada son determinadas basándose en los datos obtenidos en pasos anteriores de la prueba. La computadora del servo control es capaz de recibir los datos de la computadora de procesamiento de datos y crear, mediante un programa de computo y basándose en estos datos, nuevos valores de entrada.

CALCULOS TEORICOS

5.1 INTRODUCCION:

Resulta antieconómico, innecesario y no deseable diseñar estructuras que respondan en el rango elástico a las solicitaciones sísmicas, especialmente en zonas de alto riesgo sísmicos, cuyas aceleraciones laterales podrían exceder de 0.4g. Si la resistencia de un sistema estructural frente fuerzas laterales es desarrollada a un nivel de diseño sísmico menor que el correspondiente sismo de diseño, podría resultar en una deformación inelástica, que involucra fluencia en el refuerzo y posible aplastamiento del concreto y albañilería. Por ello se debe suministrar una resistencia adecuada, de manera que la estructura no se degrade, manteniendo los desplazamientos y posibles daños a niveles aceptables.

Cuando una estructura es capaz de responder inelásticamente a un nivel de diseño sísmico sin degradación significativa de su resistencia, se dice que posee ductilidad. La ductilidad perfecta es definida por el modelo ideal elastoplástico, la cual describe una respuesta típica en términos de la fuerza de inercia (masa x aceleración) versus el desplazamiento en el centro de masa. Los diagramas de esta

forma son llamados curvas de histéresis. Estos ciclos de histéresis pueden ser muy estrechos indicándonos una baja absorción de energía.

Los modelos histeréticos son necesarios para simular el comportamiento de los elementos que están sometidos a cargas cíclicas y deben ser capaces de representar la rigidez y resistencia del miembro, las cuales varían en cada instante de tiempo con la historia de cargas y deformaciones producidas por los movimientos sísmicos. La mayoría de los modelos matemáticos se simplifica con el nivel requerido de análisis. A continuación se describen brevemente diferentes modelos. Para ello se usan las siguientes definiciones para simplificar la descripción de las condiciones de histéresis.

Los modelos matemáticos presentados en esta investigación tienen tres características básicas para describir el comportamiento del material:

- a. La relación esfuerzo - deformación no - lineal incluyendo relaciones para permitir la falla del material bajo los incrementos de esfuerzos a compresión.
- b. La envolvente de falla que define el agrietamiento a tensión y aplastamiento a compresión.
- c. Una estrategia para modelar el comportamiento del post - agrietamiento y aplastamiento del material. Una relación constitutiva bilineal elasto - plástica para representar el concreto, acero de refuerzo. Se compararán los resultados del análisis teórico y los resultados del análisis de la sección con los resultados experimentales.

5.2 GENERALIDADES DE ANÁLISIS NO -LINEAL:

En el análisis lineal, los incrementos de carga y los procedimientos iterativos son necesarios, y las soluciones pueden ser obtenidas directamente. El principio de la superposición es válido y los resultados para diferentes casos de carga pueden ser factorados y combinados.

También, las constantes del material en análisis no - lineal de materiales isotrópicos son solo dos, así la relación que gobierna la curva esfuerzo - deformación es muy simple.

La mayoría de sistemas estructurales se analizan usando teoría lineal en numerosos casos, sin embargo, el comportamiento estructural es principalmente caracterizado por efectos no - lineales que deberían ser incluidos en el análisis. Por ejemplo, el material puede ser caracterizado por una relación no - lineal de la curva esfuerzo deformación, los efectos no lineales son luego llamados no -linealidad del material.

En algunos casos las deformaciones debido a las cargas aplicadas no pueden ser consideradas pequeñas. La teoría de pequeñas deflexiones no es válida y el uso de una teoría para deflexiones grandes es requerida. En estos casos, los efectos no - lineales son llamados no - linealidad geométrica. Finalmente, las condiciones de frontera podrían cambiar para los variados niveles de carga, en este caso los efectos no - lineales son llamados no - linealidad de frontera.

Cuando el comportamiento no - lineal, se presenta en un sistema estructural, el análisis lineal podría conducir a resultados completamente erróneos, y el análisis no - lineal es imperativo.

Las áreas donde el análisis no - lineal es comúnmente incluido son:

- a. Diseño para la capacidad última sostenida de la estructura.
- b. Evaluación de la seguridad estructural debido a daños, corrosión y cargas no prevista en el diseño.
- c. Procesamiento y fabricación del material.

El análisis no - lineal es sustancialmente diferente del análisis lineal. El principio de superposición no es válido y solo un caso de carga puede ser tratado a la vez.

También, la historia de carga depende de la secuencia de aplicación de carga como también la presencia de esfuerzos residuales o presfuerzos.

Los pasos básicos en el procedimiento de cálculo no - lineal, se resaltarán en esta tesis. Los procedimientos numéricos para resolver problemas no - lineales son mostrados de una manera simple.

Las expresiones teóricas complejas no serán tomadas en cuenta, en la realización del modelo matemático, que representará a los especímenes ensayados.

5.3 CONCEPTOS DE TEORIA PLASTICA:

5.3.1 TIPOS DE MATERIALES Y PARÁMETROS NO - LINEALES: Muchos de los materiales empleados en los sistemas estructurales, exhiben comportamiento lineal y elástico, por ejemplo: los esfuerzos son proporcionales a las deformaciones cuando una estructura es cargada y los esfuerzos están debajo del esfuerzo de fluencia σ_0 este podría ser descargado y recobrar su estado inicial $\sigma_i=0, \epsilon_i=0$. Este comportamiento es llamado elástico, la cual, para materiales elásticos se describe por la ϵ y de la ley de Hooke.

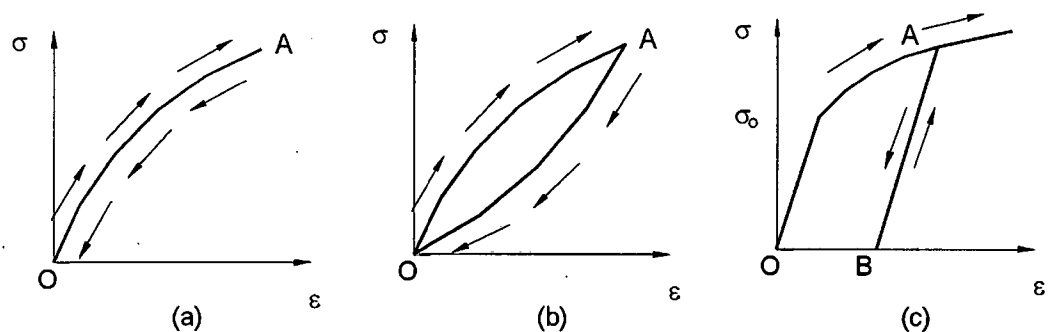


Fig. 5.3.1 (a) Comportamiento Elástico No-Linear, (b) Comportamiento Inelástico, (c) Comportamiento lineal elastoplástico.

Algunos materiales exhiben comportamiento elástico no-lineal por ejemplo el jebe es un material gobernado por una ley esfuerzo – deformación no – lineal como se muestra en la fig. 5.3.1 (a) iniciando desde el punto de descarga 'O' y cargándose hasta el punto A, los esfuerzos no se incrementan proporcionalmente a la deformación. Durante la descarga, el material retorna por la misma ruta al punto

inicial de descarga 'O' de ese modo el jebe se comporta como un material elástico no – lineal.

Los materiales inelásticos, están gobernados por leyes no lineales como se muestra en la fig. 5.3.1 (b) iniciando desde el punto 'O' de descarga, el esfuerzo puede incrementarse hasta el punto 'A' y luego, con decrementos graduales de cargas, retornaría al punto de descarga 'O'. Nótese que el material sigue una ruta diferente cuando se descarga. Este comportamiento se llama inelástico y es asociado con la energía de disipación.

Lo siguiente sería considerar la curva esfuerzo deformación mostrada en la fig 5.3.1 (c) iniciando desde el punto de descarga 'O', nosotros incrementamos los esfuerzos hasta llegar al punto 'A' pasado el punto de fluencia σ_0 , y luego gradualmente removemos la carga. Durante la descarga la curva esfuerzo – deformación es lineal y paralelo a la curva inicial. El punto de descarga 'B' es caracterizado por las deformaciones permanentes debido a la fluencia del material. Si la carga es aplicada nuevamente, la ruta BA es seguida hasta el punto 'A'. El comportamiento es llamado elasto – plástico. Notar que, pasado mas lejos del punto de fluencia, el incremento de esfuerzos es requerido por deformaciones adicionales.

Los materiales no lineales, se caracterizan por ser gobernados por relaciones esfuerzo – deformación No–lineal.

El acero de refuerzo presente en nuestros especímenes, llega a ser no - lineal cuando es cargado pasado el punto de fluencia, que es para $\sigma > \sigma_0$, donde σ_0 es el esfuerzo de fluencia. La fig. 5.3.2 muestra la curva esfuerzo - deformación correspondiente al comportamiento elasto - plástico del concreto y el acero. En la región elástica, por ejemplo, hasta el punto de fluencia, el material se adopta lineal y elástico y la curva esfuerzo - deformación es lineal. La pendiente de esta curva es el módulo de elasticidad E. La región plástica se inicia más allá del punto de fluencia, donde la relación esfuerzo - deformación empieza a ser no - lineal.

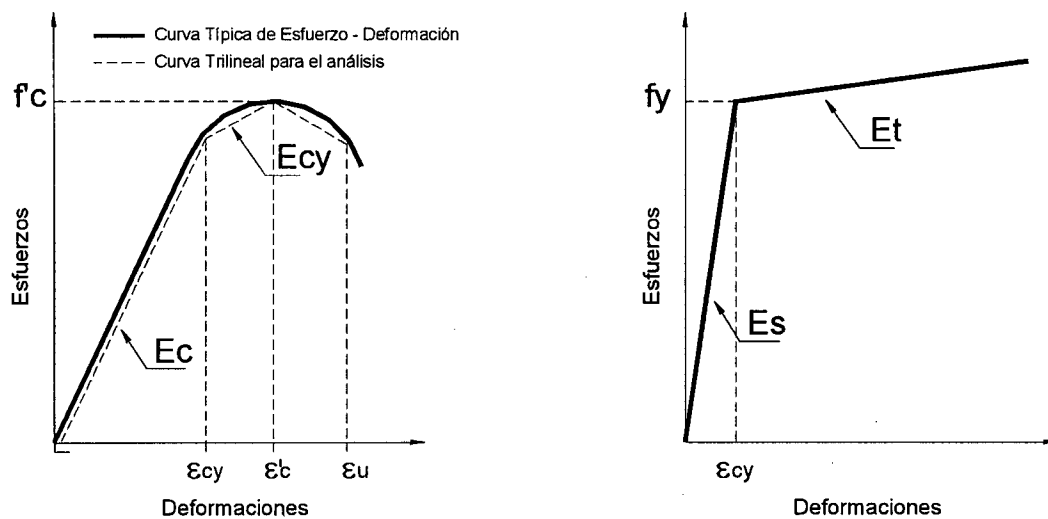


Fig. 5.3.2 Curva Trilineal Asumida para el Concreto y curva bilineal asumida para el acero de refuerzo

Para problemas unidimensionales, los parámetros del material que definen la deformación plástica pueden ser obtenidos desde un ensayo de tensión uniaxial.

Inicialmente, el material exhibe comportamiento elástico lineal por un módulo elástico E. Cuando el esfuerzo alcanza el esfuerzo uniaxial de fluencia σ_0 , algún

incremento superior de carga produce deformación en post – fluencia, gobernado por el módulo tangente E_t correspondiente a reducir la rigidez del material.

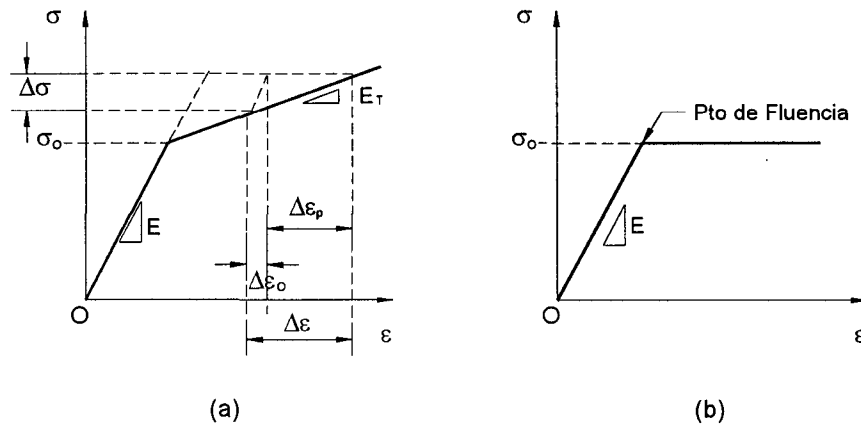


Fig. 5.3.3 (a) Material bilineal, (b) Material perfectamente elastoplástico

Para la relación no - lineal esfuerzo – deformación, pasado el punto de fluencia fig 5.3.2 el módulo tangente E_t es la pendiente de la curva correspondiente a un incremento $d\sigma$ en el eje de esfuerzos, el módulo tangente E_t se define como:

$$E_t = d\sigma/d\epsilon$$

Por simplicidad, la curva esfuerzo deformación pasado el punto de fluencia, puede ser sustituido por la curva bilineal mostrada en la fig.5.3.3 El comportamiento del material simplificado es llamado bilinealidad del material. En ambos casos, el material exhibe deformación. La Fig.5.3.2 se muestra una simplificación común del comportamiento aproximado del acero como material perfectamente elasto-plastico.

En este caso solo las deformaciones plásticas están presentes pasado el punto de fluencia.

5.4 ANALISIS DE LA SECCION:

5.4.1 ANALISIS PARA LA VIGA REFORZADA CON PLATINAS DE CFRP

Un análisis elasto – plástico para predecir la respuesta de una sección rectangular, de una viga de concreto armado con bajo refuerzo, teniendo en su cara a tensión de la viga un sistema de reforzamiento con platinas de CFRP, ensayada con carga estática en los tercios y simplemente apoyada solo para presenciar la falla a flexión.

El análisis es basado sobre observaciones experimentales de una distribución lineal de deformaciones en la sección transversal hasta producirse la falla, a continuación se mostrará una curva multilínea Carga – Desplazamiento adoptada, Fig. 5.4.1 la curva Carga – Desplazamiento se divide en cuatro regiones, cada extremo se encuentra numerado similarmente al número de regiones. La relación Carga – Desplazamiento en cada región se asume a ser lineal, como ilustra la figura. Las relaciones Esfuerzo – Deformación para el concreto y el acero de refuerzo se muestra en la fig. 5.3.2.

La curva usada en el análisis para el concreto es una curva trilineal. La deformación ϵ_{cy} es la deformación del concreto cuando el acero alcanza su punto

de fluencia. Este punto de fluencia del concreto es dependiente de la deformación por fluencia del acero y la posición 'c' del eje neutro. La región 3 de la curva mas allá de $\epsilon'c$ no es necesaria en el análisis. Las curvas Esfuerzo – Deformación, para la CFRP se asume ser lineal y elástica hasta el esfuerzo de falla f_{FR} . La fig. 5.4.1.b define la sección de la viga, donde la fibra de CFRP; tiene un espesor 't', y tiene un ancho igual al ancho a 'bf'.

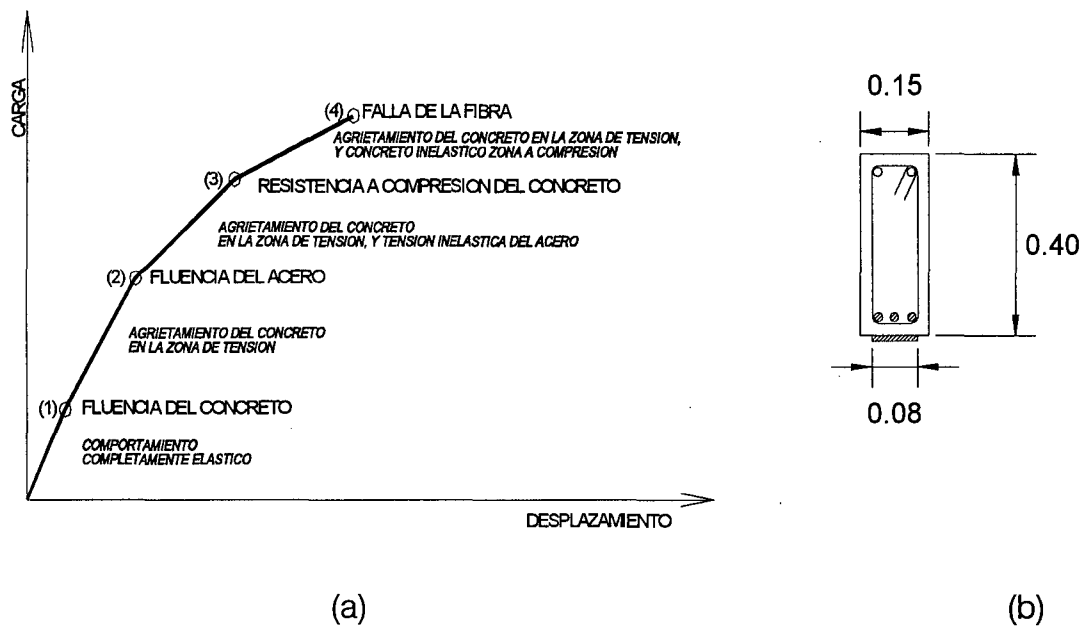


Fig. 5.4.1 (a) Respuesta asumida de la curva Carga – Desplazamiento empleada en la sección de análisis de la viga. (b) Sección de viga.

REGION 1:

En esta región, el comportamiento total del material es elástico hasta que el esfuerzo del concreto en la zona de tensión en la sección alcance el módulo de ruptura f_r . En la Fig 5.4.2.a todas las deformaciones podrían expresarse en términos de la deformación del concreto ϵ_c en la cara en compresión de la sección. Así, nosotros podríamos expresar la deformación a tensión del concreto en la parte

inferior de la sección como ϵ_t , la deformación a tensión del refuerzo de acero como ϵ_s y la deformación en la *fibra de carbono CFRP* como ϵ_f . Luego se tiene:

$$\begin{aligned}\epsilon_t &:= \epsilon_c \cdot \frac{(h - c)}{c} \\ \epsilon_s &:= \epsilon_c \cdot \frac{(d - c)}{c} \quad (1) \\ \epsilon_f &:= \epsilon_c \cdot \frac{(h - c)}{c}\end{aligned}$$

Siendo todo el comportamiento del material en esta región lineal, los correspondientes esfuerzos pueden ser expresados como el producto de la deformación y su respectivo módulo de elasticidad. Así, las fuerzas actuantes en la sección transversal (Fig. 5.4.2.b) podría ser representada como:

$$C := \epsilon_c \cdot E_c \cdot b \cdot \frac{c}{2} \quad (2)$$

$$T_c := \epsilon_c \cdot E_c \cdot b \cdot \frac{(h - c)^2}{(2 \cdot c)} \quad (3)$$

$$T_s := \epsilon_c \cdot E_s \cdot A_s \cdot \frac{(d - c)}{c} \quad (4)$$

$$T_f := \epsilon_c \cdot E_f \cdot b_f \cdot t \cdot \frac{(h - c)}{c} \quad (5)$$

Donde C es la fuerza a compresión del concreto, T_c es la fuerza a tensión del concreto, T_s es la fuerza a tensión en el acero de refuerzo, y T_f es la fuerza a tensión en la *CFRP*.

Asumiendo una condición de flexión pura, la suma de las fuerzas actuantes en la sección debería ser igual a cero, luego:

$$\Sigma F := C - T_c - T_s - T_f \quad \Sigma F := 0 \quad (6)$$

Sustituyendo las ecuaciones (2) y (5) en (6) y dividiendo por $\epsilon_c \cdot E_c$ nos dará:

$$E_c b \cdot \frac{c}{2} - E_c b \cdot \frac{(h-c)^2}{(2 \cdot c)} - E_s A_s \cdot \frac{(d-c)}{c} - E_f b_f \cdot t \cdot \frac{(h-c)}{c} = 0 \quad (7)$$

La cual resulta en una expresión para el eje c dado por:

$$E_c b \cdot \frac{c}{2} - E_c b \cdot \frac{(h-c)^2}{(2 \cdot c)} - E_s A_s \cdot \frac{(d-c)}{c} - E_f b_f \cdot t \cdot \frac{(h-c)}{c} = 0 \quad (8)$$

Donde $N_s = E_s/E_c$ y $N_f = E_f/E_c$.

La pendiente de la curva P-Δ en la *Región 1* podría ser escrita como:

$$K := \frac{1296}{23 \cdot L^3} \left(\frac{P}{\delta} \right)_1 := K \cdot (EI)_1 \quad (9)$$

Donde $(EI)_1$ es la rigidez a la flexión de la sección en la *Región 1* y $K = 1296/23L^3$ que es la constante obtenida en la derivación de la viga a flexión en el medio de su tramo cargada a sus tercios, tal como fueron ensayadas las vigas. $(EI)_1$ puede ser expresado en términos de la distancia 'c' como:

$$(EI)_1 := E_s A_s \cdot (d-c)^2 + E_f b_f \cdot t \cdot (h-c)^2 + E_c b \cdot \frac{(h-c)^3}{3} + E_c \cdot \frac{b \cdot c^3}{3} \quad (10)$$

Y el momento de inercia de la sección compuesta se determina de la relación:

$$I_1 := \frac{(EI)_1}{E_c} \quad (11)$$

El momento flector M_1 y la correspondiente carga P_1 son relacionadas a través de la relación para una viga cargada a sus tercios simplemente apoyada:

$$M_1 := P_1 \cdot \frac{L}{6} \quad (12)$$

Y serán determinadas usando la relación del módulo de ruptura:

$$f_r := M_1 \cdot \frac{(h-c)}{I_1} \quad f_r := P_1 \cdot L \cdot \frac{(h-c)}{(6 \cdot I_1)} \quad (13)$$

Teniendo establecido P_1 de la ecuación (13), la correspondiente deflexión de la viga δ_1 se determina de:

$$\delta_1 := \frac{P_1}{\left(\frac{P}{\delta}\right)_1} \quad (14)$$

Las coordenadas del *Punto 1* en la curva $P-\Delta$ mostrada en la Fig.5.4.1 están luego dadas por δ_1 y P_1

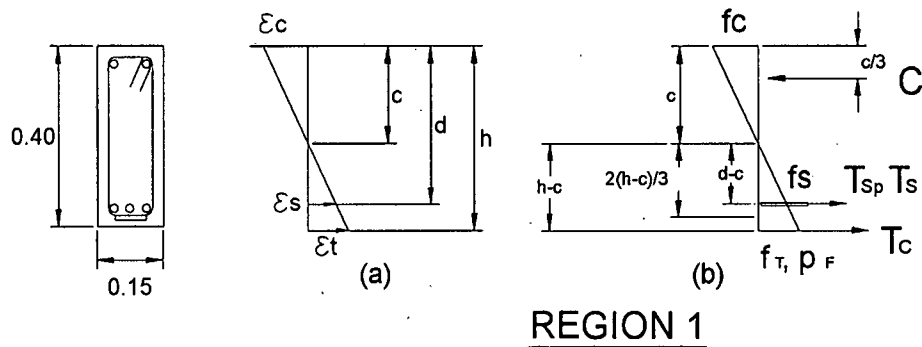


Fig. 5.4.2 Deformación asumida y distribución de esfuerzos en la sección de la viga para la región 1: (a) Distribución de Deformaciones, (b) Distribución de Esfuerzos y Fuerzas internas.

REGION 2:

Para esta región se asume que el concreto debajo del eje neutro se encuentra agrietado y el concreto no está activo en flexión. Refiriendo a la fig.5.4.3, la fuerza a tensión del concreto T_c que aparece en las ecs. (3) y (6) tiende a cero, y el segundo término de la ec.(7) desaparece resultando en una ec. cuadrática en ' c ' dado por:

$$c^2 + 2 \cdot \left(Nf \cdot t + Ns \cdot \frac{As}{b} \right) \cdot c - 2 \cdot \left(Nf \cdot t \cdot h + Ns \cdot As \cdot \frac{d}{b} \right) = 0 \quad (15)$$

En la *Región 2* la rigidez a flexión $(EI)_2$ se determinó usando la ecuación (10) con el segundo término igual a cero. De esta expresión, la pendiente de la curva $P-\Delta$ es dado por:

$$\left(\frac{P}{\delta}\right)_2 := K(EI)_2 \quad (16)$$

Para determinar el momento flector M_2 y la carga P_2 la deformación del acero ϵ_y en la fluencia, como se muestra en la fig.5.4.3.a, se usó para determinar la deformación del concreto ϵ_c y la deformación de la *RFC* ϵ_f . Esta deformación podría ser expresada como:

$$\epsilon_c := \epsilon_y \cdot \frac{c}{d - c} \quad (17)$$

$$\epsilon_f := \frac{\epsilon_y \cdot (h - c)}{d - c}$$

Con la tensión en el acero de fluencia, $f_s = f_y$, y las fuerzas en la sección transversal ilustrada en la fig.5.4.3.b llega a ser:

$$C := \epsilon_y \cdot E_c \cdot b \cdot \frac{c^2}{2 \cdot (d - c)} \quad (18)$$

$$T_s := f_y \cdot A_s \quad (19)$$

$$T_f := \epsilon_y \cdot E_f \cdot b_f \cdot t_f \cdot \frac{(h - c)}{d - c} \quad (20)$$

Usando la posición del eje neutro ' c ' y sumando los momentos alrededor de esta posición, el momento M_2 es encontrado a ser:

$$M_2 := \epsilon_y \cdot E_f \cdot b_f \cdot t_f \cdot \frac{(h - c)^2}{d - c} + f_y \cdot A_s \cdot (d - c) + \epsilon_y \cdot E_c \cdot b \cdot \frac{c^3}{3 \cdot (d - c)} \quad (21)$$

Con M_2 conocido la carga P_2 llega a ser:

$$P_2 := 6 \cdot \frac{M_2}{L} \quad (22)$$

Teniendo establecido la expresión P_1 y P_2 , el incremento en desplazamiento desde el punto 1 al punto 2 se determina de:

$$\Delta_2 := \frac{(P_2 - P_1)}{\left(\frac{P}{\delta}\right)_2} \quad (23)$$

y δ_2 llega a ser:

$$\delta_2 := \delta_1 + \Delta_2 \quad (24)$$

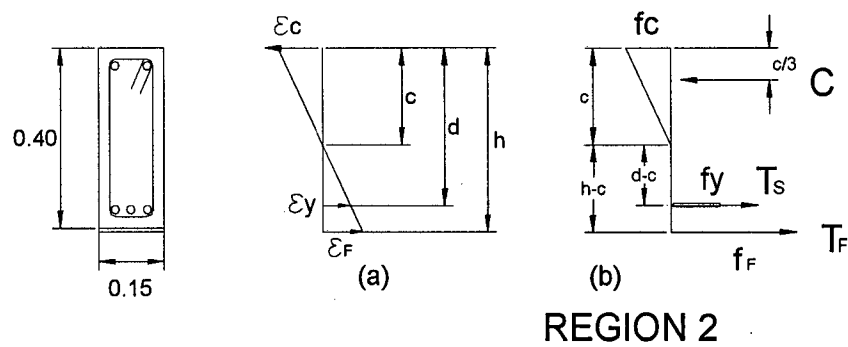


Fig. 5.4.3 Deformación asumida y distribución de esfuerzos en la sección de la viga para la región 2: (a) Distribución de Deformaciones, (b) Distribución de Esfuerzos y Fuerzas internas.

REGION 3:

En esta región el comportamiento del acero es inelástico, teniendo a alcanzar la porción de la curva esfuerzo deformación en la fig.5.4.4. En el extremo de esta región (*Punto 3*) el esfuerzo del concreto en la cara a compresión de la viga tendría alcanzado su valor pico de f_c y la deformación asociada de ϵ'_c podría también ser asociada. Usando la distribución de esfuerzos y deformaciones indicado en la fig.5.4.4, la deformación en la *CFRP* y el acero llega a ser:

$$\begin{aligned} \epsilon'_f &:= \epsilon'_c \cdot \frac{(h - c)}{c} \\ \epsilon_s &:= \epsilon'_c \cdot \frac{(d - c)}{c} \end{aligned} \quad (25)$$

y las fuerzas en la sección C, T_s , y T_f podría ser escrita como:

$$C := f_c \cdot b \cdot \frac{c}{2}$$

$$T_s := [f_y + (\epsilon_s - \epsilon_y) \cdot E_t] \cdot A_s \quad (26)$$

$$T_f := \epsilon'_c \cdot E_f \cdot b_f \cdot t \cdot \frac{(h - c)}{c}$$

Donde E_t es el módulo tangente del acero a tensión. Resumiendo estas fuerzas y llevando la suma igual a cero resulta en una ecuaciones. cuadrática en 'c' expresado como:

$$f_c \cdot b \cdot c^2 - 2 \cdot [f_y \cdot A_s - \epsilon_c \cdot (E_f \cdot b_f \cdot t + E_t \cdot A_s) - \epsilon_y \cdot E_t \cdot A_s] \cdot c - 2 \cdot \epsilon'_c \cdot (A_s \cdot E_t \cdot d + b_f \cdot t \cdot h \cdot E_f) = 0 \quad (27)$$

Con 'c' conocido de la ecuación (27), el momento alrededor del eje neutro M_3 se determina como:

$$M_3 := [f_y + (\epsilon_s - \epsilon_y) \cdot E_t] \cdot A_s \cdot (d - c) + \epsilon'_c \cdot E_f \cdot b_f \cdot t \cdot \frac{(h - c)^2}{c} + f_c \cdot b \cdot \frac{c^2}{3} \quad (28)$$

y la carga P_3 se determina de:

$$P_3 := 6 \cdot \frac{M_3}{L} \quad (29)$$

Nuevamente, la rigidez a flexión para la parte elástica de la viga en la Región 3 llega a ser:

$$(EI)_3 := E_f \cdot b_f \cdot t \cdot (h - c)^2 + E_t \cdot A_s \cdot (d - c)^2 + E_{cy} \cdot b \cdot \frac{c^3}{3} \quad (30)$$

Donde E_{cy} es la pendiente de la curva esfuerzo - deformación del concreto cerca del punto de fluencia del acero (ver Fig. 5.4.1). E_{cy} podría ser calculado usando la distribución lineal de deformación y la primera parte de la ecuación (17) a todo lo largo, con la diferencia entre los esfuerzos entre ϵ_{cy} y f_c , dividido por la diferencia de deformaciones de $(\epsilon_c - \epsilon_{cy})$.

La pendiente de la curva carga deformación se determina de la relación:

$$\left(\frac{P}{\delta}\right)_3 := K \cdot (EI)_3 \quad (31)$$

y los incrementos en desplazamientos de la curva carga deformación desde el punto 2 al punto 3 se determinan por:

$$\Delta_3 := \frac{(P_3 - P_2)}{\left(\frac{P}{\delta}\right)_3} \quad (32)$$

El desplazamiento total en el punto 3 llega a ser:

$$\delta_3 := \delta_2 + \Delta_3 \quad (33)$$

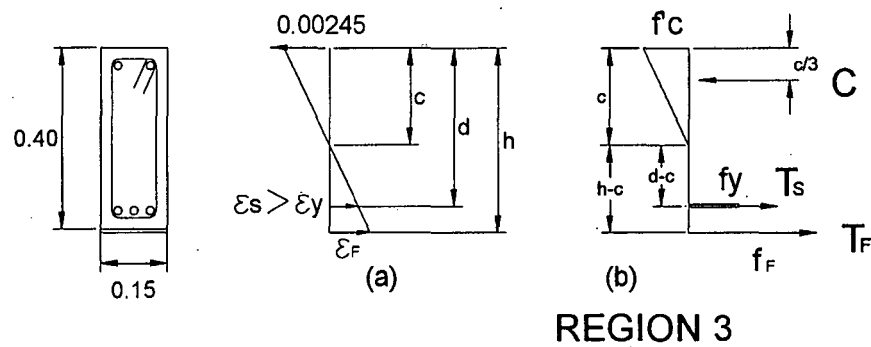


Fig. 5.4.4 Deformación asumida y distribución de esfuerzos en la sección de la viga para la región 3: (a) Distribución de Deformaciones, (b) Distribución de Esfuerzos y Fuerzas internas.

REGION 4:

En la Región 4, para determinar la posición del eje neutro, la distribución del esfuerzo a compresión, se basa en una distribución rectangular equivalente como es descrita por Winter y Nilson. Esta distribución de esfuerzos equivalentes mostrada en la fig. 5.4.5.a hace uso de los parámetros empíricos α y β para describir la fuerza equivalente del concreto C, y su posición relativa a la parte

superior de la viga. Estos parámetros son basados solo sobre f_c , y los valores numéricos son aproximados $\alpha=0.56$ y $\beta=0.325$.

La posición de la fuerza C de compresión del concreto se muestra en la fig.5.4.5.b y su magnitud esta dada por:

$$C := \alpha \cdot f_c \cdot b \cdot c \quad (34)$$

A adición de la distribución de esfuerzos equivalentes del concreto, esto también se asume que la deformación del concreto en la cara a compresión de la viga debería de alcanzar su deformación ultima ϵ_u de aproximadamente 0.003. Esto asumido establece un parámetro conocido necesario para determinar la deformación ϵ_f en la CFRP. Usando las observaciones experimentales de la distribución de deformaciones lineales, y también en la respuesta pico de la viga, la deformación en la CFRP y el acero son expresadas como:

$$\begin{aligned} \epsilon_f &:= \epsilon_u \cdot \frac{(h - c)}{c} \\ \epsilon_s &:= \epsilon_u \cdot \frac{(d - c)}{c} \end{aligned} \quad (35)$$

Asumiendo el comportamiento del acero a ser inelástico, las fuerzas adicionales T_s y T_f podrán ser escritas como:

$$T_s := [f_y + (\epsilon_s - \epsilon_u) \cdot E_t] \cdot A_s \quad (36)$$

$$T_f := \epsilon_u \cdot E_f \cdot b_f \cdot t_f \cdot \frac{(h - c)}{c}$$

Sumando las fuerzas C, T_s y T_f resultan en una ecuación cuadrática en 'c' de:

$$\alpha \cdot f_c \cdot b \cdot c^2 + [\epsilon_u \cdot (E_t \cdot A_s + E_f \cdot b_f \cdot t) + (\epsilon_y \cdot E_t + f_y) \cdot A_s] \cdot c - \epsilon_u \cdot (E_t \cdot d \cdot A_s + E_f \cdot b_f \cdot t \cdot h) = 0 \quad (37)$$

En la región 4 el aplastamiento del concreto podía ocurrir primero hacia la falla de la CFRP, o la CFRP podía despegarse debido a la resistencia inadecuada en el concreto y el adhesivo. Luego la carga P_4 no se espera necesariamente alcance su valor calculado, pero sirve para determinar la curva carga – desplazamiento.

En la *Región 4*. El momento flector M_4 es luego basado en una fuerza constante a compresión del concreto C , una fuerza a tensión del acero T_s y una fuerza en la CFRP T_f la cual depende de la resistencia a tensión f_{Ft} . Con esto se asume que T_f esta dado por: $T_f := f_{Ft} \cdot b \cdot t$ (38)

Y el momento flector se determina como:

$$M_4 := \alpha \cdot f_c \cdot b \cdot c^2 \cdot (1 - \beta) + \left[f_y - E_t \cdot \epsilon_y + E_t \cdot \epsilon_c \cdot \frac{(d - c)}{c} \right] \cdot (d - c) \cdot A_s + f_{Ft} \cdot b_f \cdot t \cdot (h - c) \quad (39)$$

En esta región, la rigidez a flexión de la sección se asume a ser desarrollada solo por la CFRP y el acero a tensión. En realidad, la rigidez a flexión solo define la pendiente de la curva carga deflexión hasta el punto 3 y es expresado como:

$$(EI)_4 := E_f \cdot b_f \cdot t \cdot (h - c)^2 + E_t \cdot A_s \cdot (d - c)^2 \quad (40)$$

Usando M_4 calculado por la ecuación (30) la carga P_4 se determina como:

$$P_4 := 6 \cdot \frac{M_4}{L} \quad (41)$$

y la pendiente carga - desplazamiento es:

$$\left(\frac{P}{\delta}\right)_4 := k \cdot (EI)_4 \quad (42)$$

Usando la ecuación (42) el incremento en desplazamiento desde el punto 3 es:

y el desplazamiento en el punto 4 llega a ser:

$$\Delta_4 := \frac{P_4}{\left(\frac{P}{\delta}\right)_4} \quad (43) \quad \delta_4 := \delta_3 + \Delta_4 \quad (44)$$

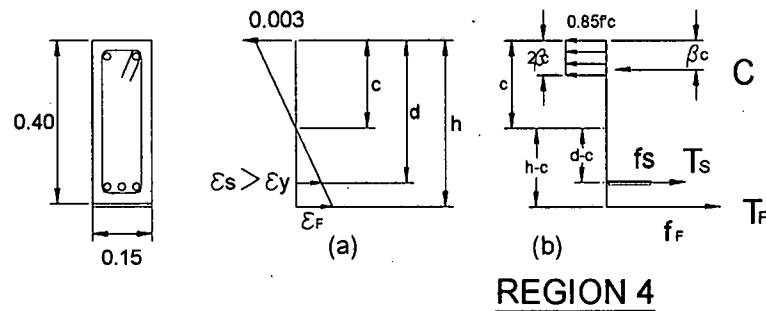


Fig.5.4.5 Deformación asumida y distribución de esfuerzos en la sección de la viga para la región 4: (a) Distribución de Deformaciones, (b) Distribución de Esfuerzos y Fuerzas internas.

5.4.2 ANÁLISIS PARA LA VIGA REFORZADA CON PLATINAS DE ACERO A-36

Para el análisis de las vigas reforzadas con la platina de acero, se adoptó un análisis de forma similar al planteado en la parte anterior.

Se determinó cinco regiones debido a la diferencia entre los esfuerzos de fluencia de la platina y el acero principal que presentaba los especímenes. A continuación observemos una gráfica que nos muestra el comportamiento adoptado de la viga para el análisis.

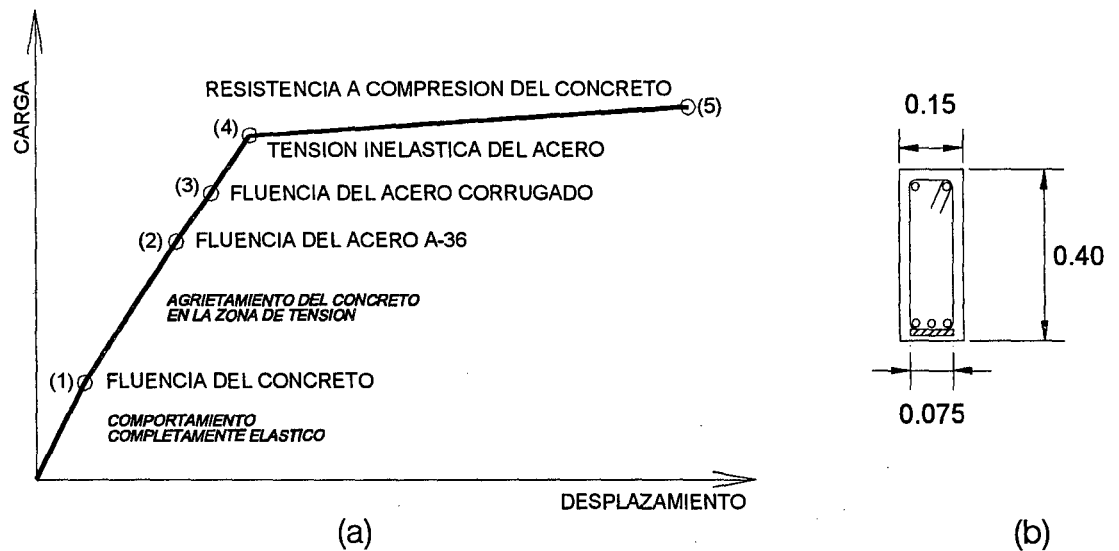


Fig. 5.4.2.1 (a) Respuesta asumida de la curva Carga – Desplazamiento empleada en la sección de análisis de la viga. (b) Sección de viga.

REGION 1:

En esta región, el comportamiento total del material es elástico hasta que el esfuerzo del concreto en la zona de tensión en la sección alcance el módulo de ruptura f_r . En la Fig 5.4.2.2a todas las deformaciones podrían expresarse en términos de la deformación del concreto ϵ_c en la cara en compresión de la sección. De igual forma, que la parte anterior expresamos las deformaciones del acero en función de las deformaciones del concreto.

$$\begin{aligned}\epsilon_t &:= \epsilon_c \cdot \frac{(h - c)}{c} \\ \epsilon_s &:= \epsilon_c \cdot \frac{(d - c)}{c} \\ \epsilon_p &:= \epsilon_c \cdot \frac{(d - c)}{c}\end{aligned} \quad (1)$$

Siendo todo el comportamiento del material en esta región lineal, los correspondientes esfuerzos pueden ser expresados como el producto de la

deformación y su respectivo módulo de elasticidad. Así, las fuerzas actuantes en la sección transversal (Fig. 5.4.2.2.a) podría ser representada como:

$$C := \epsilon_c \cdot E_c \cdot b \cdot \frac{c}{2} \quad (2)$$

$$T_c := \epsilon_c \cdot E_c \cdot b \cdot \frac{(h - c)^2}{(2 \cdot c)} \quad (3)$$

$$T_s := \epsilon_c \cdot E_s \cdot A_s \cdot \frac{(d - c)}{c} \quad (4)$$

$$T_p := \epsilon_c \cdot E_p \cdot b_p \cdot t \cdot \frac{(d - c)}{c} \quad (5)$$

Donde C es la fuerza a compresión del concreto, T_c es la fuerza a tensión del concreto, T_s es la fuerza a tensión en el acero de refuerzo, y T_p es la fuerza a tensión en la platina de acero A-36.

Asumiendo una una condición de flexión pura, la suma de las fuerzas actuantes en la sección debería ser cero, luego:

$$\Sigma F := C - T_c - T_s - T_p \quad \Sigma F := 0 \quad (6)$$

Sustituyendo las ecs.(2) y (5) en (6) y dividiendo por $\epsilon_c \cdot E_c$ nos dá:

$$E_c \cdot b \cdot \frac{c}{2} - E_c \cdot b \cdot \frac{(h - c)^2}{(2 \cdot c)} - E_s \cdot A_s \cdot \frac{(d - c)}{c} - E_p \cdot b_p \cdot t \cdot \frac{(d - c)}{c} = 0 \quad (7)$$

La pendiente de la curva P-Δ en la Región 1 podría ser escrita como:

$$\left(\frac{P}{\delta} \right)_1 := K \cdot (EI)_1 \quad (8)$$

Y sabemos que:

$$K := \frac{1296}{23 \cdot L^3} \quad (9)$$

(EI)₁ puede ser expresado en términos de la distancia 'c' como:

$$(EI)_1 := E_s \cdot A_s \cdot (d - c)^2 + E_p \cdot b_p \cdot t \cdot (d - c)^2 + E_c \cdot b \cdot \frac{(h - c)^3}{3} + E_c \cdot \frac{b \cdot c^3}{3} \quad (10)$$

Y el momento de inercia de la sección compuesta se determina de la relación:

$$I_1 := \frac{(EI)_1}{E_c} \quad (11)$$

El momento flector M_1 y la correspondiente carga P_1

$$M_1 := P_1 \cdot \frac{L}{6} \quad (12)$$

Y serán determinadas usando la relación del módulo de ruptura:

$$f_r := M_1 \cdot \frac{(h - c)}{I_1} \quad f_r := P_1 \cdot L \cdot \frac{(h - c)}{(6 \cdot I_1)} \quad (13)$$

Teniendo establecido P_1 de la ec.(13), la correspondiente deflexión de la viga δ_1 se determina de:

$$\delta_1 := \frac{P_1}{\left(\frac{P}{\delta}\right)_1} \quad (14)$$

Las coordenadas del Punto 1 en la curva $P-\Delta$ mostrada en la Fig.5.4.1.a están luego dadas por δ_1 y P_1

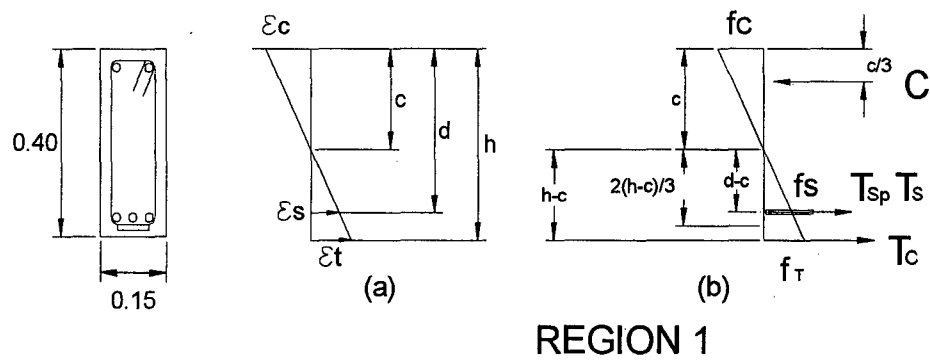


Fig.5.4.2.2 Deformación asumida y distribución de esfuerzos en la sección de la viga para la región 1: (a) Distribución de Deformaciones, (b) Distribución de Esfuerzos y Fuerzas internas.

REGION 2:

Para esta región se asume que el concreto debajo del eje neutro es agrietado y no está activa en flexión. Refiriendo a la fig.5.4.2.3b, la fuerza a tensión del concreto T_c que aparece en las ec.(3) y (6) tiende a cero, y el segundo término de la ec.(7) desaparece resultando en una ec. cuadrática en 'c' dado por:

$$c^2 + 2 \cdot \left(N_p \cdot t + N_s \cdot \frac{A_s}{b} \right) \cdot c - 2 \cdot \left(N_p \cdot t_p \cdot h + N_s \cdot A_s \cdot \frac{d}{b} \right) = 0 \quad (15)$$

En la *Región 2* la rigidez a flexión $(EI)_2$ se determinó usando la ec.(10) con el segundo término igual a cero. De esta expresión, la pendiente de la curva P- Δ es dado por:

$$\left(\frac{P}{\delta} \right)_2 := K(EI)_2 \quad (16)$$

Para determinar el momento flector M_2 y la carga P_2 la deformación de la platina de acero ϵ_y en la fluencia, como se muestra en la fig.5.4.2.3.a, se usó para determinar la deformación del concreto ϵ_c y la deformación de la platina ϵ_{py} . Esta deformación podría ser expresada como:

$$\begin{aligned} \epsilon_c &:= \epsilon_{py} \cdot \frac{c}{d - c} \\ \epsilon_s &:= \epsilon_{py} \\ \epsilon_p &:= \epsilon_{py} \end{aligned} \quad (17)$$

Con la tensión en el acero de refuerzo, $f_s = \epsilon_p \cdot E_s$, y las fuerzas en la sección transversal ilustrada en la fig. 5.4.2.3.b llega a ser:

$$C := \epsilon_p \cdot E_c \cdot b \cdot \frac{c^2}{2 \cdot (d - c)} \quad (18)$$

$$f_s := \epsilon_p \cdot E_s \quad T_s := f_s \cdot A_s \quad (19)$$

$$T_p := f_{yp} \cdot b_p \cdot t \quad (20)$$

Usando la posición del eje neutro 'c' y sumando los momentos alrededor de esta posición, el momento M2 es encontrado a ser:

$$M_2 := f_{yp} \cdot b \cdot t \cdot (d - c) + f_s \cdot A_s \cdot (d - c) + \epsilon_p \cdot E_c \cdot b \cdot \frac{c^3}{3 \cdot (d - c)} \quad (21)$$

Con M2 conocido la carga P2 llega a ser

$$P_2 := 6 \cdot \frac{M_2}{L} \quad (22)$$

Teniendo establecido la expresión P1 y P2, el incremento en desplazamiento desde el punto 1 al punto 2 se determina de:

$$\Delta_2 := \frac{(P_2 - P_1)}{\left(\frac{P}{\delta}\right)_2} \quad (23)$$

y δ_2 llega a ser:

$$\delta_2 := \delta_1 + \Delta_2 \quad (24)$$

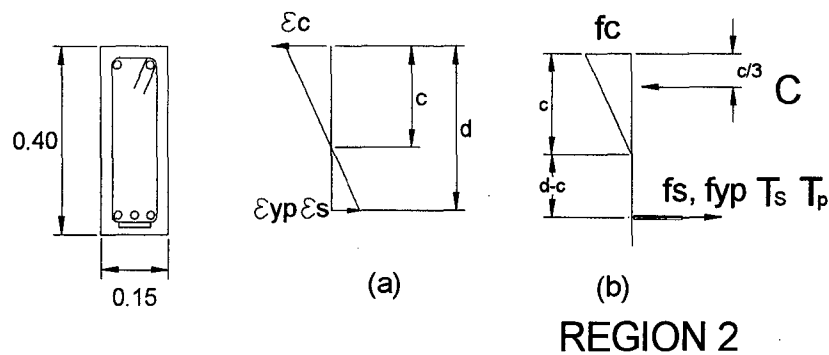


Fig.5.4.2.3 Deformación asumida y distribución de esfuerzos en la sección de la viga para la región 2: (a) Distribución de Deformaciones, (b) Distribución de Esfuerzos y Fuerzas internas.

REGION 3:

Para esta región se asume que el acero corrugado se encuentra en fluencia y la platina de acero está trabajando en el rango plástico. La ecuación que determina la posición del eje neutro es la siguiente:

$$\epsilon_y \cdot E_c \cdot b \cdot \frac{c^2}{2 \cdot (d - c)} - f_y \cdot A_s - [(\epsilon_p - \epsilon_{py}) \cdot E_t \cdot b_p \cdot t + b_p \cdot t \cdot f_{yp}] = 0 \quad (25)$$

Para determinar el momento flector M_3 y la carga P_3 se empleó la deformación del acero ϵ_y en la fluencia, como se muestra en la fig.5.4.2.4.a, luego se determinó la deformación del concreto ϵ_c y la deformación de la platina ϵ_p . Esta deformación podría ser expresada como:

$$\begin{aligned} \epsilon_c &:= \epsilon_y \cdot \frac{c}{d - c} \\ \epsilon_p &:= \epsilon_y \end{aligned} \quad (26)$$

Con la tensión en el acero corrugado en fluencia, $A_s \cdot f_y$ y las fuerzas en la sección transversal ilustrada en la fig. 5.4.2.4.b llega a ser:

$$C := \epsilon_y \cdot E_c \cdot b \cdot \frac{c^2}{2 \cdot (d - c)} \quad (27)$$

$$T_s := f_y \cdot A_s \quad (28)$$

$$T_p := [f_{yp} + (\epsilon_p - \epsilon_{py}) \cdot E_t] \cdot b_p \cdot t \quad (29)$$

Usando la posición del eje neutro 'c' y sumando los momentos alrededor de esta posición, el momento M_3 es encontrado a ser:

$$M_3 := [b_p \cdot t \cdot [f_{yp} + (\epsilon_p - \epsilon_{py}) \cdot E_t]] \cdot (d - c) + \epsilon_y \cdot E_s \cdot A_s \cdot (d - c) + \epsilon_y \cdot E_c \cdot b \cdot \frac{c^3}{3 \cdot (d - c)} \quad (30)$$

Con M_3 conocido la carga P_3 llega a ser:

$$P_3 := 6 \cdot \frac{M_3}{L} \quad (31)$$

Teniendo establecido la expresión P2 y P3, el incremento en desplazamiento desde el punto 2 al punto 3 se determina de:

$$\Delta_3 := \frac{(P_3 - P_2)}{\left(\frac{P}{\delta}\right)_3} \quad (32)$$

y δ_2 llega a ser:

$$\delta_3 := \delta_2 + \Delta_3 \quad (33)$$

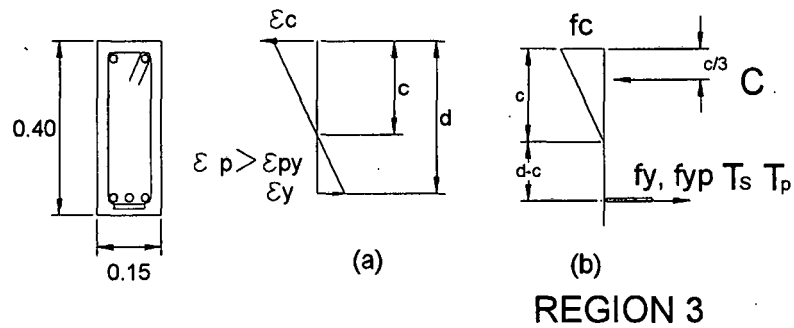


Fig.5.4.2.4 Deformación asumida y distribución de esfuerzos en la sección de la viga para la región 3: (a) Distribución de Deformaciones, (b) Distribución de Esfuerzos y Fuerzas internas.

REGION 4:

En esta región el comportamiento de ambos acero es inelástico, teniendo a alcanzar la porción de la curva esfuerzo deformación en la fig.5.4.2. En el extremo de esta región (Punto 4) el esfuerzo del concreto en la cara a compresión de la viga tendría alcanzado su valor pico de f_c y la deformación asociada de ϵ_c podría también ser obtenido. Usando la distribución de esfuerzos y deformaciones indicado en la fig.5.4.2.5, la deformación en la platina y el acero llega a ser:

$$\begin{aligned} \epsilon_p &:= \epsilon_c \cdot \frac{(d - c)}{c} \\ \epsilon_s &:= \epsilon_c \cdot \frac{(d - c)}{c} \end{aligned} \quad (34)$$

y la fuerzas en la sección C, T_s , y T_p podría ser escrita como:

$$C := f_c \cdot b \cdot \frac{c}{2}$$

$$T_s := [f_y + (\epsilon_s - \epsilon_y) \cdot E_t] \cdot A_s \quad (35)$$

$$T_p := [f_{yp} + (\epsilon_p - \epsilon_{py}) \cdot E_t] \cdot b_p \cdot t$$

Donde E_t es el modulo tangente del acero a tension. Resumiendo estas fuerzas y llevando la suma igual a cero resulta en una ec. cuadratica en 'c' expresado como:

$$f_c \cdot b \cdot \frac{c}{2} - [f_y + (\epsilon_s - \epsilon_y) \cdot E_t] \cdot A_s - [f_{yp} + (\epsilon_p - \epsilon_{py}) \cdot E_t] \cdot b_p \cdot t = 0 \quad (36)$$

Con 'c' conocido, el momento alrededor del eje neutro M_3 se determina como:

$$M_4 := [f_y + (\epsilon_s - \epsilon_y) \cdot E_t] \cdot A_s \cdot (d - c) + [f_{yp} + (\epsilon_p - \epsilon_{py}) \cdot E_t] \cdot b_p \cdot t \cdot (d - c) + f_c \cdot b \cdot \frac{c^2}{3} \quad (37)$$

y la carga P_4 se determina de:

$$P_4 := 6 \cdot \frac{M_4}{L} \quad (38)$$

Nuevamente, la rigidez a flexion para la parte elastica de la viga en la Region 4 llega a ser:

$$(EI)_4 := E_t \cdot b_p \cdot t \cdot (d - c)^2 + E_t \cdot A_s \cdot (d - c)^2 + E_{cy} \cdot b \cdot \frac{c^3}{3} \quad (39)$$

Donde E_{cy} es la pendiente de la curva esfuerzo-deformacion del concreto cerca del punto de fluencia del acero (ver Fig.5.3.2.5). E_{cy} podria ser calculado usando la distribucion lineal de deformacion y la primera parte de la ec. (17) a todo lo largo, con la diferencia entre los esfuerzos entre ϵ_{cy} y f_c , dividido por la diferencia de deformaciones de $(\epsilon_c - \epsilon_{cy})$. La pendiente de la curva carga deformacion se determina de la relacion:

$$\left(\frac{P}{\delta}\right)_4 := K \cdot (EI)_4 \quad (40)$$

y los incrementos en desplazamientos de la curva carga deformación desde el punto 3 al punto 4 se determina por:

$$\Delta_4 := \frac{(P_4 - P_3)}{\left(\frac{P}{\delta}\right)_4} \quad (41)$$

El desplazamiento total en el punto 4 llega a ser:

$$\delta_4 := \delta_3 + \Delta_4 \quad (42)$$

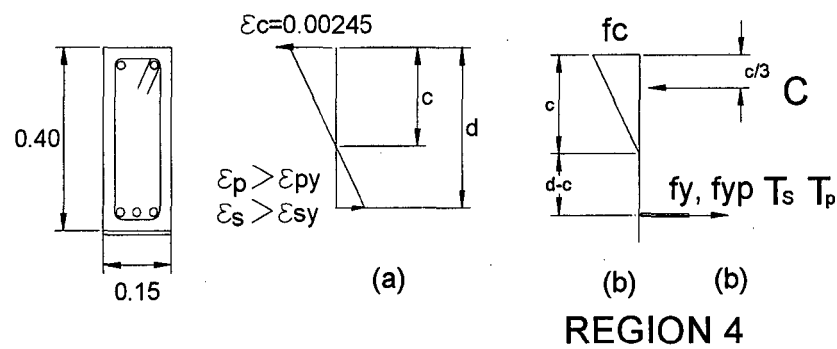


Fig.5.4.2.5 Deformación asumida y distribución de esfuerzos en la sección de la viga para la región 4: (a) Distribución de Deformaciones, (b) Distribución de Esfuerzos y Fuerzas internas.

REGION 5:

En la Region 5, para determinar la posición del eje neutro, la distribución del esfuerzo a compresión, se basa en una distribución rectangular equivalente como es descrita por Winter y Nilson. Esta distribución de esfuerzos equivalentes mostrada en la fig. 4.3.2.6.b hace uso de los parámetros empíricos α y β para describir la fuerza equivalente del concreto C , y su posición relativa a la parte superior de la viga. Estos parámetros son basados solo sobre f_c , y los valores numéricos son aproximados $\alpha=0.56$ y $\beta=0.325$. La posición de la fuerza C de compresión del concreto se muestra en la fig.16, y su magnitud esta dada por:

$$C := \alpha \cdot f_c \cdot b \cdot c \quad (43)$$

En adición de la distribución de esfuerzos equivalentes del concreto, esto también se asume que la deformación del concreto en la cara a compresión de la viga debería de alcanzar su deformación última ϵ_u de aproximadamente 0.003. Esta asunción establece un parámetro conocido necesario para determinar la deformación plástica del acero. Usando las observaciones experimentales de la distribución de deformaciones lineales, y también en la respuesta pico de la viga, la deformación en el acero son expresadas como:

$$\begin{aligned} \epsilon_p &:= \epsilon_u \cdot \frac{(d - c)}{c} \\ \epsilon_s &:= \epsilon_u \cdot \frac{(d - c)}{c} \end{aligned} \quad (44)$$

Asumiendo el comportamiento del acero a ser inelástico, las fuerzas adicionales T_s y T_p podrían ser escritas como:

$$\begin{aligned} T_s &:= [f_y + (\epsilon_s - \epsilon_u) \cdot E_t] \cdot A_s \\ T_p &:= [f_{yp} + (\epsilon_p - \epsilon_u) \cdot E_t] \cdot b_p \cdot t \end{aligned} \quad (45)$$

Sumando las fuerzas C , T_s y T_p resultan en una ec. cuadrática en 'c' de:

$$\alpha \cdot f_c \cdot b \cdot c - [f_y + (\epsilon_s - \epsilon_u) \cdot E_t] \cdot A_s - [f_{yp} + (\epsilon_p - \epsilon_u) \cdot E_t] \cdot b_p \cdot t = 0 \quad (46)$$

En la región 4 el aplastamiento del concreto podría ocurrir. Luego la carga P_4 no se espera necesariamente alcance su valor calculado, pero sirve para determinar la curva carga - desplazamiento en la región 4.

El momento flector M4 es luego basado en una fuerza constante a compresión del concreto C, una fuerza a tensión del acero Ts y Tp. Con esto se asume que Tf esta dado por:

$$M_5 := \alpha \cdot f_c \cdot b \cdot c^2 + [f_y + (\epsilon_s - \epsilon_u) \cdot E_t] \cdot A_s \cdot (d - c) + [f_{yp} + (\epsilon_p - \epsilon_u) \cdot E_t] \cdot b_p \cdot t \cdot (d - c) \quad (47)$$

En esta región, la rigidez a flexión de la sección se asume a ser desarrollada solo por los aceros a tensión. En realidad, la rigidez a flexión solo define la pendiente de la curva carga deflexión hasta el punto 4 y es expresado como:

$$(EI)_5 := E_t \cdot b_p \cdot t \cdot (d - c)^2 + E_t \cdot A_s \cdot (d - c)^2 \quad (48)$$

Usando M5 calculado por la ec.(49) la carga P5 se determina como:

$$P_5 := 6 \cdot \frac{M_5}{L} \quad (49)$$

y la pendiente carga desplazamiento es:

$$\left(\frac{P}{\delta}\right)_5 := k \cdot (EI)_5 \quad (50)$$

Usando la ec.(50) el incremento en desplazamiento desde el punto 5 es:

$$\Delta_5 := \frac{P_5}{\left(\frac{P}{\delta}\right)_5} \quad (51)$$

y el desplazamiento en el punto 5 llega a ser:

$$\delta_5 := \delta_4 + \Delta_5 \quad (52)$$

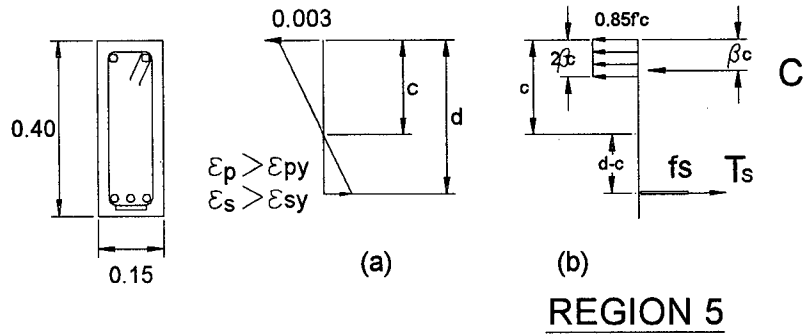


Fig.5.4.2.6 Deformación asumida y distribución de esfuerzos en la sección de la viga para la región 5: (a) Distribución de Deformaciones, (b) Distribución de Esfuerzos y Fuerzas internas.

5.4.3 ANÁLISIS PARA LA VIGA REPARADAS CON INYECCIONES DE RESINAS EPOXICAS

Para el análisis de las vigas reparadas con inyecciones de resinas epóxicas, se adoptó un análisis de forma similar al planteado para las vigas reforzadas con platinas de acero y platinas de CFRP. Se determinó cuatro regiones debido a la diferencia entre los esfuerzos del concreto y el acero principal que presentan los especímenes. A continuación observemos una gráfica que nos muestra el comportamiento asumido de la viga para el análisis.

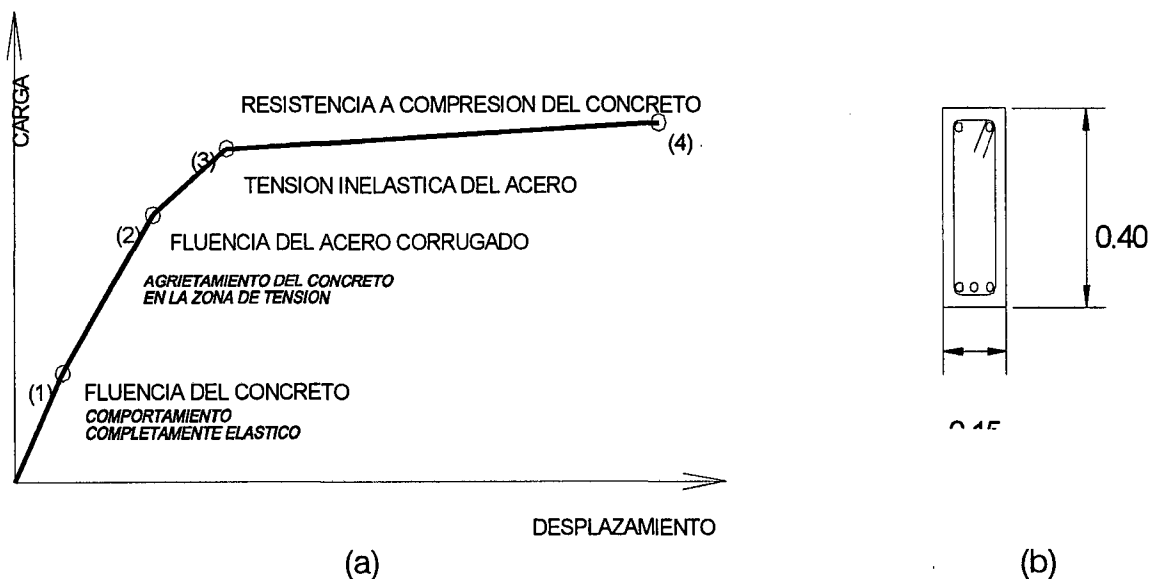


Fig. 5.4.3.1 (a) Respuesta asumida de la curva Carga – Desplazamiento empleada en la sección de análisis de la viga. (b) Sección de viga.

REGION 1:

En esta región, el comportamiento total del material es elástico hasta que el esfuerzo del concreto en la zona de tensión en la sección alcance el módulo de ruptura f_r . En la Fig 5.4.3.2.a todas las deformaciones podrían expresarse en términos de la deformación del concreto ϵ_c en la cara en compresión de la sección. De igual forma, que la parte anterior expresamos las deformaciones del acero en función de las deformaciones del concreto.

$$\begin{aligned}\epsilon_t &:= \epsilon_c \cdot \frac{(h - c)}{c} \\ \epsilon_s &:= \epsilon_c \cdot \frac{(d - c)}{c} \quad (1)\end{aligned}$$

Siendo todo el comportamiento del material en esta región lineal, los correspondientes esfuerzos pueden ser expresados como el producto de la deformación y su respectivo módulo de elasticidad. Así, las fuerzas actuantes en la sección transversal (Fig. 5.4.3.2.a) podría ser representada como:

$$C := \epsilon_c \cdot E_c \cdot b \cdot \frac{c}{2} \quad (2)$$

$$T_c := \epsilon_c \cdot E_c \cdot b \cdot \frac{(h - c)^2}{(2 \cdot c)} \quad (3)$$

$$T_s := \epsilon_c \cdot E_s \cdot A_s \cdot \frac{(d - c)}{c} \quad (4)$$

Donde C es la fuerza a compresión del concreto, T_c es la fuerza a tensión del concreto, T_s es la fuerza a tensión en el acero de refuerzo.

Asumiendo una condición de flexión pura, la suma de las fuerzas actuantes en la sección debería ser cero, luego:

$$\Sigma F := C - T_c - T_s \quad \Sigma F := 0 \quad (5)$$

Sustituyendo las ecs.(2) y (3) en (5) y dividiendo por $\epsilon_c \cdot E_c$ nos dá:

$$E_c \cdot b \cdot \frac{c}{2} - E_c \cdot b \cdot \frac{(h-c)^2}{(2 \cdot c)} - E_s \cdot A_s \cdot \frac{(d-c)}{c} = 0 \quad (6)$$

La pendiente de la curva P- Δ en la Región 1 podría ser escrita como:

$$K := \frac{1296}{23 \cdot L^3} \left(\frac{P}{\delta} \right)_1 := K \cdot (EI)_1 \quad (7)$$

$(EI)_1$ puede ser expresado en términos de la distancia 'c' como:

$$(EI)_1 := E_s \cdot A_s \cdot (d-c)^2 + E_c \cdot b \cdot \frac{(h-c)^3}{3} + E_c \frac{b \cdot c^3}{3} \quad (8)$$

Y el momento de inercia de la sección compuesta se determina de la relación:

$$I_1 := \frac{(EI)_1}{E_c} \quad (9)$$

El momento flector M_1 y la correspondiente carga P_1

$$M_1 := P_1 \cdot \frac{L}{6} \quad (10)$$

Y serán determinadas usando la relación del módulo de ruptura:

$$f_r := M_1 \cdot \frac{(h-c)}{I_1} \quad f_r := P_1 \cdot L \cdot \frac{(h-c)}{(6 \cdot I_1)} \quad (11)$$

Teniendo establecido P_1 de la ec.(10), la correspondiente deflexión de la viga δ_1 se determina de:

$$\delta_1 := \frac{P_1}{\left(\frac{P}{\delta} \right)_1} \quad (12)$$

Las coordenadas del Punto 1 en la curva P- Δ mostrada en la Fig.5.4.3.1 están luego dadas por δ_1 y P_1

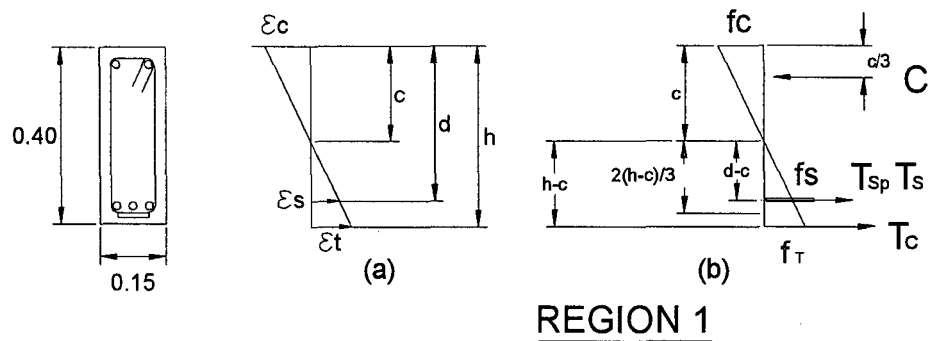


Fig.5.4.3.2 Deformación asumida y distribución de esfuerzos en la sección de la viga para la región 1: (a) Distribución de Deformaciones, (b) Distribución de Esfuerzos y Fuerzas internas.

REGION 2:

Para esta región se asume que el concreto debajo del eje neutro es agrietado y no está activa en flexión. Refiriendo a la fig.5.8, la fuerza a tensión del concreto T_c que aparece en las ec.(3) y (6) tiende a cero, y el segundo término de la ec.(7) desaparece resultando en una ec. cuadrática en 'c' dado por:

$$c^2 + 2 \cdot \left(N_p \cdot t + N_s \cdot \frac{A_s}{b} \right) \cdot c - 2 \cdot \left(N_p \cdot t_p \cdot h + N_s \cdot A_s \cdot \frac{d}{b} \right) = 0 \quad (13)$$

En la *Región 2* la rigidez a flexión $(EI)_2$ se determinó usando la ec.(8) con el segundo término igual a cero. De esta expresión, la pendiente de la curva $P-\Delta$ es dado por:

$$\left(\frac{P}{\delta} \right)_2 := K(EI)_2 \quad (14)$$

Para determinar el momento flector M_2 y la carga P_2 la deformación del acero ϵ_y en la fluencia, como se muestra en la fig.5.4.3.3.a, se usó para determinar la deformación del concreto ϵ_c y la deformación de acero ϵ_s . Esta deformación podría ser expresada como:

$$\epsilon_c := \epsilon_y \cdot \frac{c}{d - c} \quad (15)$$

Con la tensión en el acero de fluencia, $f_s = f_y$, y las fuerzas en la sección transversal ilustrada en la fig. 5.4.3.3.b llega a ser:

$$C := \epsilon_y \cdot E_c \cdot b \cdot \frac{c^2}{2 \cdot (d - c)} \quad (16)$$

$$T_s := f_y \cdot A_s \quad (17)$$

Usando la posición del eje neutro 'c' y sumando los momentos alrededor de esta posición, el momento M_2 es encontrado a ser:

$$M_2 := f_y \cdot A_s \cdot (d - c) + \epsilon_y \cdot E_c \cdot b \cdot \frac{c^3}{3 \cdot (d - c)} \quad (18)$$

Con M_2 conocido la carga P_2 llega a ser

$$P_2 := 6 \cdot \frac{M_2}{L} \quad (19)$$

Teniendo establecido la expresión P_1 y P_2 , el incremento en desplazamiento desde el punto 1 al punto 2 se determina de:

$$\Delta_2 := \frac{(P_2 - P_1)}{\left(\frac{P}{\delta}\right)_2} \quad (20)$$

y δ_2 llega a ser:

$$\delta_2 := \delta_1 + \Delta_2 \quad (21)$$

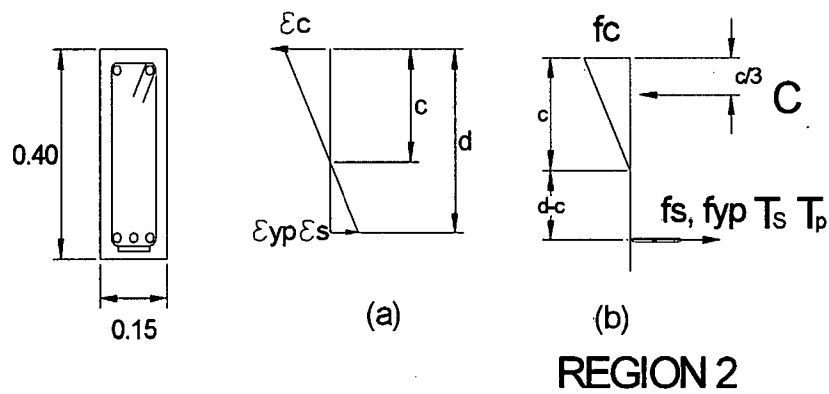


Fig.5.4.3.3 Deformación asumida y distribución de esfuerzos en la sección de la viga para la región 2: (a) Distribución de Deformaciones, (b) Distribución de Esfuerzos y Fuerzas internas.

REGION 3:

En esta región el comportamiento del acero es inelástico, teniendo a alcanzar la porción de la curva esfuerzo deformación en la fig.5.4.3.1 . En el extremo de esta región (Punto 3) el esfuerzo del concreto en la cara en compresión de la viga tendría alcanzado su valor pico de f_c y la deformación asociada de ϵ'_c podría también ser obtenido. Usando la distribución de esfuerzos y deformaciones indicado en la fig.5.4.3.4.a, la deformación en el acero llega a ser:

$$\epsilon_s := \epsilon'_c \cdot \frac{(d - c)}{c} \quad (22)$$

y la fuerzas en la sección C, T_s , podría ser escrita como:

$$C := f_c \cdot b \cdot \frac{c}{2} \quad (23)$$

$$T_s := [f_y + (\epsilon_s - \epsilon_y) \cdot E_t] \cdot A_s$$

Donde E_t es el módulo tangente del acero a tensión. Resumiendo estas fuerzas y llevando la suma igual a cero resulta en una ec. cuadrática en 'c' expresado como:

$$f_c \cdot b \cdot \frac{c}{2} - [f_y + (\epsilon_s - \epsilon_y) \cdot E_t] \cdot A_s = 0 \quad (24)$$

Con 'c' conocido de la ec.(24), el momento alrededor del eje neutro M_3 se determina como:

$$M_3 := [f_y + (\epsilon_s - \epsilon_y) \cdot E_t] \cdot A_s \cdot (d - c) + f_c \cdot b \cdot \frac{c^2}{3} \quad (25)$$

y la carga P_3 se determina de:

$$P_3 := 6 \cdot \frac{M_3}{L} \quad (26)$$

Nuevamente, la rigidez a flexión para la parte elástica de la viga en la Región 3 llega a ser:

$$(EI)_3 := Et \cdot As \cdot (d - c)^2 + Ecy \cdot b \cdot \frac{c^3}{3} \quad (27)$$

Donde Ecy es la pendiente de la curva esfuerzo - deformación del concreto cerca del punto de fluencia del acero (ver Fig.5.3.2). Ecy podría ser calculado usando la distribución lineal de deformación y la primera parte de la ec. (14) a todo lo largo, con la diferencia entre los esfuerzos entre ϵ_{cy} y f_c , dividido por la diferencia de deformaciones de $(\epsilon_c - \epsilon_{cy})$. La pendiente de la curva carga deformación se determina de la relación:

$$\left(\frac{P}{\delta}\right)_3 := K \cdot (EI)_3 \quad (28)$$

y los incrementos en desplazamientos de la curva carga deformación desde el punto 2 al punto 3 se determina por:

$$\Delta_3 := \frac{(P_3 - P_2)}{\left(\frac{P}{\delta}\right)_3} \quad (29)$$

El desplazamiento total en el punto 3 llega a ser: $\delta_3 := \delta_2 + \Delta_3 \quad (30)$

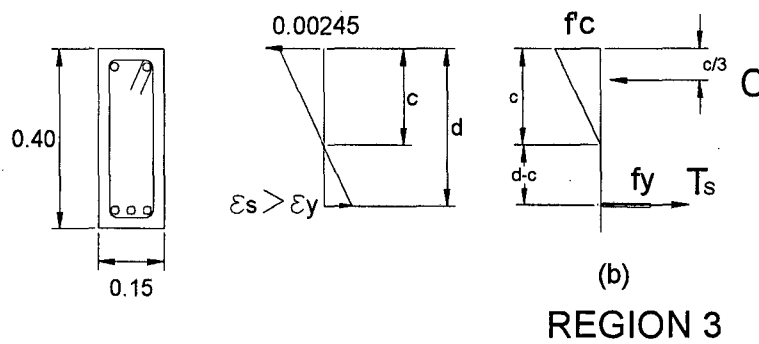


Fig.5.4.3.4 Deformación asumida y distribución de esfuerzos en la sección de la viga para la región 3: (a) Distribución de Deformaciones, (b) Distribución de Esfuerzos y Fuerzas internas.

REGION 4:

En la Región 4, para determinar la posición del eje neutro, la distribución del esfuerzo a compresión, se basa en una distribución rectangular equivalente como es descrita por Winter y Nilson. Esta distribución de esfuerzos equivalentes mostrada en la fig. 5.4.3.5.b se hace uso de los parámetros empíricos α y β para describir la fuerza equivalente del concreto C, y su posición relativa a la parte superior de la viga. Estos parámetros son basados solo sobre f_c , y los valores numéricos son aproximados $\alpha=0.56$ y $\beta=0.325$. La posición de la fuerza C de compresión del concreto se muestra en la fig.5.4.3.5.b, y su magnitud está dada por:

$$C := \alpha \cdot f_c \cdot b \cdot c \quad (31)$$

En adición de la distribución de esfuerzos equivalentes del concreto, esto también se asume que la deformación del concreto en la cara a compresión de la viga debería de alcanzar su deformación última ϵ_u de aproximadamente 0.003. Esta asunción establece un parámetro conocido necesario para determinar la deformación en el acero usando las observaciones experimentales de la distribución de deformaciones lineales, y también en la respuesta pico de la viga, la deformación en el acero es expresada como:

$$\epsilon_s := \epsilon_u \cdot \frac{(d - c)}{c} \quad (32)$$

Asumiendo el comportamiento del acero a ser inelástico, las fuerzas adicionales T_s podría ser escrita como:

$$T_s := [f_y + (\epsilon_s - \epsilon_u) \cdot E_t] \cdot A_s \quad (33)$$

Sumando las fuerzas C, Ts resultan en una ec. cuadrática en 'c' de:

$$\alpha \cdot f_c \cdot b \cdot c - [f_y + (\epsilon_s - \epsilon_u) \cdot E_t] \cdot A_s - [f_{yp} + (\epsilon_p - \epsilon_u) \cdot E_t] \cdot b_p \cdot t = 0 \quad (34)$$

En la región 4 el aplastamiento del concreto podría ocurrir. Luego la carga P4 no se espera necesariamente alcance su valor calculado, pero sirve para determinar la curva carga - desplazamiento en la región 4. El momento flector M4 es luego basado en una fuerza constante a compresión del concreto C, una fuerza a tensión del acero Ts. Con esto se asume que el momento M4 esta dado por:

$$M_4 := \alpha \cdot f_c \cdot b \cdot c^2 + [f_y + (\epsilon_s - \epsilon_u) \cdot E_t] \cdot A_s \cdot (d - c) \quad (35)$$

En esta región, la rigidez a flexión de la sección se asume a ser desarrollada solo por el acero a tensión. En realidad, la rigidez a flexión solo define la pendiente de la curva carga reflexión hasta el punto 3 y es expresado como:

$$(EI)_4 := E_t \cdot A_s \cdot (d - c)^2 \quad (36)$$

Usando M4 calculado por la ec.(27) la carga P4 se determina como:

$$P_4 := 6 \cdot \frac{M_4}{L} \quad (37)$$

y la pendiente carga desplazamiento es:

$$\left(\frac{P}{\delta}\right)_4 := k \cdot (EI)_4 \quad (38)$$

Usando la ec.(39) el incremento en desplazamiento desde el punto 3 es:

$$\Delta_4 := \frac{P_4}{\left(\frac{P}{\delta}\right)_4} \quad (39)$$

y el desplazamiento en el punto 4 llega a ser:

$$\delta_4 := \delta_3 + \Delta_4 \quad (40)$$

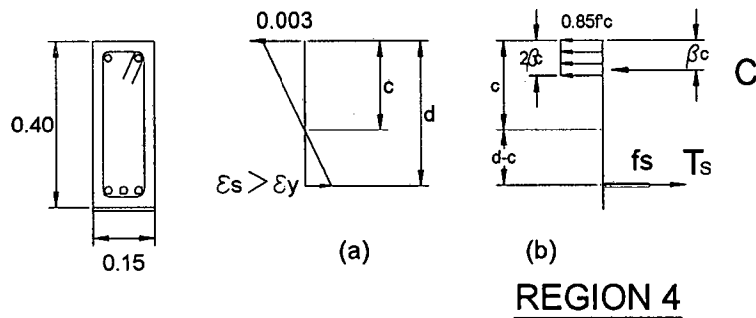


Fig.5.4.3.5 Deformación asumida y distribución de esfuerzos en la sección de la viga para la región 4: (a) Distribución de Deformaciones, (b) Distribución de Esfuerzos y Fuerzas internas.

5.5 MODELO RAMBERG – OSGOOD

El modelo de Ramberg – Osgood es usado por su capacidad de trazar una degradación gradual de la rigidez. El modelo consiste de una curva esquelética y una familia de curva de histéresis (Figura 5.5.1).

La curva esquelética es expresada como:

$$\frac{\varepsilon}{\varepsilon_y} = \frac{\sigma}{\sigma_y} \left(1 + \gamma \left(\frac{\sigma}{\sigma_y} \right)^{\eta-1} \right) \dots\dots\dots(4)$$

Donde: σ , σ_y , ε y ε_y son el esfuerzo, el esfuerzo de fluencia, la deformación y la deformación de fluencia respectivamente; α y η son dos coeficientes que definen la forma de la curva.

El modulo tangencial inicial es igual a (σ_y/ϵ_y) . La curva primaria es controlada por el exponente η desde linealmente elástico ($\eta=1$) a elastoplástico ($\eta=\infty$). Para valores grandes de η , el comportamiento es similar al modelo bilineal.

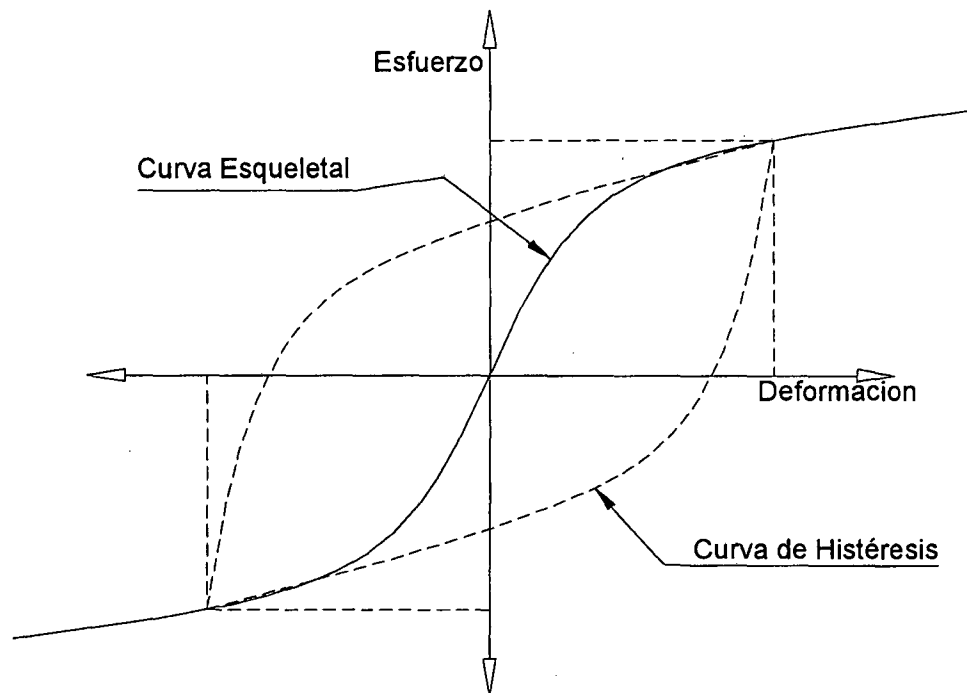


Fig. 5.5.1 Modelo Ramberg - Osgood

La curva de histéresis es controlada por:

$$\frac{\epsilon - \epsilon_0}{2\epsilon_y} = \frac{\sigma - \sigma_0}{2\sigma_y} \left(1 + \gamma \left[\frac{\sigma - \sigma_0}{2\sigma_y} \right]^{\eta-1} \right) \dots\dots\dots(5)$$

donde σ_0 y ϵ_0 indican las coordenadas del origen de la curva, que es el punto de carga reversa más reciente. La curva de Histéresis es la misma en forma que la curva esquelética pero aumentada en dos ejes para ambos ejes: vertical (esfuerzos) y horizontal (deformación). Además el origen es cambiado al punto de carga reversa mas reciente.

Este modelo es mas eficiente que le bilineal, pues puede representar el efecto de Bauschinger (cuando la curva esfuerzo – deformación bajo cargas

alternadas deja de ser lineal a un esfuerzo mucho mas bajo que la resistencia inicial de cedencia) y el efecto de fluencia en secuencia de los miembros, una de las desventajas sin embargo es la complicitad de la ley de histéresis.

El índice de disipación de energía histerética es expresado como:

$$E_h = \frac{2}{\pi} \left(1 - \frac{2\gamma}{\eta - 1}\right) \left(1 - \frac{D_y}{F_y} \frac{F_m}{D_m}\right) \dots\dots\dots(6)$$

El modelo puede disipar energía incluso por histéresis incluso si el factor de ductilidad es menor que la unidad y la capacidad de disipación de energía se incrementa con un incremento del valor del exponente.

5.6 RESUMEN DE RESULTADOS TEORICOS Y EMPIRICOS

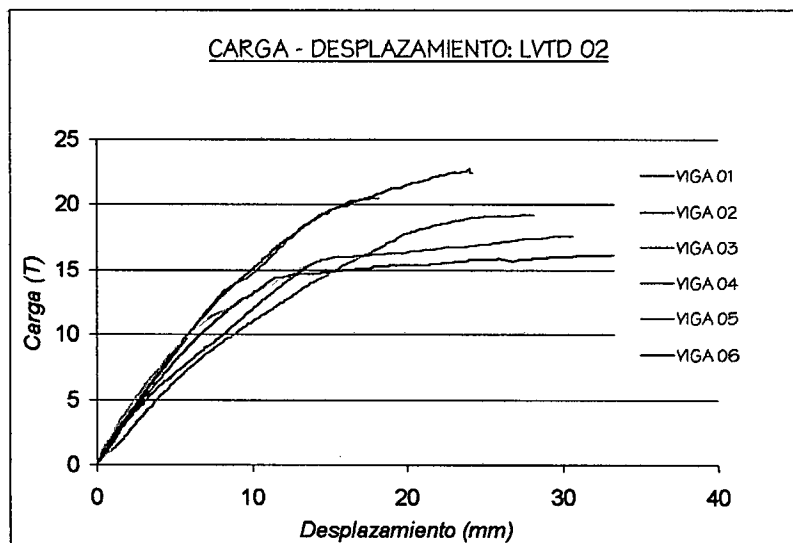
Se muestra a continuación una tabla que resume los valores de las propiedades de los materiales adoptados en el presente análisis. Además las tablas que presentan un resumen de los resultados experimentales y teóricos de las vigas en estado no – fisurado y reparadas o reforzadas.

Tabla 5.6.1 Propiedades Mecánicas de los Materiales

Concreto	Acero Corrugado	Platina de Acero	Platina de CFRP
$\epsilon'c = 0.0025$	$\epsilon_y = 0.0021$	$\epsilon'yp = 0.00125$	$E_f = 1.65 E06$
$\epsilon_u = 0.003$	$E_s = 2.0 E06$	$E_s = 2.0 E06$	$f_R = 28000 \text{ Kg/cm}^2$
$E_c = 2.37 E05$	$E_t = 8.0 E04$	$E_t = 8.0 E04$	
$f_c = 240 \text{ Kg/cm}^2$	$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$	$f_y = 2550 \text{ Kg/cm}^2$	
$f_r = 31 \text{ Kg/cm}^2$			

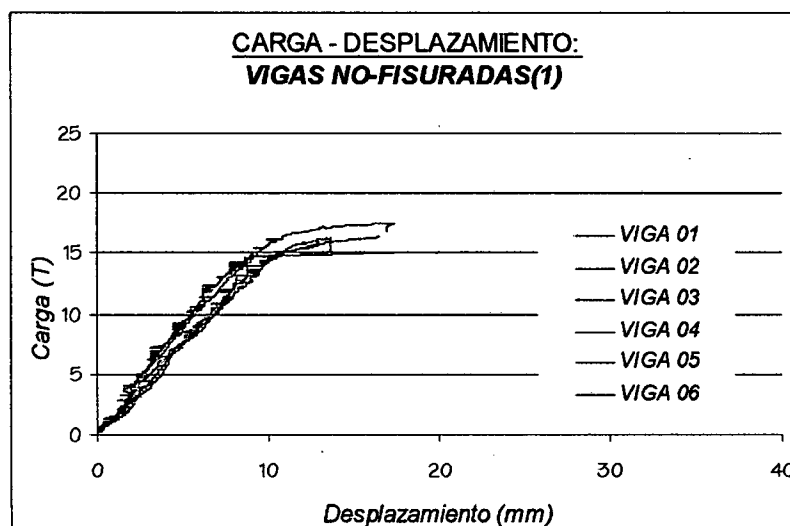
A continuación, en la gráfica 5.6.1, se muestra un resumen de las curvas experimentales obtenidas en los ensayos para el transductor LVTD 02. Esta gráfica muestra el incremento de rigidez y su comportamiento para niveles de carga

incremental entre los dos sistemas de reforzamiento y las vigas reparadas solo con inyecciones de resinas epóxicas.



Graf. 5.6.1 Curvas Cargas – Desplazamiento, transductor LVTD 02

Las curvas obtenidas en esta ubicación del transductor fueron adoptadas para realizar las comparaciones entre las curvas del ensayo de los especímenes no fisurados y los especímenes fisurados, de acuerdo a los datos brindados por el Ing. Germán Valdivia V. (1).



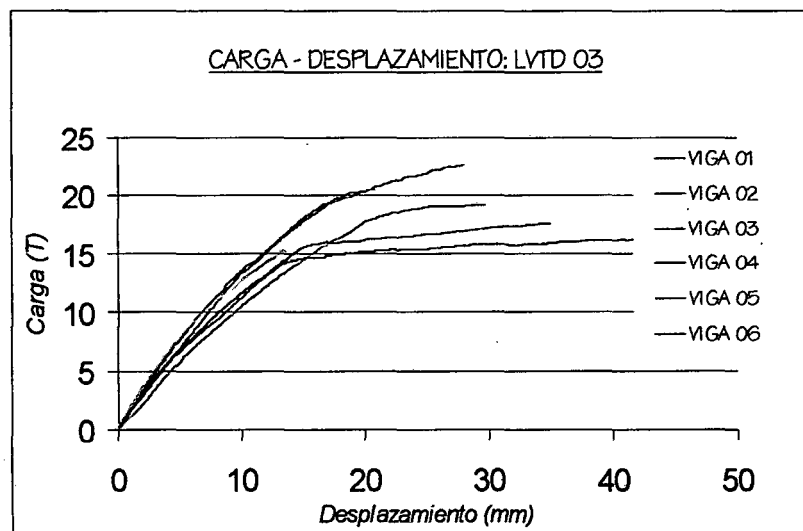
Graf. 5.6.2 Curvas Cargas – Desplazamiento, Ensayadas por el Ing. Germán Valdivia(1)

En la fig. 5.6.2 se puede presenciar las curvas cargas – desplazamiento para las vigas no – fisuradas ensayadas por el Ing. G. Valdivia (1).

Comparaciones entre las curvas carga desplazamiento entre los ensayos de las vigas reparadas y las vigas antes de la reparación se muestran con mayor detalle en el anexo V, curvas Carga – Desplazamiento comparativas entre los ensayos de las vigas en estado No fisurado y las vigas reparadas y reforzadas.

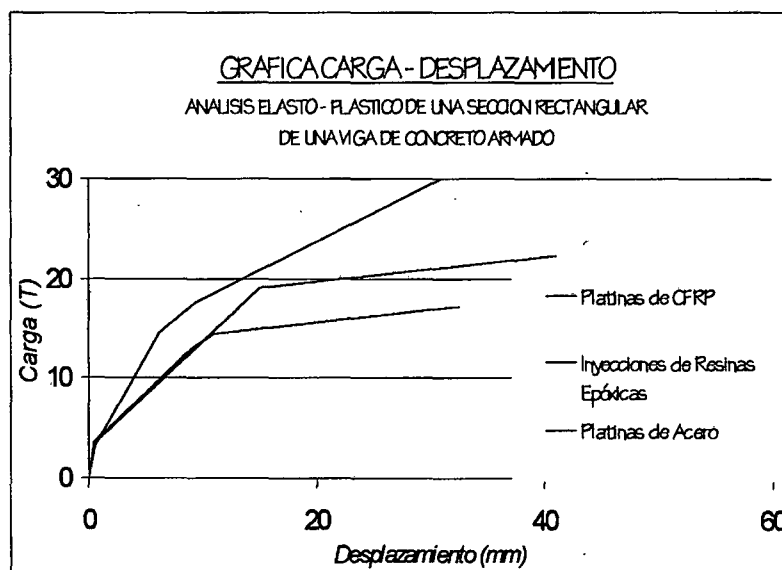
Así se han adoptado las curvas medidas con el transductor LVTD 03 para realizar un análisis elasto – plástico para predecir la respuesta de una sección rectangular de viga de concreto armado solo reparada con inyecciones de resinas epóxica, reforzadas con platinas de acero ó platinas de fibras de CFRP.

A continuación la gráfica 5.6.3 muestra un resumen de las curvas experimentales obtenidas en los ensayos para la ubicación del transductor LVTD 03.



Graf. 5.6.3 Curvas Cargas – Desplazamiento, transductor LVTD 03

Las curvas teóricas Cargas – Desplazamiento obtenidas del análisis de la sección se muestran a continuación en la gráfica 5.6.4.

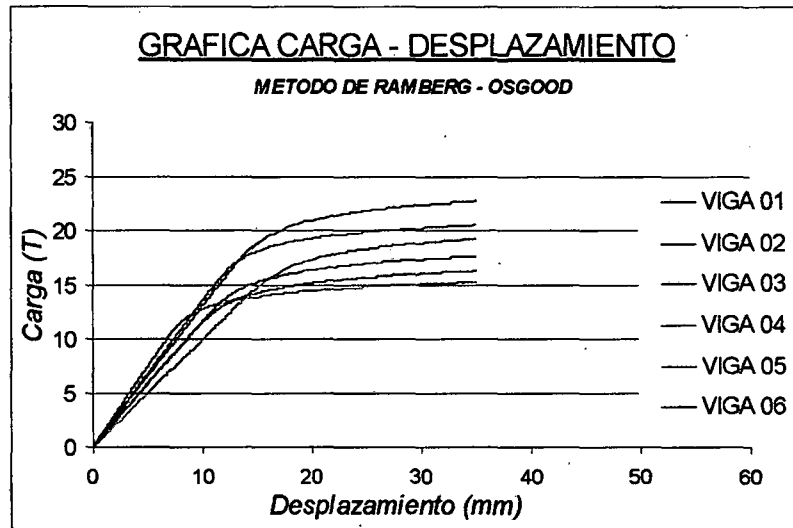


Graf. 5.6.4 Curvas Cargas – Desplazamiento, debido al análisis elasto – plástico de una sección rectangular de viga de concreto armado

También se desarrollaron curvas teóricas usando el algoritmo de R – O y una calibración con la información obtenida en el ensayo experimental según la ubicación del transductor LVTD 03.

Los datos que se emplearon fueron las cargas obtenidas en las lecturas experimentales de cada espécimen ensayado.

Las curvas teóricas Cargas – Desplazamiento obtenidas del método de R - O se muestran a continuación en la gráfica 5.6.5 en una simulación del experimento.



Graf. 5.6.5 Curvas Cargas – Desplazamiento, Método de Ramberg - Osgood

En el anexo IV se puede presenciar el resto de las curvas obtenidas en los ensayos experimentales, para las distintas ubicaciones de los transductores (LVTD 02, 03, 04) y las gráficas obtenidas en los deformómetros ó strain gauges.

En el anexo V se puede presenciar las curvas obtenidas en los ensayos experimentales, para el transductor LVTD 03 y las curvas teóricas obtenidas del análisis de la sección rectangular de una viga de concreto armado y el método de R – O. Así también una comparación entre las curvas experimentales frente a las curvas obtenidas en la sección de análisis elasto – plástico y el método de Ramberg – Osgood.

En la tabla 5.6.2 se muestra los valores de resistencia y desplazamientos encontrados en los ensayos experimentales para el punto de fluencia y para la carga última.

Tabla 5.6.2 Valores de Cargas y Desplazamientos Obtenidos en los Ensayos

ESPECIMEN	Vigas No - Fisuradas				Vigas Reparadas y Reforzadas			
	Py (T)	Δy (cm)	Pu (T)	Δu (cm)	Py (T)	Δy (cm)	Pu (T)	Δu (cm)
VIGA 01	14.75	0.90	15.00	2.00	20.00	1.65	22.70	2.40
VIGA 02	16.50	1.10	16.75	1.70	20.22	1.63	20.50	1.82
VIGA 03	15.10	1.05	16.02	1.30	14.30	1.15	15.27	2.00
VIGA 04	15.92	1.11	15.92	1.37	18.45	2.20	19.18	2.00
VIGA 05	15.96	1.35	16.00	1.68	15.51	1.41	17.57	2.90
VIGA 06	15.10	1.07	16.02	1.30	14.30	1.16	15.96	2.98

En la tabla 5.6.3 se muestra los valores de carga y desplazamientos encontrados en el análisis elasto - plástico de la sección rectangular de una viga de concreto armado.

Tabla 5.6.3 Valores de Cargas y Desplazamientos Teóricos

Especimen	Py (T)	Δy (cm)	Pu (T)	Δu (cm)
Platinas de CFRP	19.00	0.90	31.98	4.10
Platinas de Acero	17.41	1.50	22.30	3.46
Inyecciones de Resinas	14.40	1.05	17.12	3.26

En la tabla 5.6.4 se muestra los valores adoptados de los parámetros γ y η del método de R - O para encontrar las curvas de Carga - Desplazamientos teóricas.

Tabla 5.6.4 Valores de los Parámetros del Método de R - O

ESPECIMEN	γ	η
VIGA 01	1.00	18
VIGA 02	1.30	20
VIGA 03	2.40	16
VIGA 04	0.80	18
VIGA 05	1.30	16
VIGA 06	1.50	15

En la tabla 5.6.5 se muestra los costos asumidos durante el proceso de reparación y reforzamiento de los especímenes

Tabla 5.6.5 Costo de Reparación Y Reforzamiento /m de Viga

Costo /m Lineal de Viga	Tipo de Reparación Inyecciones de R. E.	Tipo de Reforzamiento	
		CFRP	Acero
	\$30.00	\$90.00	\$20.00

Aunque los costos de reparación hace más atractivo realizar un reforzamiento con platinas de acero soldadas al refuerzo principal, esta presenta una colocación del reforzamiento más laboriosa que la colocación del reforzamiento por medio de fibra de CFRP. La fijación que se realizó en el laboratorio fue mucho más sencilla, debido a que la viga era un elemento aislado de la estructura, maniobrable y manipulable a los requerimientos del constructor. Sin embargo en una estructura la viga es un elemento no desmontable y la labor que involucra reparar el elemento en la posición común en la que se encuentra, la tarea será más laboriosa y poco práctica.

NOTACION:

Ac: Area de la sección transversal

As: Area de acero

b: Ancho de la viga

bf: Ancho de la fibra de CFRP

bp: Ancho de la platina de acero

C: Fuerza compresiva del concreto

d: Peralte efectivo

Ec: Módulo de elasticidad del concreto

Es: Módulo de elasticidad del acero

Ef: Módulo de elasticidad de la fibra de CFRP

Ep: Módulo de elasticidad de la platina de acero

Et: Módulo tangente de elasticidad de acero

fc: Esfuerzo compresivo del concreto

f'c: Resistencia a la compresión del concreto

ff: Esfuerzo de la fibra de CFRP

ffT: Resistencia a tensión de la fibra de CFRP

fr: Módulo de ruptura del concreto a tracción

fs: Esfuerzo del acero

fr: Esfuerzo pico de tensión del concreto

fy: Esfuerzo de fluencia del acero

h: peralte de la viga

I: Momento de inercia de la viga

t: Espesor de la fibra de CFRP

tp: Espesor de la platina de acero

Tc: Fuerza de tensión del concreto

Tf: Fuerza de tensión de la fibra de CFRP

Ts: Fuerza de tensión del acero

Tp: Fuerza de tensión de la platina de acero

ϵ_c : Deformación a compresión del concreto

ϵ'_c : Deformación a compresión del concreto en el esfuerzo pico a compresión

ϵ_{cy} : Deformación a compresión del concreto en la fluencia del acero de refuerzo
 ϵ_f : Deformación de la fibra de CFRP
 ϵ_s : Deformación del acero de refuerzo
 ϵ_t : Deformación del concreto a tensión
 ϵ_p : Deformación de la platina de acero
 ϵ_u : Deformación última del concreto a compresión
 ϵ_y : Deformación del acero de refuerzo en la fluencia
 ϵ_{yp} : Deformación de la platina de acero en la fluencia
 f_{yp} : Esfuerzo de fluencia de la platina de acero
 γ : Exponencial en el modelo de Ramberg – Osgood
 η : Parámetro introducido por Jennings en el modelo de R – O
D: Desplazamiento
F: Resistencia
y: Subíndice que indica la fluencia en el material
c: Subíndice que indica el agrietamiento en el material
 σ : Esfuerzos
 ϵ : Deformaciones

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

6.1.1 SOBRE LA REPARACIÓN Y REFORZAMIENTO

De los 06 especímenes dos de los cuales han sido reparadas con inyecciones de resinas epóxicas y otras reforzadas con platinas de fibras de CFRP y platinas de acero, podemos concluir lo siguiente:

- En los ensayos de las vigas reparadas solo con inyecciones de resinas epóxicas, estas han demostrado que restituyen las propiedades iniciales del elemento estructural con un +/- 5% en sus valores de resistencia, con rigidez del orden de 12 T/m en la viga reparada y 14 T/m en las vigas no fisuradas, por lo tanto se puede concluir que restaura los mismos niveles de rigidez y resistencia de la viga no fisurada.
- En las vigas ensayadas con reforzamiento de platinas de acero han demostrado tener un bajo nivel de rigidez (en el orden de 10 T/cm) pero un alto nivel de resistencia, por encima del 10% de la viga no reforzada. Los niveles de resistencia de este sistema de reforzamiento es bajo si lo comparamos con el nivel de resistencia obtenido en las

vigas reforzadas con CFRP. Quizás esto se deba a la incertidumbre que existe en la fijación por medio de la soldadura eléctrica entre el refuerzo principal de la viga y la platina de acero. Una de las curvas obtenidas del ensayo mediante el empleo de un medidor de deformaciones o strain gauge, se puede interpretar como el desprendimiento de la platina del refuerzo principal de la viga o falla de uno o algunos puntos de la soldadura. Además la difícil manipulación que presentó la fijación de la platina de acero al refuerzo principal de la viga.

- También cabe recalcar lo disperso de los resultados obtenidos en estos dos especímenes reforzados con platinas de acero, con lo cual los resultados serán de poca confiabilidad.
- Las vigas reforzadas con platinas de CFRP demostraron un mayor nivel de resistencia, por encima del 20% en el punto de fluencia del espécimen, pero para el número de vigas ensayadas no se pudo presenciar los tipos de fallas comunes en este tipo de reforzamiento, como son: falla por esfuerzo cortante en el adhesivo de fijación entre la fibra y el concreto del elemento a reforzarse, desprendimiento de la fibra del elemento reforzado, ruptura del concreto en la zona de tensión, aplastamiento del concreto en la zona de compresión entre otras.
- Las rigideces de la viga reforzada están en el orden de 12.0 T/cm lo cual es un índice de encontrarse por debajo de los niveles de rigidez

obtenidos en los resultados experimentales de las vigas sin reforzamiento.

- Viendo que la parte económica no debiera ser ajena como producto de esta investigación, las vigas reforzadas con platinas de acero presentaron un costo del 22% del costo total del reforzamiento con platinas de CFRP (ver costos de reparación y reforzamiento en la tabla 5.6.5).
- Si el interés principal del diseñador es incrementar la resistencia de un elemento estructural, el éxito de la reparación depende de la correcta selección del método de reforzamiento. En el caso de las fibras de CFRP, la selección del tipo de rigidez de la fibra, el espesor, y la longitud de adherencia se limita a lo siguiente:
 - a. Resistencia por corte del miembro existente.
 - b. Modo de falla del sistema de reparación.
 - c. La deflexión para la nueva carga de servicio.
- En resumen, reparaciones y reforzamientos con platinas de CFRP y acero, son absolutamente necesarios por dos razones, incrementar la rigidez y la resistencia a flexión de los elementos. La reparación con inyecciones de resinas epóxicas han demostrado, según los resultados experimentales obtenidos la restauración total de la rigidez y resistencia que presenta el elemento de concreto armado.

- Depende de las características y las condiciones (p.e. materiales, geométricas) del elemento existente, el método de reparación podría ser el de mayor o menor efectividad.

6.1.2 SOBRE LOS CÁLCULOS TEÓRICOS

- Una aproximación directa para el análisis de vigas de concreto armado con distintos sistemas de reforzamiento, es presentado en esta investigación, basadas sobre las ecuaciones de compatibilidad de esfuerzos y deformaciones según lo presenciado en los ensayos.
- El análisis de la sección mediante el empleo de las formulaciones de la teoría de compatibilidad de esfuerzos y deformaciones, presentaron una respuesta aceptable si hacemos una comparación con los resultados obtenido de los ensayos de laboratorio de los especímenes.
- Las propiedades mecánicas de los materiales utilizadas en los análisis teóricos se realizaron estimando valores y curvas teóricas de comportamiento del material ofrecidas por el fabricante.
- La curva histórica de R-O solo presenta una rama debido a que solo utiliza datos de carga incremental.
- Las curvas R-O encontradas fueron ajustadas haciendo variar los parámetros de las ecs. teóricas hasta llegar a obtener una correlación cercana a las curvas obtenidas en las vigas ensayadas en laboratorio.
- Las curvas obtenidas del algoritmo del modelo histerético con el empleo del algoritmo de Ramberg – Osgood, presentaron curvas más

acertadas a las curvas obtenidas en las encontradas con la teoría de compatibilidad de esfuerzos y deformaciones, debido a que usa particiones más discretas en su toma de datos a diferencia de las formulaciones de la teoría de esfuerzos y deformaciones que se estimaron rangos lineales o rectas entre puntos connotados en la curva de comportamiento de Carga – Deformación de los especímenes, (ver valores de los parámetros adoptados en las curvas R-O en las tablas 5.6.4).

6.2 RECOMENDACIONES

6.2.1 SOBRE LA REPARACIÓN Y REFORZAMIENTO

- Se recomienda preparar un número mayor de especímenes reforzados con platinas de acero y platinas de CFRP, para predecir los tipos de falla que no se presenciaron en el momento de realizar la presente investigación.
- Se recomienda realizar mediciones con sensores tipo strain gauges en el acero principal de refuerzo para las vigas reforzadas y sin reforzamiento, esto permitirá tener un índice del grado de decrecimiento de los esfuerzos en el acero principal.
- Se recomienda también realizar ensayos para obtener las curvas que definan de forma más acertada las propiedades de los materiales las cuales intervienen directamente en los resultados de los cálculos teóricos.

6.2.2 SOBRE LOS CÁLCULOS TEÓRICOS

- Realizar un análisis de la falla del adhesivo por cortante entre la fibra de CFRP y el elemento reforzado, para poder predecir este tipo de falla.
- Realizar un modelo teórico por el método de elementos finitos en rangos no – lineales, modelando de esta manera, el concreto, el acero de refuerzo y el material de reforzamiento.
- Hacer un estudio sobre el tipo de falla presente en un elemento estructural reforzado con platinas de acero soldado al refuerzo

principal. Así la determinación de la cantidad de soldadura suficiente para permitir una fijación confiable de la platina de acero y el acero de refuerzo principal.

REFERENCIAS

- (1) Germán Valdivia V., "Influencia del Sistema de Sujeción con Alambre para Armadura en Concreto Armado". Tesis de Grado, UNI – FIC, Lima 2000.
- (2) Hota V. S. GangaoRao, Fellow, ASCE y P. Vijay, "Bending Behavior of Concrete Beams Wrapped with Carbon Fiber" ASCE – Journal of Structural Engineering, January 1998.
- (3) C. Allen Ross, David M. Jerome, Joseph W. Tedesco, y Mary L. Hughes, "Strengthening of Reinforced Concrete Beams with Externally Bonded Composite Laminates". ACI – Structural Journal, March-April 1999.
- (4) Shigeyuki Akihama, Dr. Eng. Mikio Kobayashi, Tatsuo Suenaga, Hiroaki Nakagawa, Kiyotaka Suzuki, "Mechanical Properties of Carbon Fiber Reinforced Cement Composite and the Application to Buildings". KICT Report No 65, October 1986.
- (5) Chariarse, V., Cuadra, C., Zavala, A.; "Técnica para Ensayos a Escala Natural en el Laboratorio de Estructuras del CISMID-FIC-UNI". Memorias del VIII Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Piura 1990.
- (6) Raquel C. López E., "Estudio Experimental de Pórticos Reparados de Concreto Armado". Tesis de Grado, UNI – FIC, Lima 1996.
- (7) ASTM, "Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam with Third-Point Loading)", C-78-84 Annual Book of ASTM Standards. 1989.
- (8) Comité ACI 224.1R-90, "Evaluation and Repair of Cracks in Concrete Structures". American Concrete Institute, Detroit, 1999.
- (9) Comité ACI 224., "Control of Cracking in Concrete Structural". American Concrete Institute, Detroit, 1999.
- (10) IMCYC, "Control de Agrietamientos de Estructuras de Concreto Armado". Limusa, Mexico 1990.
- (11) Peter H. Emmons, "Concrete Repair and Maintenance Illustrated", RSMMeans, USA 1993.
- (12) SIKA, "Reforzamiento con Sistemas de Fibras de Carbono (CFRP) para Estructuras e Concreto y Madera", Santafé de Bogotá, Colombia, Enero 2000.
- (13) SIKA, "Hojas Técnicas SikaDur 52, Sikadur 31" . Ed. No3, Junio 1999.
- (14) Luis F. Zapata Baglietto, "Diseño Estructural en Acero". Luis F. Zapata Baglietto Ing. Estructural SRL., Lima 1997.

- (15) Corporación Aceros Arequipa S.A., "Hoja Técnica PLATINAS". Home Page : <http://www.acerosarequipa.com>.
- (16) Patricia I. Gibu Y., César A. Serida M., "Muros de Albañilería Confinada Sujetos a Carga Lateral". Tesis de Grado, UNI – FIC, Lima 1993.
- (17) Miguel Y. Céspedes B., "Estudio Experimental de la Rigidez y Resistencia de Losas Aligeradas Sujetos a Fuerzas Cortantes en su Plano". Tesis de Grado, UNI – FIC, Lima 1996.
- (18) E. Byars, R. Snyder, "Mecánica de los Cuerpos Deformables", Representación y Servicios de Ingeniería S.A. México 1978.
C. Perry, H. Lissner, "The Strain Gage Primer". Mc Graw Hill New York 1962.
- (19) Mbrace Composite Strengthening System, "Technical Manual". MBT-USA, Junio 1996.
- (20) Heinz Banziger, Werner Steiner, "Epoxy Adhesive for Load Bearing Joint" Schweizer Baublatt N64, August 1989.
- (21) Park & Pauly, "Estructuras de Concreto Reforzado", Limusa, México 1994.
- (22) P. Ferguson, "Fundamentos del Concreto Reforzado", CECSA, México 1994.
- (23) E. Nawy, "Concreto Reforzado un enfoque básico", Prentice Hall, México 1988.
- (24) Constantine Spyrakos, "Finite Elements Modeling in Engineering Practice", ALGOR, Pittsburgh 1996.
- (25) Mahmoud T El-Mihilmy, ASCE, Analysis of Reinforced Concrete Strengthening with FRP Laminates, ASCE – Journal of Structural Engineering, June 2000
- (26) Comité ACI 440 R-96, State of Art Report on Fiber Reinforcement for Concrete Structures, ACI – Committe 440, 2001.
- (27) Otanis, Shunsuke, Hysteresis Model of Reinforced Concrete for Earthquakes Response Analylis, Journal of the Faculty Engineering, The University of Tokio, Vol XXXVI, No2, 1981.

Anexo I:

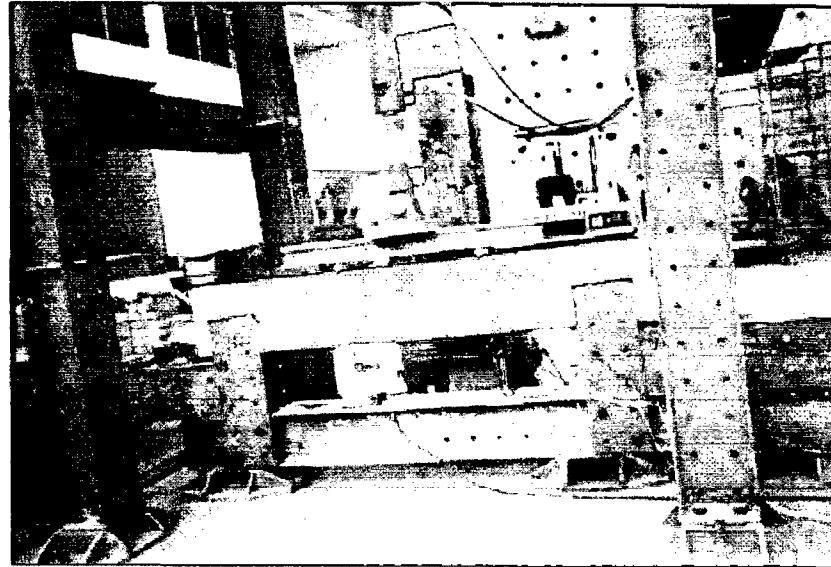
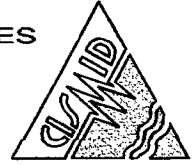


Foto 1.1 Ensayo de Vigas en Estado No-fisurado

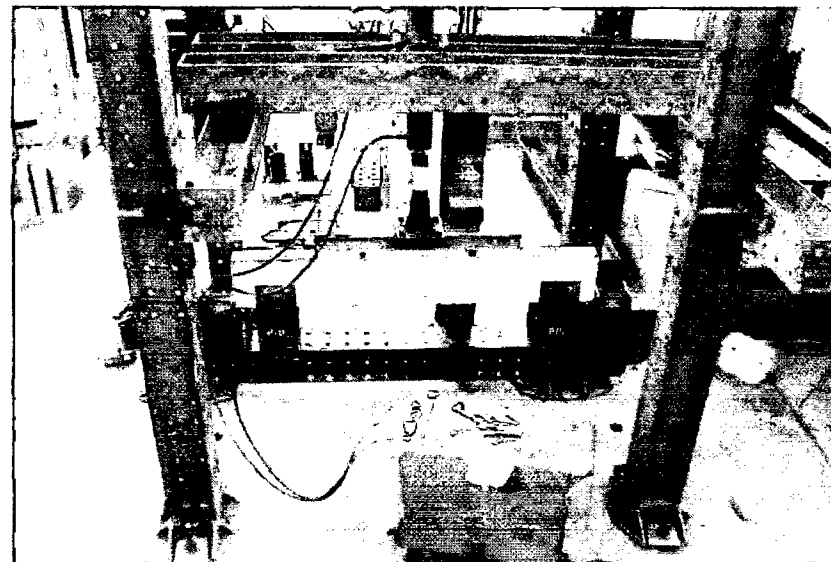


Foto 1.2 Ensayo de Vigas después de la Reparación

Anexo II:

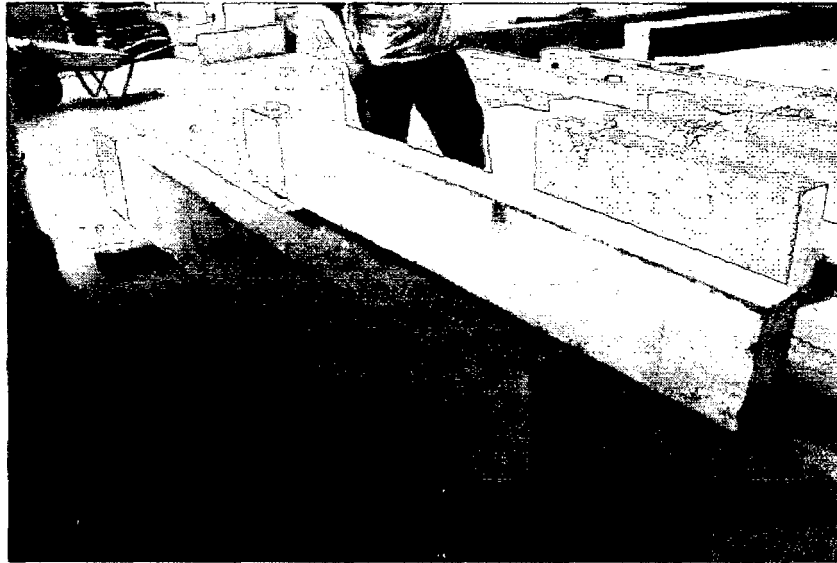
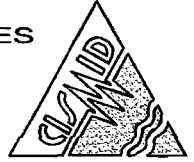


Foto 2.1 Vista General de las Vigas Ensayadas en estado No-fisurado. Se puede notar el patrón y grado de agrietamiento y fisuramiento

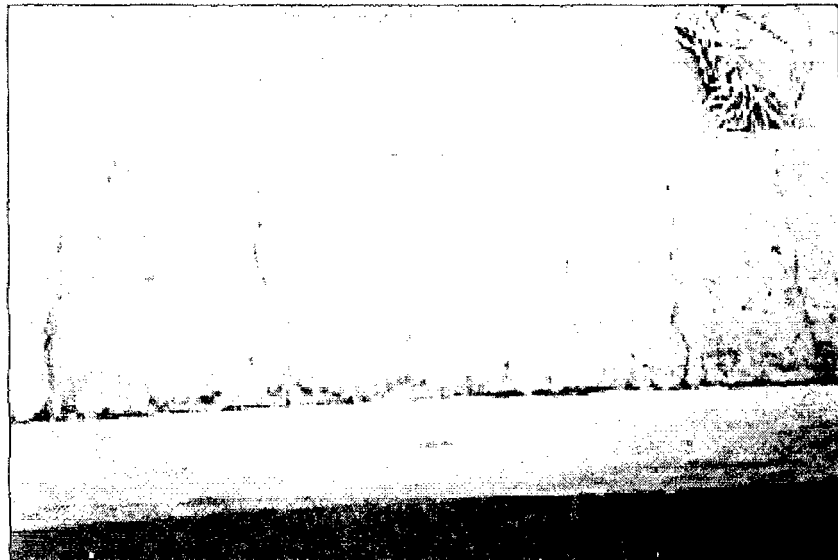


Foto 2.2 Vista en planta del fondo de la viga en estado fisurado

Anexo III:

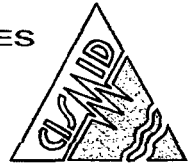


Foto 3.1 Reconocimiento de las grietas con abertura mayor a 0.6 mm que son aptas para la reparación con inyección de resinas

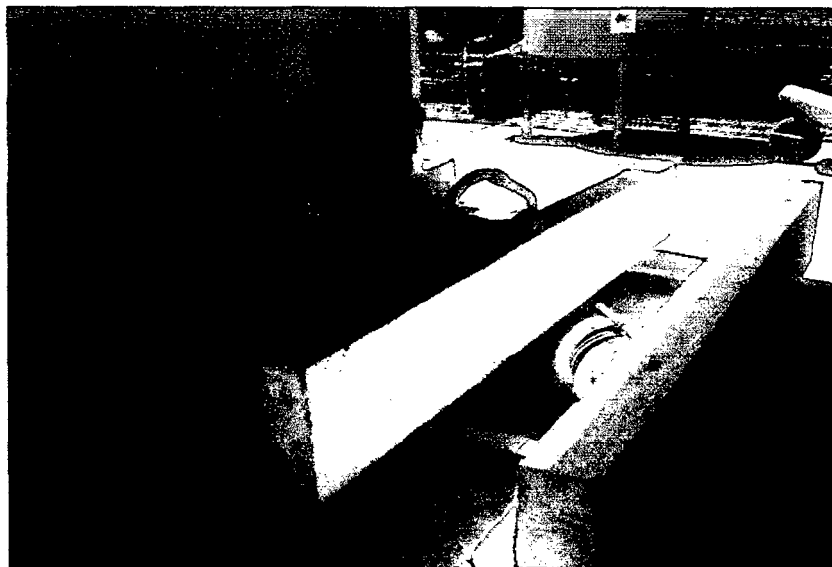


Foto 3.2 Aspirado de las fisuras y de la superficie de contacto entre la fibra y la viga de concreto.



CENTRO PERUANO JAPONES DE INVESTIGACIONES
SISMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES
LABORATORIO DE ESTRUCTURAS

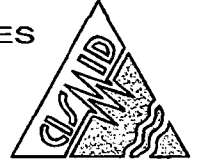


Foto 3.2a Limpieza con esmeril en el área de sellado de las grietas.



Foto 3.2b Equipos y productos utilizados en la reparación.



CENTRO PERUANO JAPONES DE INVESTIGACIONES
SISMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES
LABORATORIO DE ESTRUCTURAS

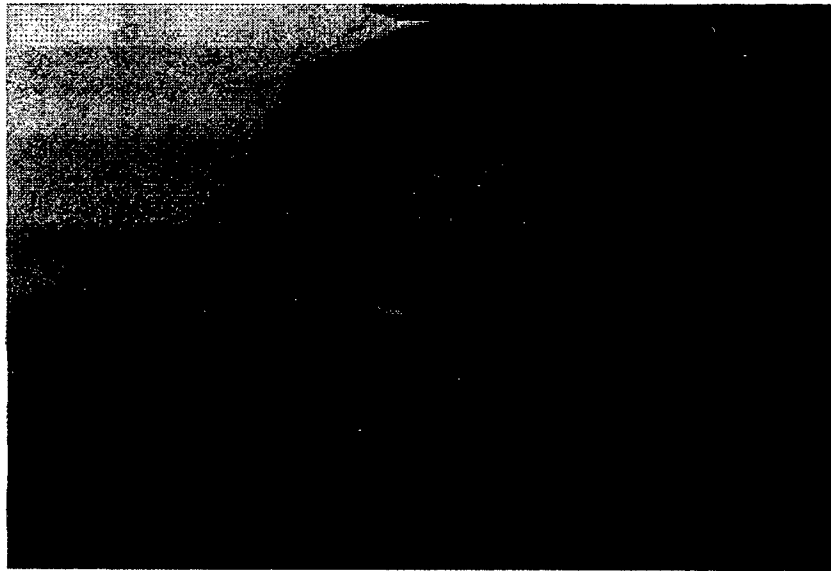
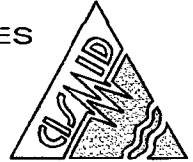


Foto 3.3 Limpieza del fondo de viga, con esmeril, para uniformizar la superficie de contacto

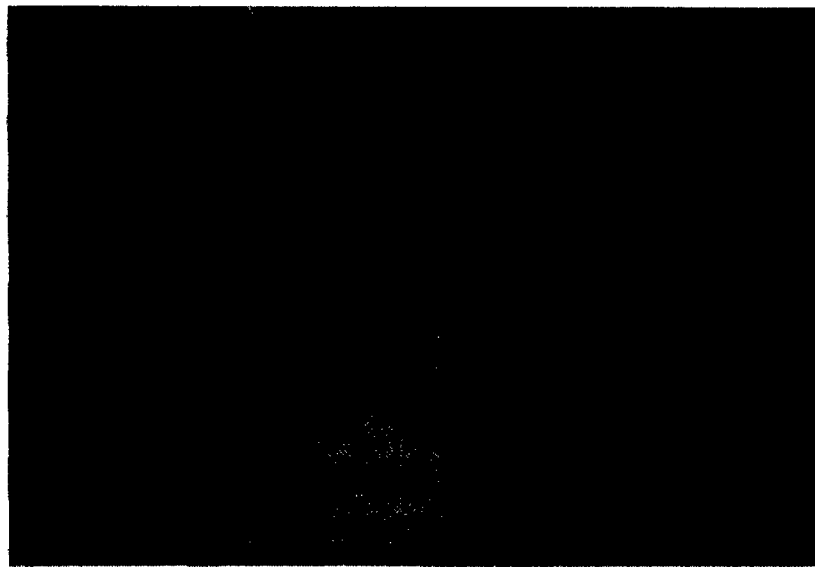


Foto 3.4 Después de la limpieza de grietas se procede al sellado de las grietas con adhesivo SIKADUR 31. Además colocación de boquillas



CENTRO PERUANO JAPONES DE INVESTIGACIONES
SISMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES
LABORATORIO DE ESTRUCTURAS

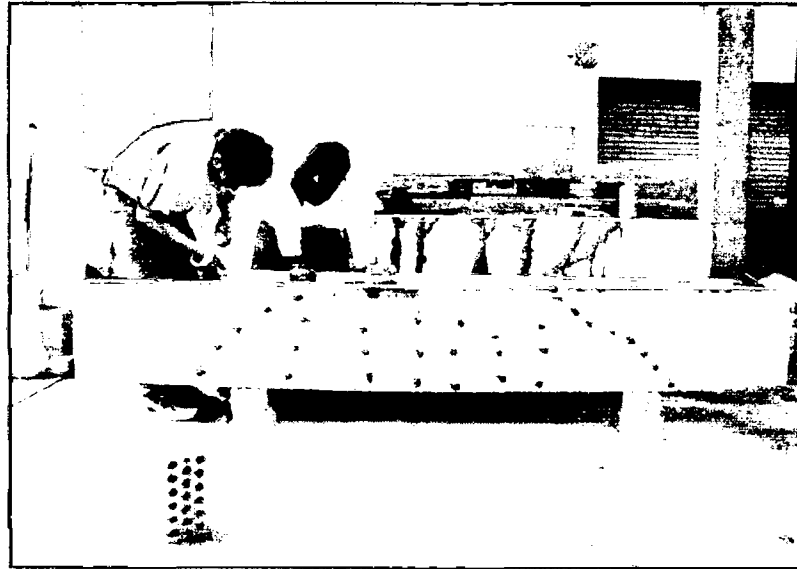
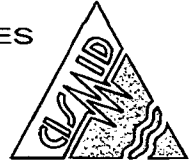


Foto 3.5 Se muestra la ubicación de las boquillas en la viga, antes de la inyección.



Foto 3.6 Inyecciones de resinas epóxicas SIKADUR 52



CENTRO PERUANO JAPONES DE INVESTIGACIONES
SISMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES
LABORATORIO DE ESTRUCTURAS



Foto 3.7 La foto muestra el proceso de inyección de las fisuras.

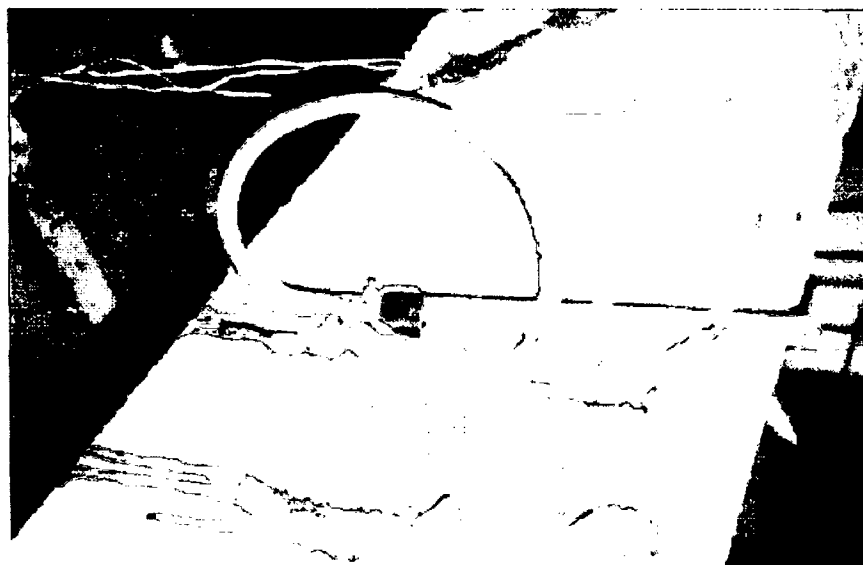


Foto 3.8 Inyecciones de resinas epóxicas SIKADUR 52

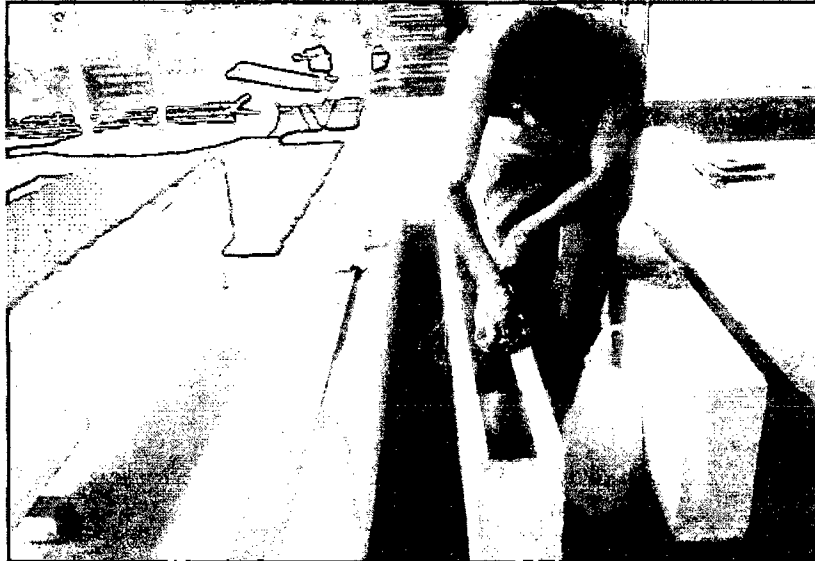
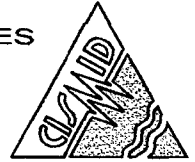


Foto 3.9 Preparación y limpieza antes de la colocación de la platina de CRFP.



Foto 3.10 Preparación del adhesivo epóxico SIKADUR 30

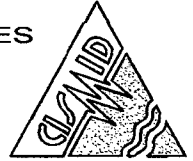


Foto 3.11 Colocación del pegamento epóxico sobre la viga de concreto.



Foto 3.12 Colocación del pegamento epóxico sobre la platina de CFRP.



Foto 3.13 Colocación y fijación de la platina CFRP.



Foto 3.14 Rodillo para fijación de la platina de CFRP



CENTRO PERUANO JAPONES DE INVESTIGACIONES
SISMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES
LABORATORIO DE ESTRUCTURAS

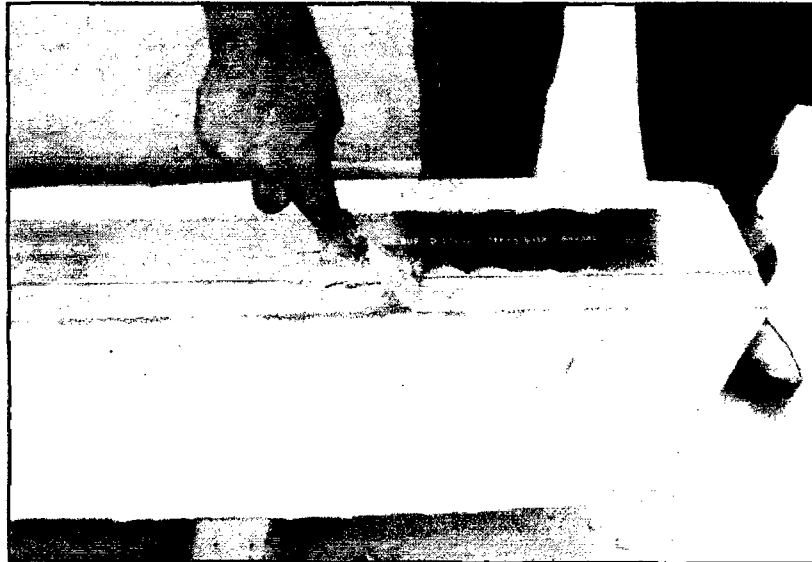


Foto 3.15 Culminación de la colocación y fijación de la platina CFRP.

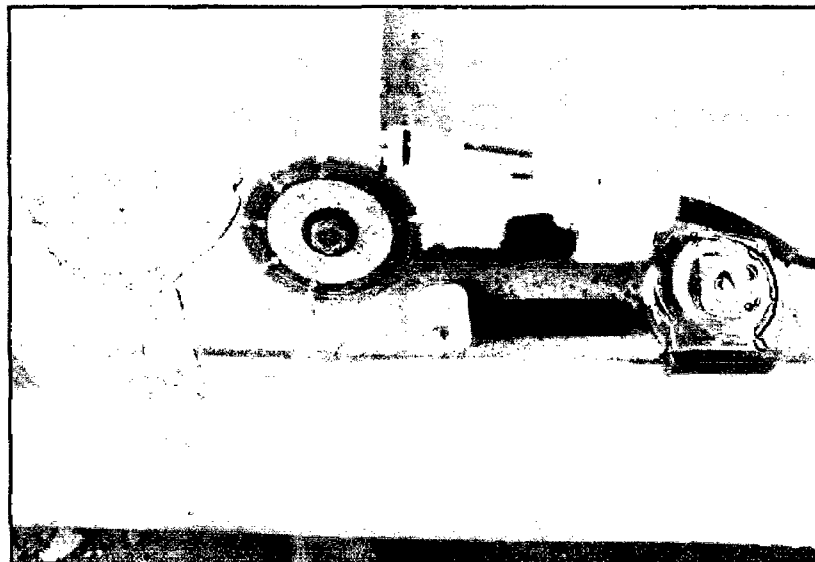


Foto 3.16 Herramientas y Equipos utilizados en la fijación de la platina de CFRP

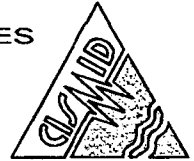


Foto 3.17 Retiro del recubrimiento de la parte inferior de la viga.



Foto 3.18 Viga sin recubrimiento para la posterior fijación de la platina de acero.

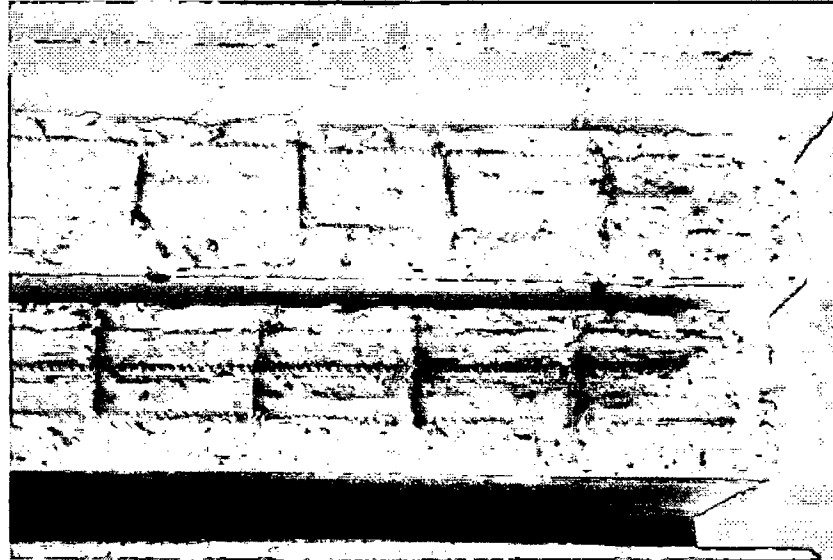
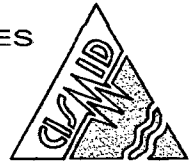


Foto 3.19 Relleno con pasta de cemento en las zonas de vacío entre la platina y el acero principal.



Foto 3.20 Fijación de la platina de acero con soldadura eléctrica.



CENTRO PERUANO JAPONES DE INVESTIGACIONES
SISMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES
LABORATORIO DE ESTRUCTURAS

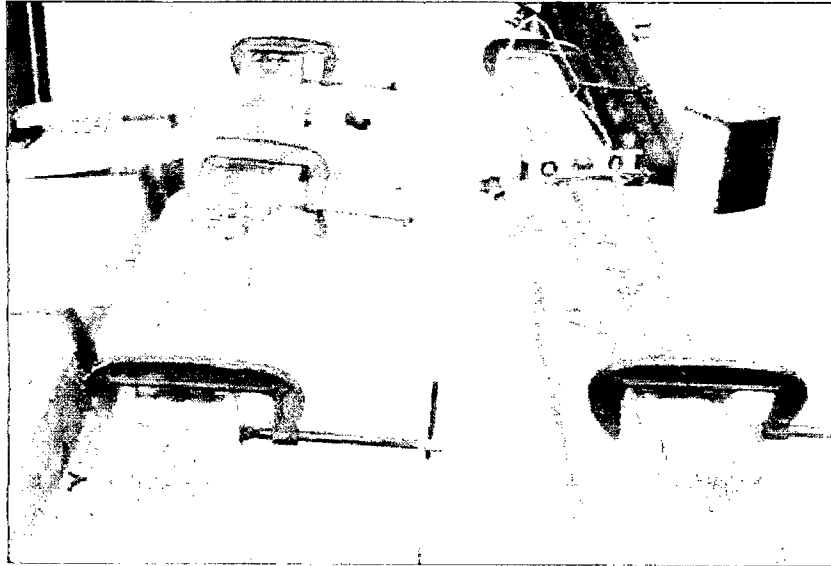


Foto 3.21 Relleno con pasta de cemento en las zonas de vacío entre la platina y el acero principal.

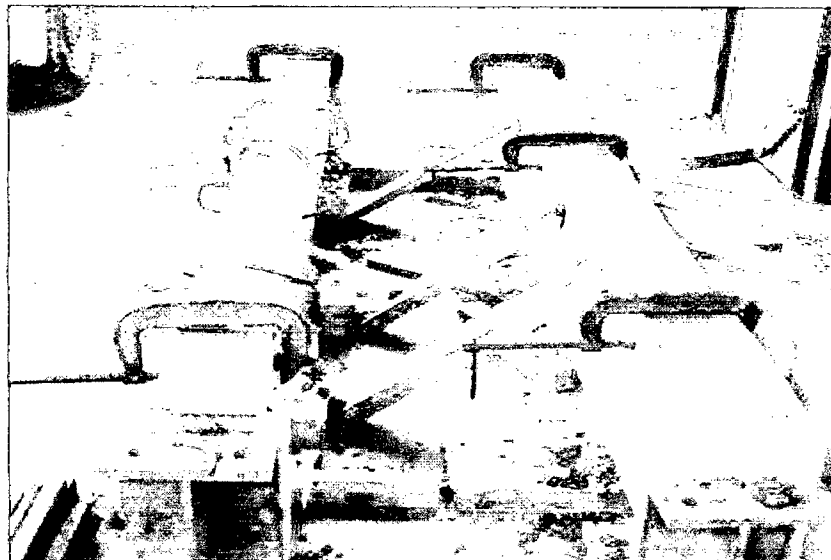


Foto 3.22 Fijación de la platina de acero con soldadura eléctrica.

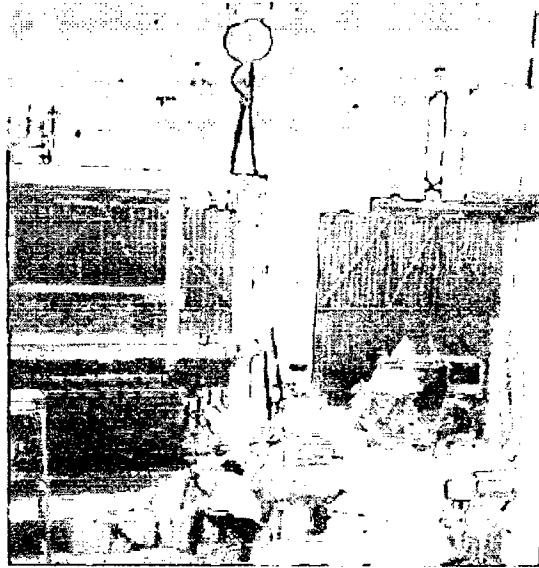
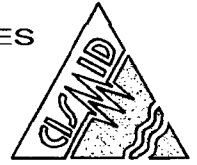


Foto 3.23 Manipulación y transporte de los
especímenes con el puente grúa

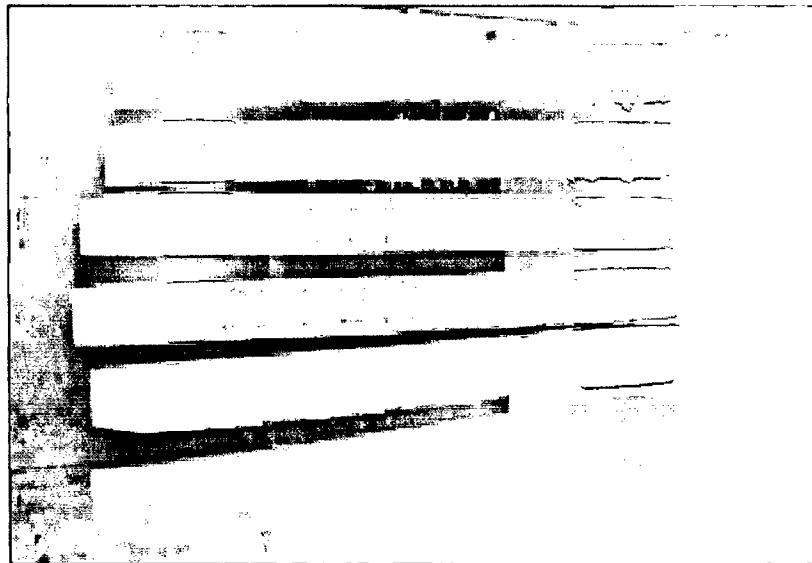
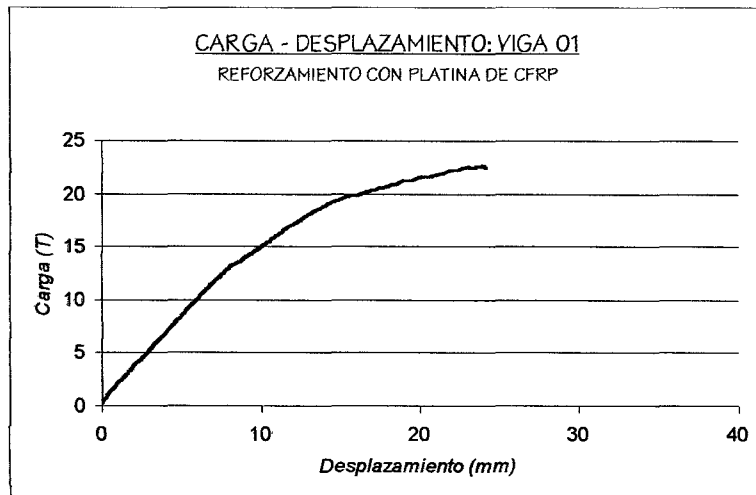
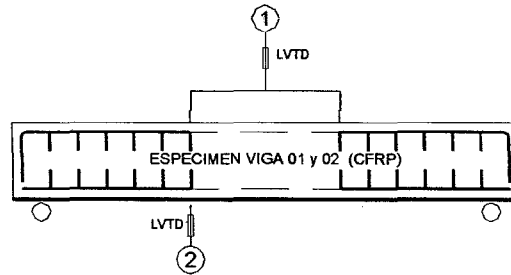
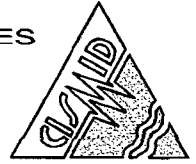


Foto 3.24 Vista general de las vigas especímenes
reparadas.

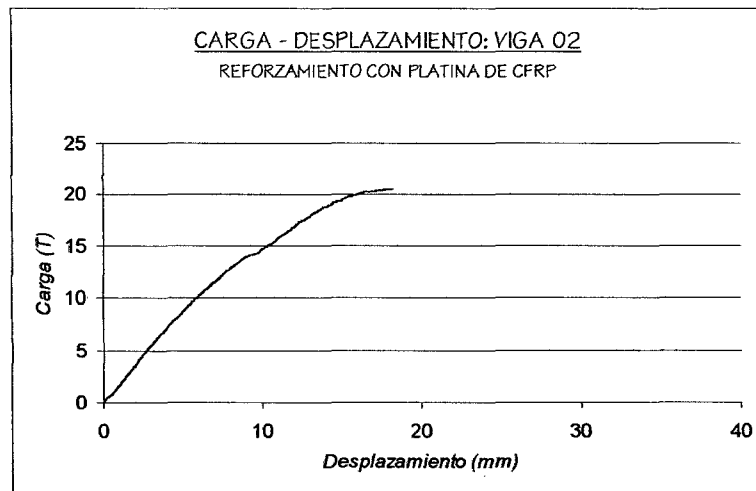
Anexo IV:

Curvas:

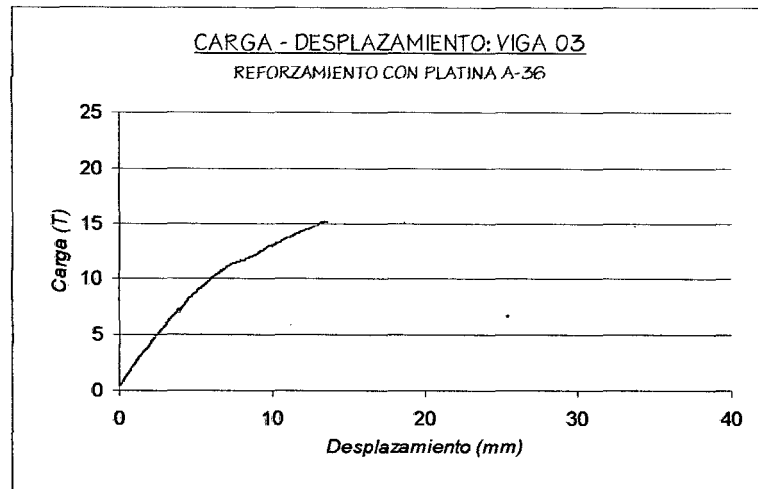
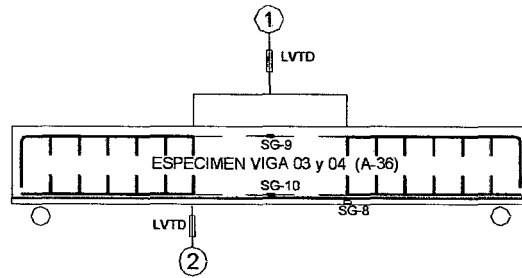
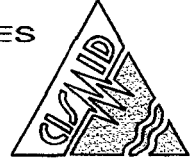
Carga – Desplazamiento
Transductor LVTD 02



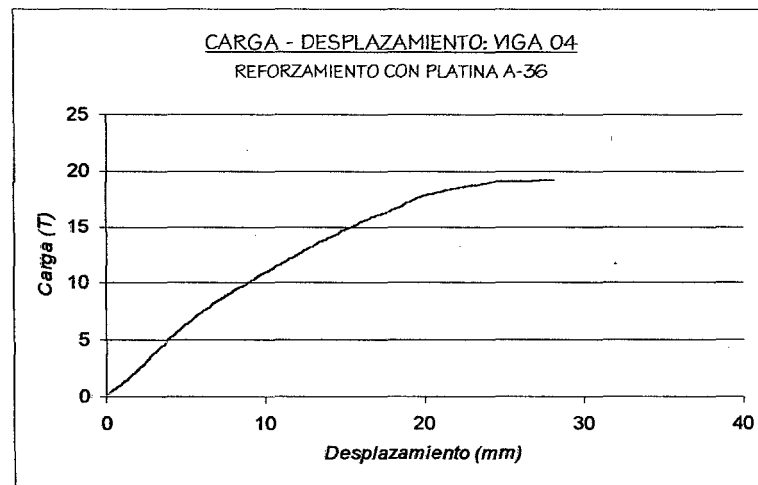
**Graf. 4.1 CARGA – DESPLAZAMIENTO. Transductor LVTD 02
VIGA 01 - CFRP**



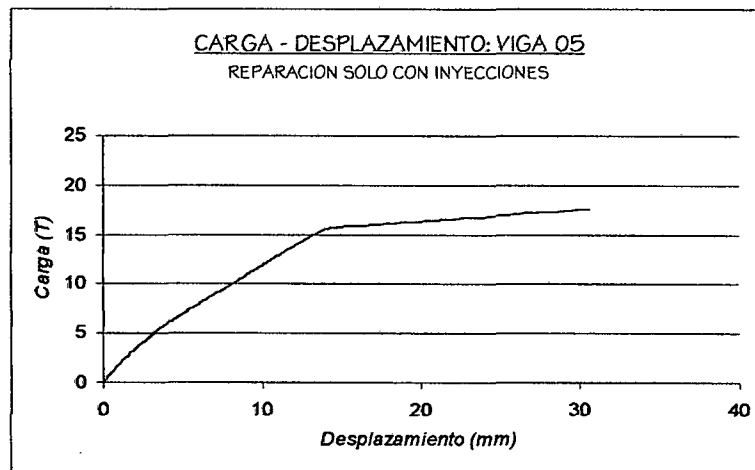
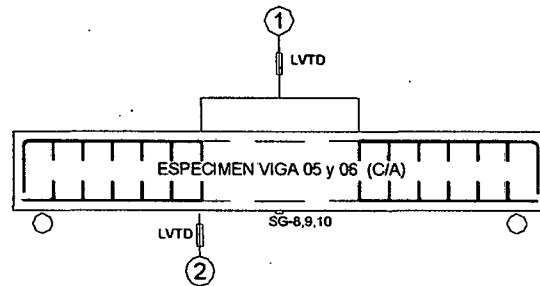
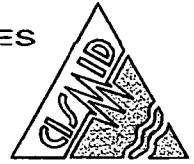
**Graf. 4.2 CARGA – DESPLAZAMIENTO. Transductor LVTD 02
VIGA 02 - CFRP**



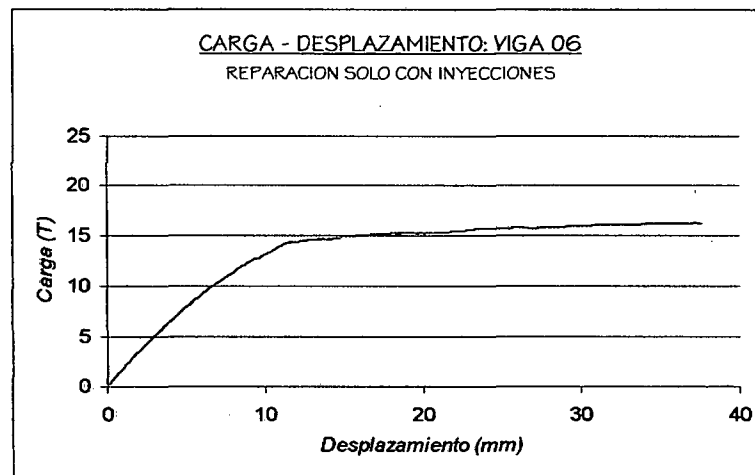
**Graf. 4.3 CARGA – DESPLAZAMIENTO. Transductor LVTD 02
VIGA 03 – A - 36**



**Graf. 4.4 CARGA – DESPLAZAMIENTO. Transductor LVTD 02
VIGA 04 - A - 36**



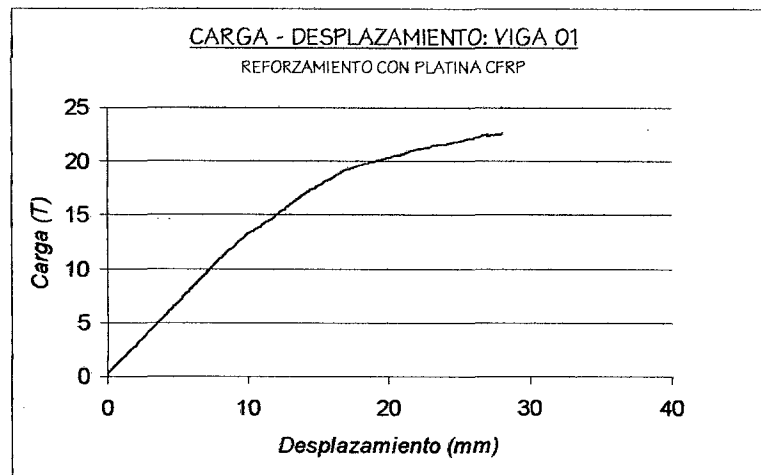
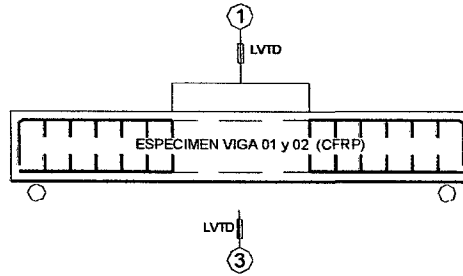
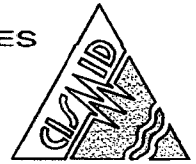
Graf. 4.5 CARGA – DESPLAZAMIENTO. Transductor LVTD 02
VIGA 05 – Inyecciones de Resinas Epóxicas



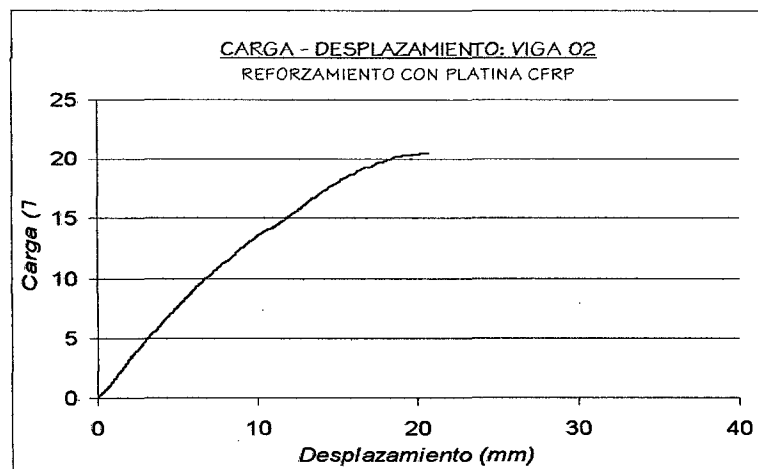
Graf. 4.6 CARGA – DESPLAZAMIENTO. Transductor LVTD 02
VIGA 06 – Inyecciones de Resinas Epóxicas

Curvas:

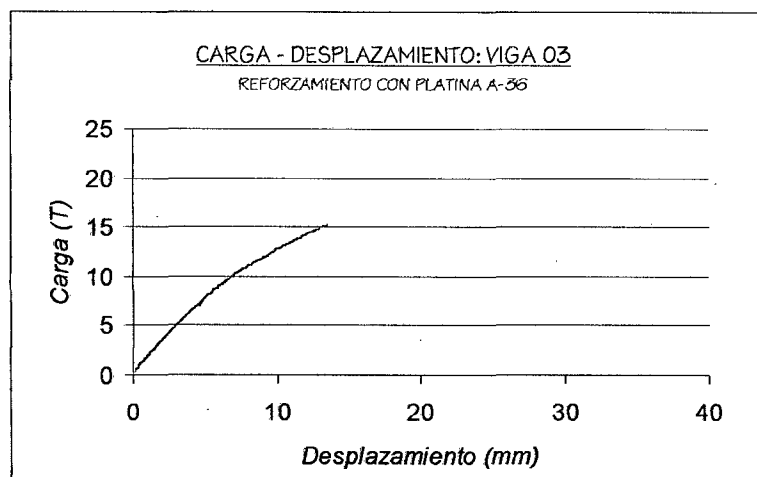
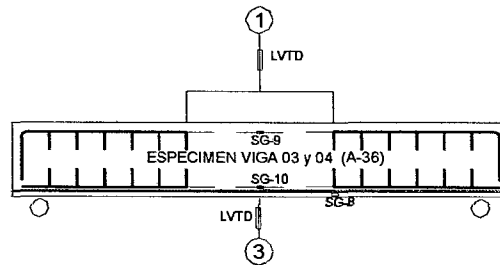
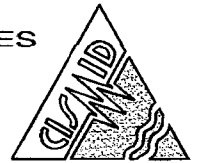
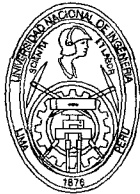
Carga – Desplazamiento
Transductor LVTD 03



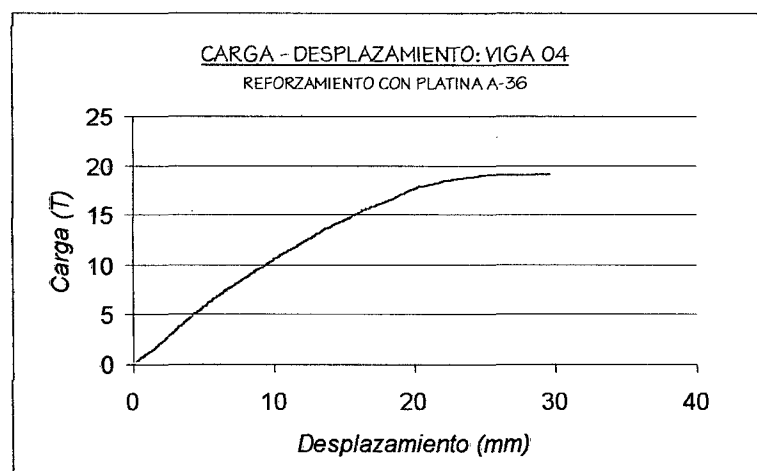
Graf. 4.7 CARGA – DESPLAZAMIENTO. Transductor LVTD 03
VIGA 01 - CFRP



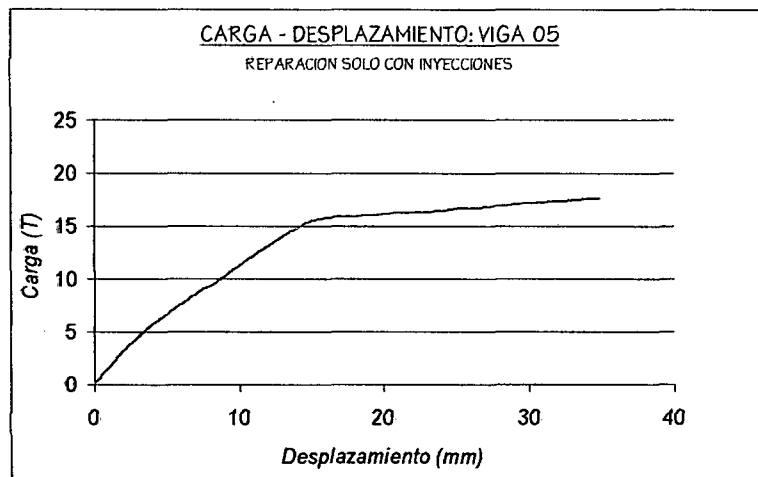
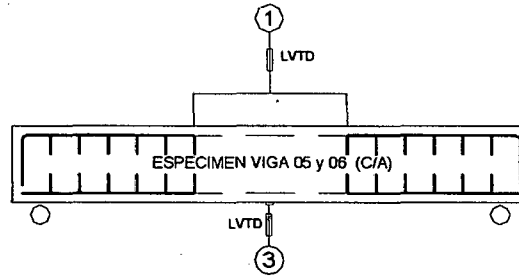
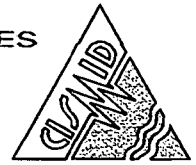
Graf. 4.8 CARGA – DESPLAZAMIENTO. Transductor LVTD 03
VIGA 02 - CFRP



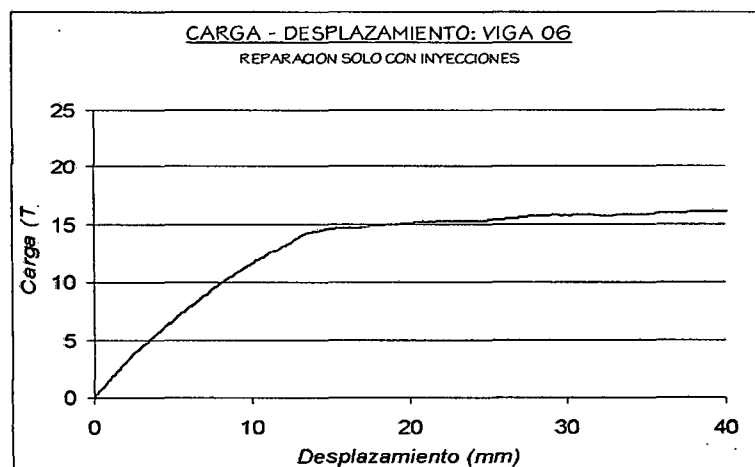
**Graf. 4.9 CARGA – DESPLAZAMIENTO. Transductor LVTD 03
VIGA 03 – A - 36**



**Graf. 4.10 CARGA – DESPLAZAMIENTO. Transductor LVTD 03
VIGA 04 - A - 36**



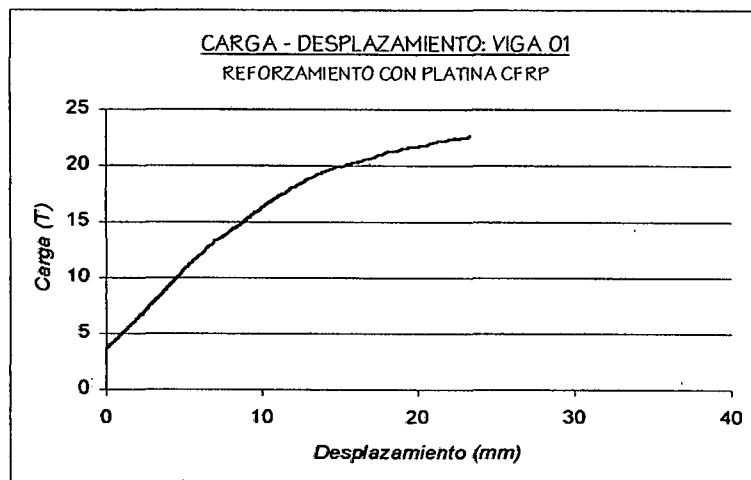
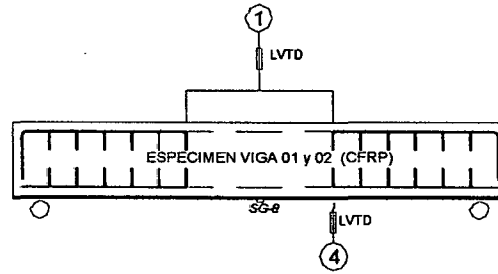
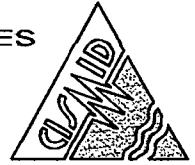
Graf. 4.11 CARGA – DESPLAZAMIENTO. Transductor LVTD 03
VIGA 05 – Inyecciones de Resinas Epóxicas



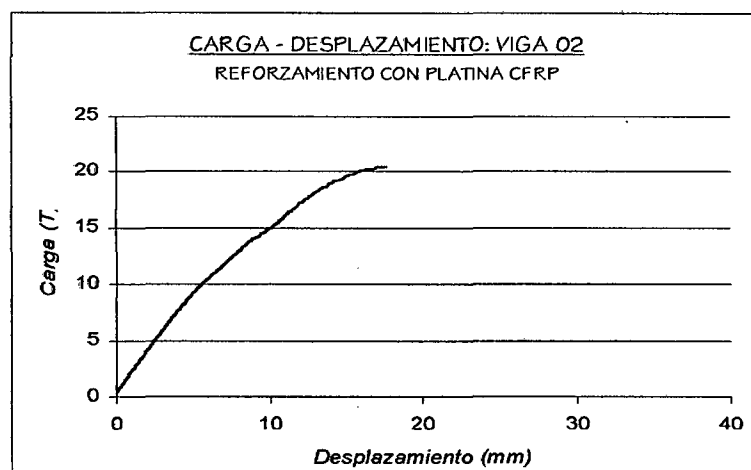
Graf. 4.12 CARGA – DESPLAZAMIENTO. Transductor LVTD 03
VIGA 06 – Inyecciones de Resinas Epóxicas

Curvas:

Carga – Desplazamiento
Transductor LVTD 04



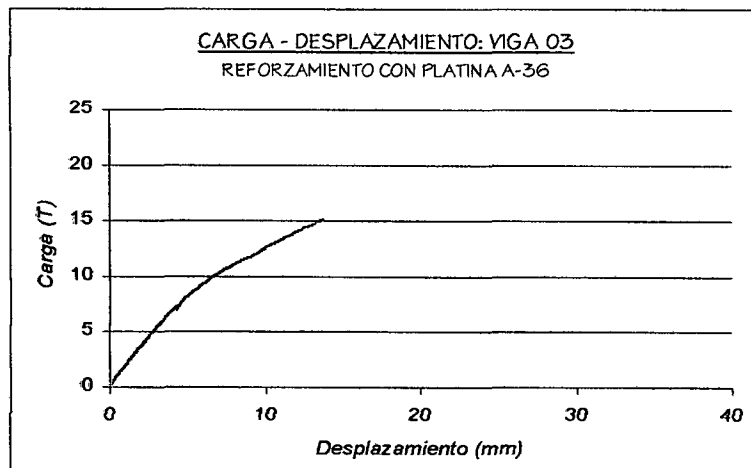
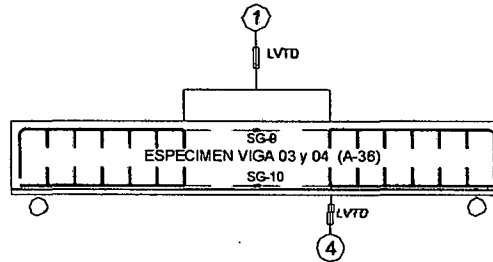
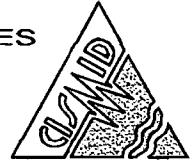
Graf. 4.13 CARGA – DESPLAZAMIENTO. Transductor LVTD 04
VIGA 01 - CFRP



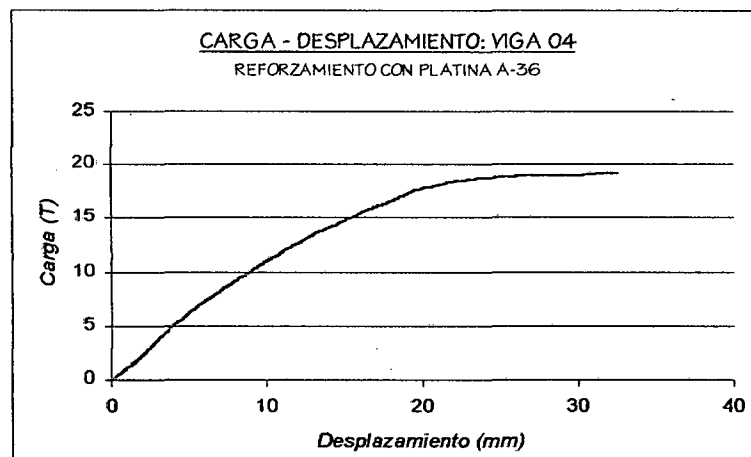
Graf. 4.14 CARGA – DESPLAZAMIENTO. Transductor LVTD 04
VIGA 02 - CFRP



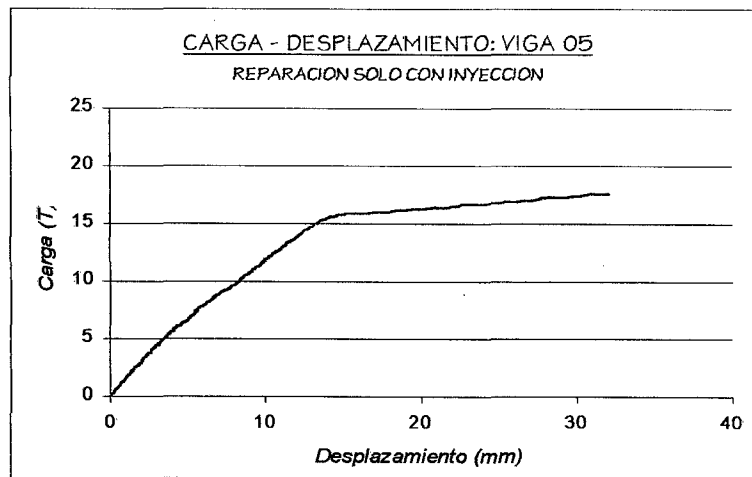
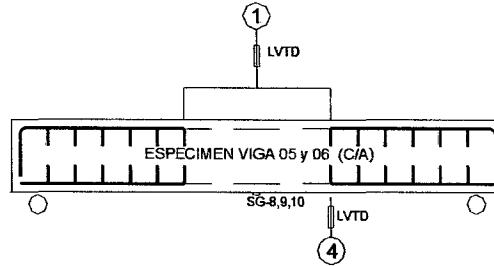
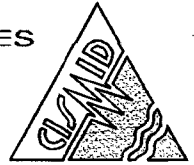
CENTRO PERUANO JAPONES DE INVESTIGACIONES
SISMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES
LABORATORIO DE ESTRUCTURAS



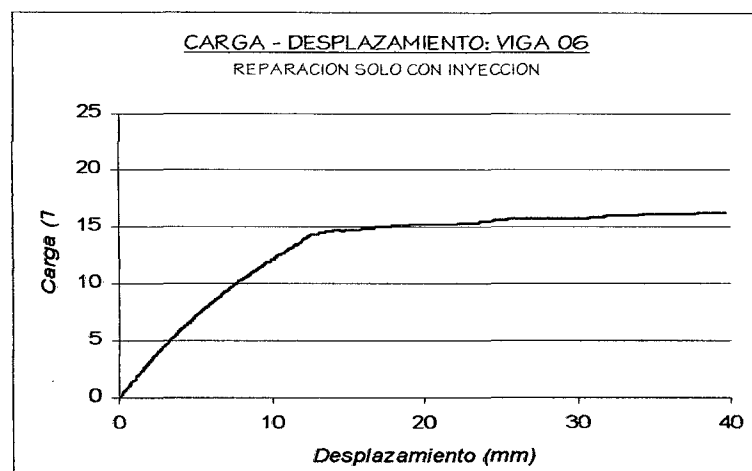
Graf. 4.15 CARGA – DESPLAZAMIENTO. Transductor LVTD 04
VIGA 03 – A - 36



Graf. 4.16 CARGA – DESPLAZAMIENTO. Transductor LVTD 04
VIGA 04 - A - 36



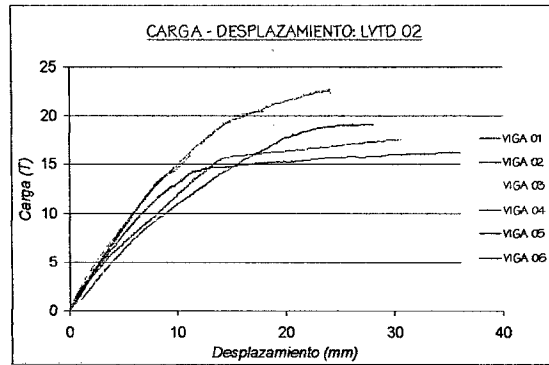
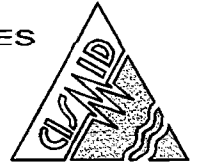
Graf. 4.17 CARGA – DESPLAZAMIENTO. Transductor LVTD 04
VIGA 05 – Inyecciones de Resinas Epóxicas



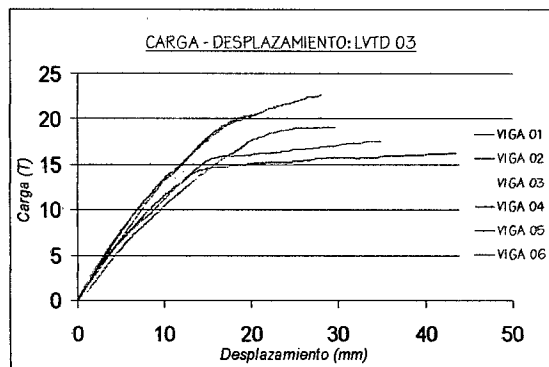
Graf. 4.18 CARGA – DESPLAZAMIENTO. Transductor LVTD 04
VIGA 06 – Inyecciones de Resinas Epóxicas

Curvas:

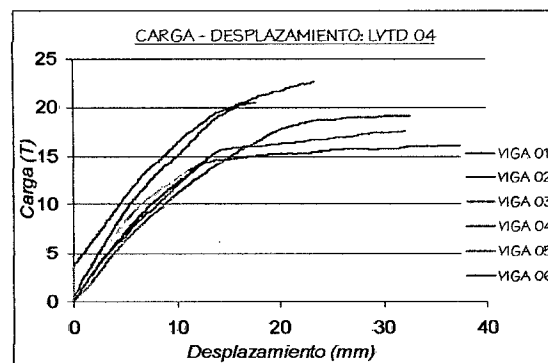
Carga – Desplazamiento
Transductores LVTD 02, 03, 04



Graf. 4.19 CARGA – DESPLAZAMIENTO. Transductor LVTD 02
Todas las Vigas



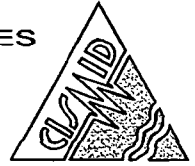
Graf. 4.20 CARGA – DESPLAZAMIENTO. Transductor LVTD 03
Todas las Vigas



Graf. 4.21 CARGA – DESPLAZAMIENTO. Transductor LVTD 04
Todas las Vigas

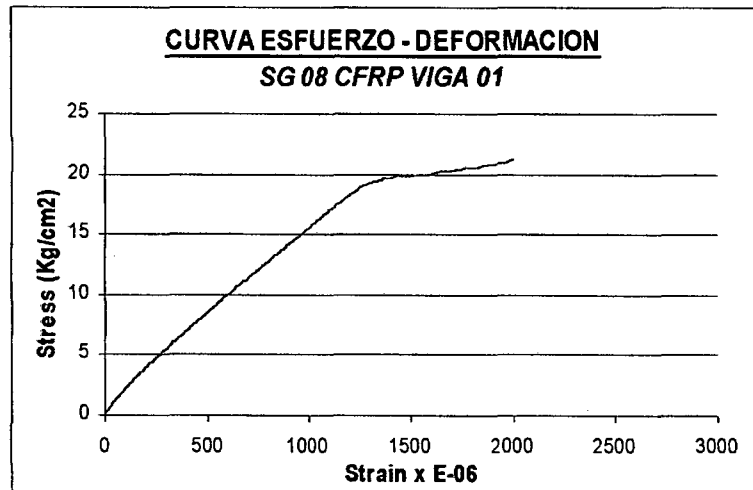
Curvas:

Esfuerzo – Deformación
Strain - Gauges

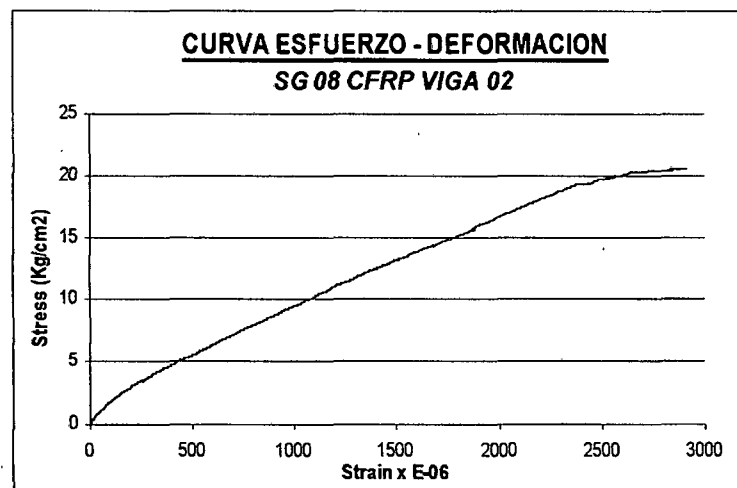


SG

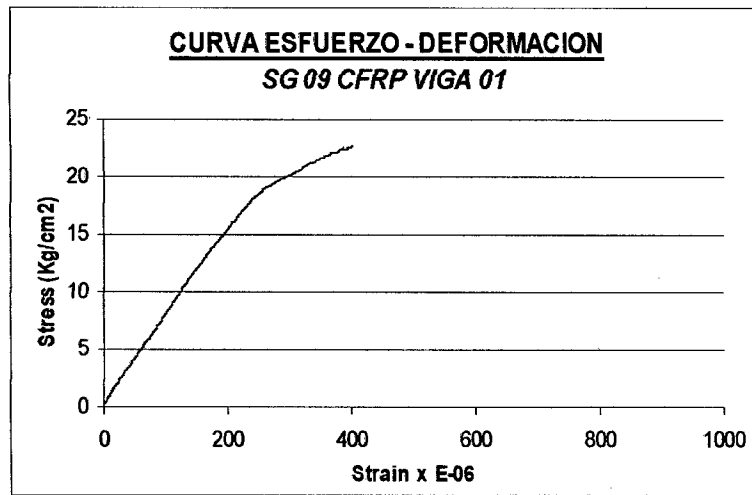
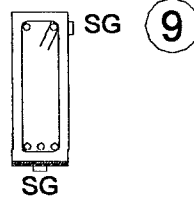
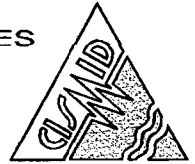
8



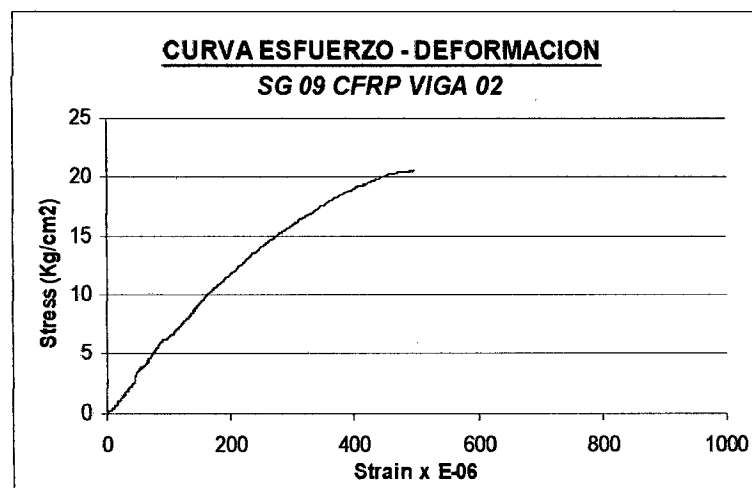
Graf. 4.22 ESFUERZO DEFORMACION. Strain Gauge 08
VIGA 01 - CFRP



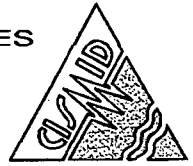
Graf. 4.23 ESFUERZO DEFORMACION. Strain Gauge 08
VIGA 02 - CFRP



Graf. 4.24 ESFUERZO DEFORMACION. Strain Gauge 09
VIGA 01 - CFRP

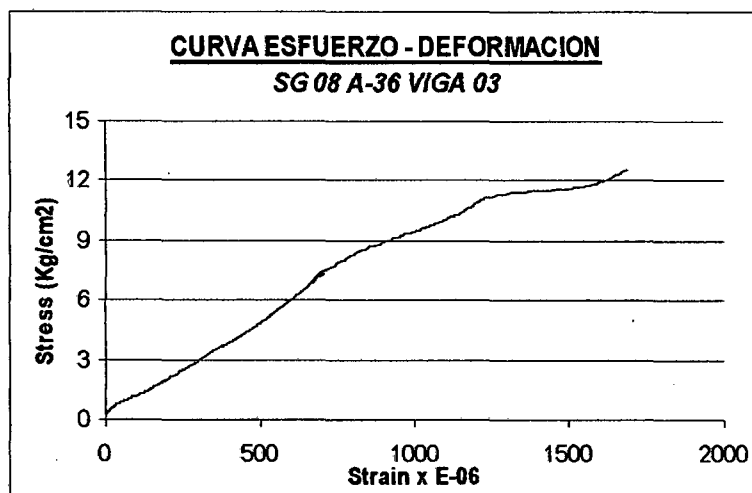


Graf. 4.25 ESFUERZO DEFORMACION. Strain Gauge 09
VIGA 02 - CFRP

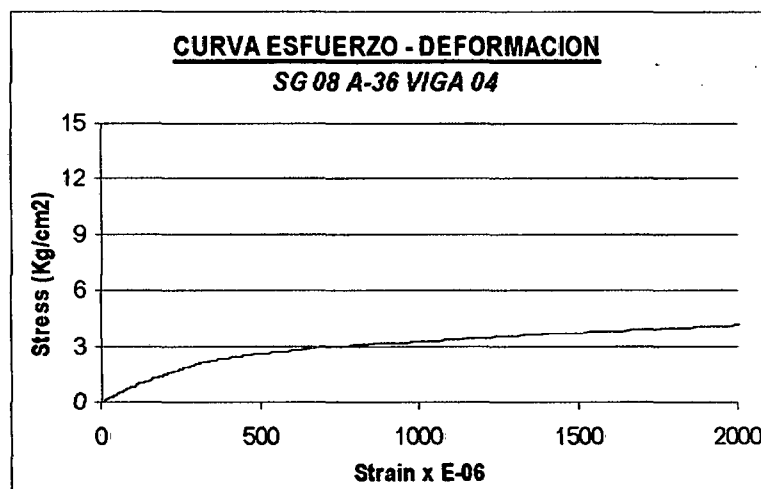


SG

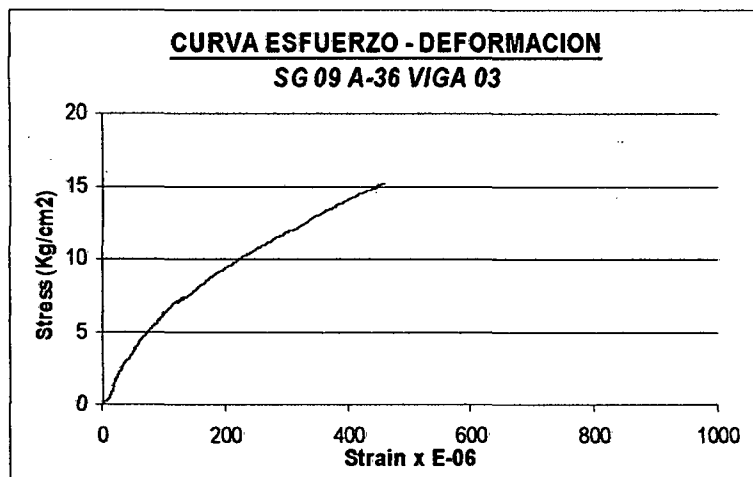
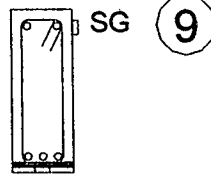
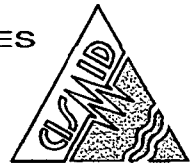
8



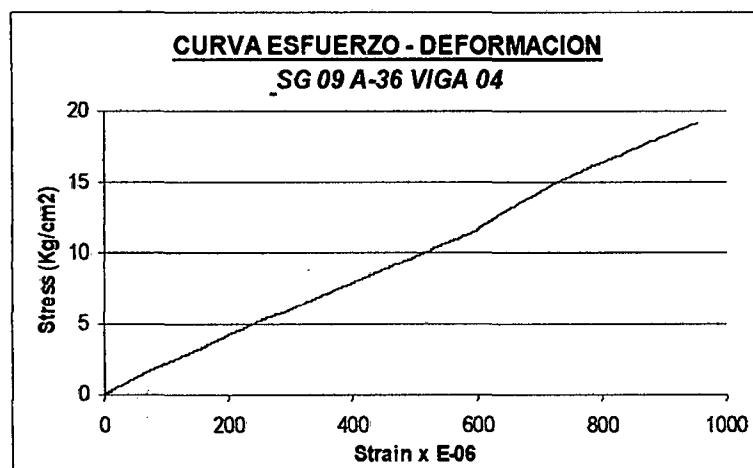
Graf. 4.26 ESFUERZO DEFORMACION. Strain Gauge 08
VIGA 03 – A-36



Graf. 4.27 ESFUERZO DEFORMACION. Strain Gauge 08
VIGA 04 – A-36



Graf. 4.28 ESFUERZO DEFORMACION. Strain Gauge 09
VIGA 03 – A-36



Graf. 4.29 ESFUERZO DEFORMACION. Strain Gauge 09
VIGA 04 – A-36



CENTRO PERUANO JAPONES DE INVESTIGACIONES
SISMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES
LABORATORIO DE ESTRUCTURAS

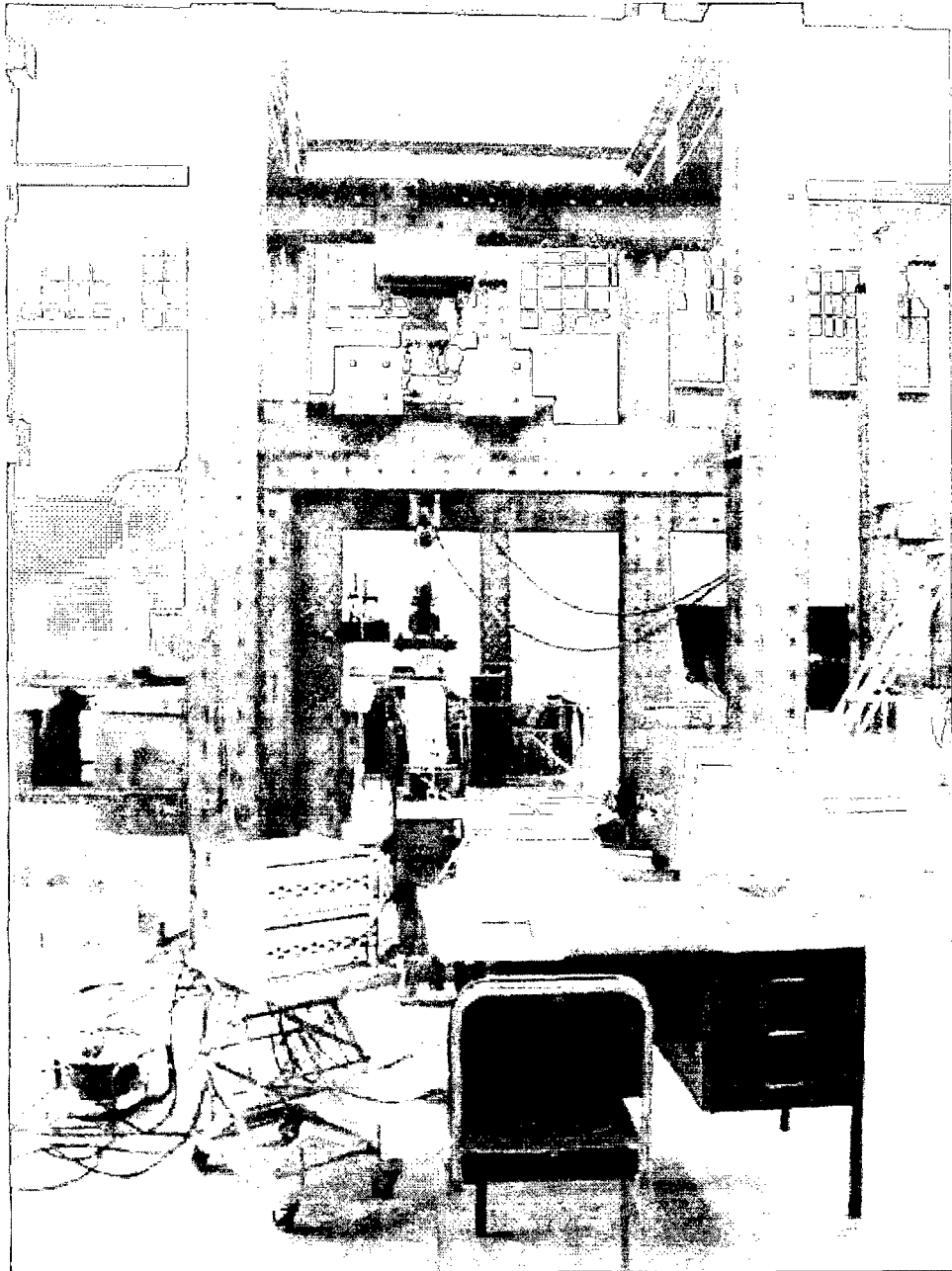
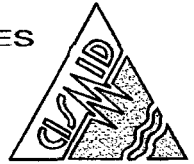


Foto 4.1 Montaje y distribución de los equipos para el ensayo de especímenes vigas



CENTRO PERUANO JAPONES DE INVESTIGACIONES
SISMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES
LABORATORIO DE ESTRUCTURAS

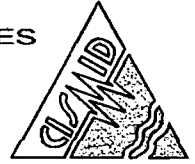


Foto 4.2 Equipo utilizado para el ensayo.

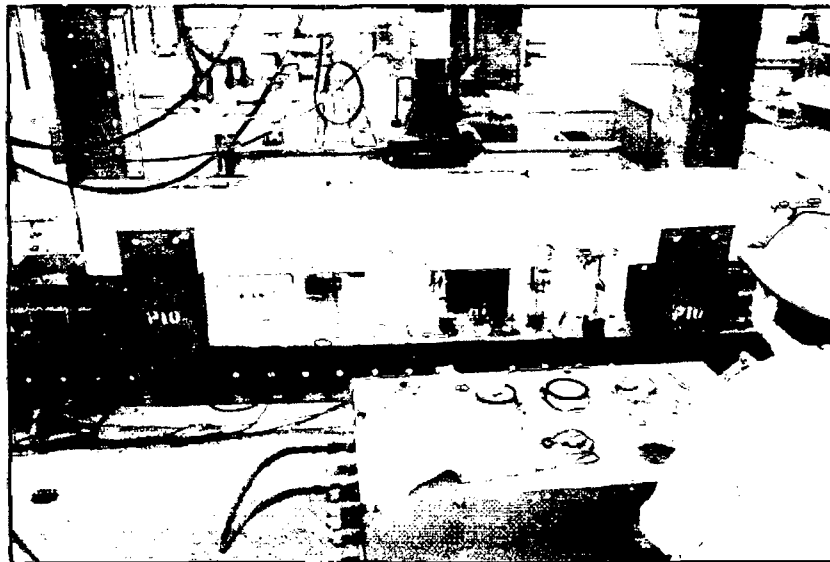


Foto 4.3 Control de la Bomba Hidráulica.



CENTRO PERUANO JAPONES DE INVESTIGACIONES
SISMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES
LABORATORIO DE ESTRUCTURAS



Foto 4.4 Ubicación de los sensores de carga y desplazamiento (LVTD)

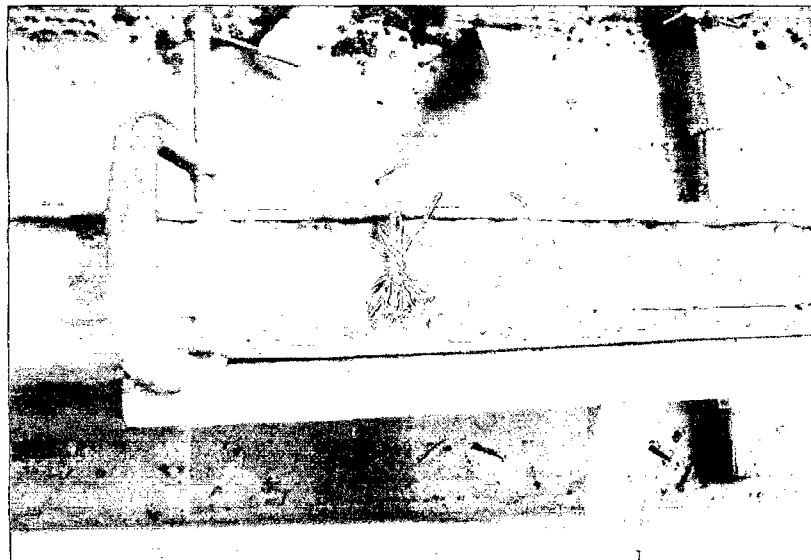


Foto 4.5 Fijación de los sensores de deformación (straingages).



CENTRO PERUANO JAPONES DE INVESTIGACIONES
SISMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES
LABORATORIO DE ESTRUCTURAS

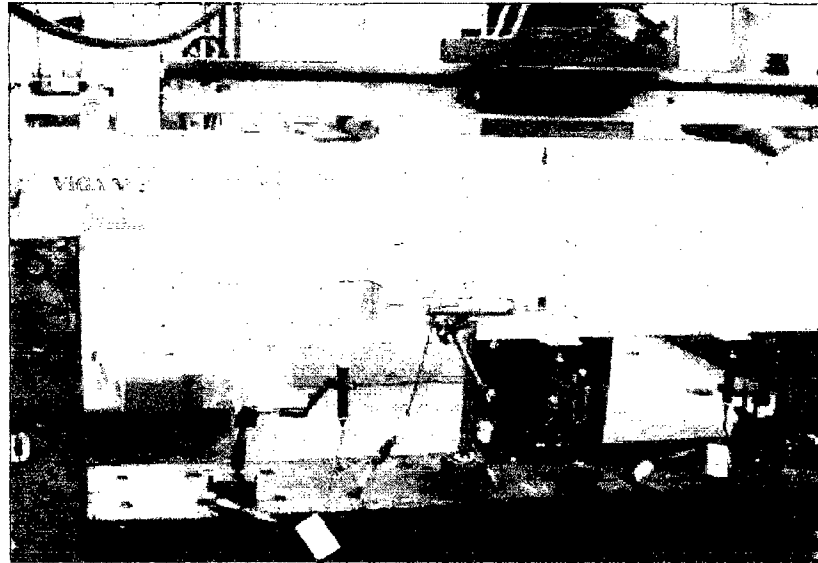
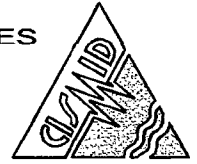


Foto 4.6 Ubicación de LVTD y SG al centro de luz y ubicación de LVTD a los tercios de luz.

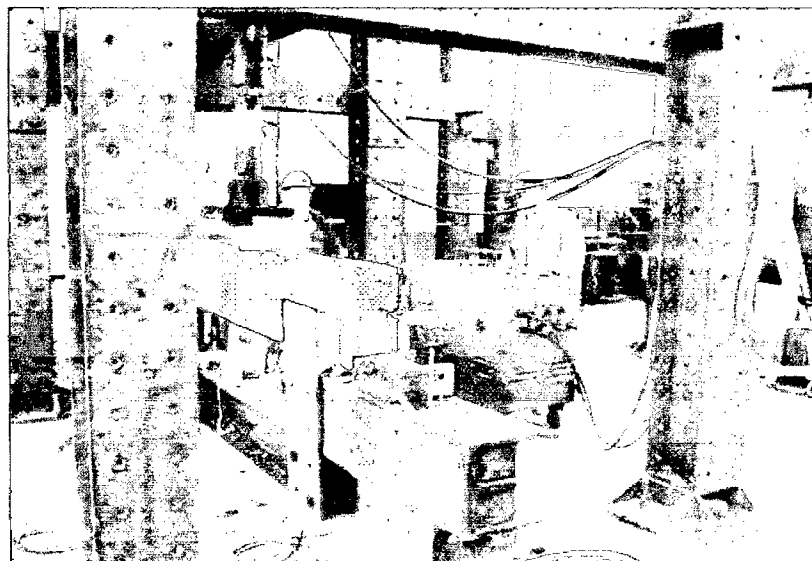


Foto 4.7 Ubicación de LVTD laterales.

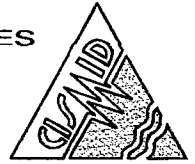


Foto 4.8 Mapeo del patrón de fisuramiento.



Foto 4.9 Mapeo del patrón de fisuramiento cara posterior.

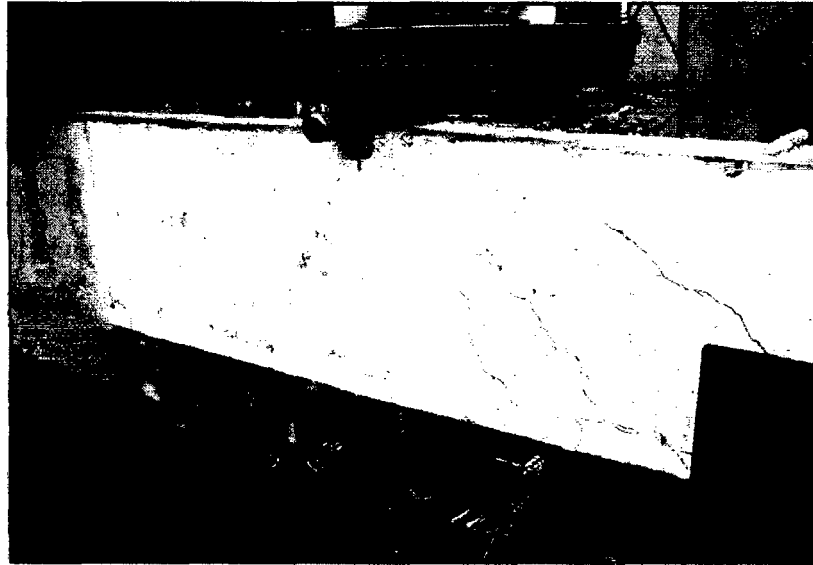
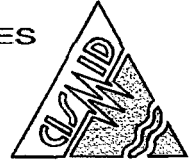


Foto 4.10 Vista lateral de un espécimen viga después de ser ensayada.

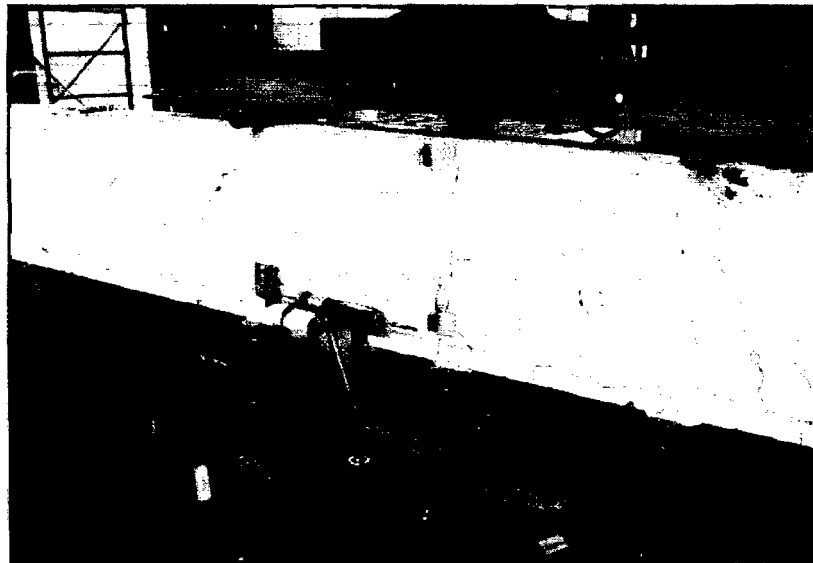


Foto 4.11 Vista central de un espécimen viga después de ser ensayada.

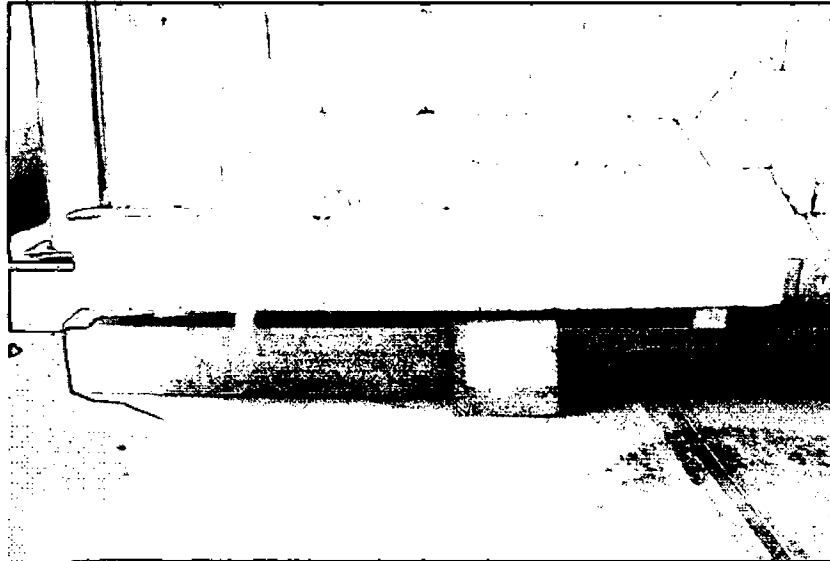
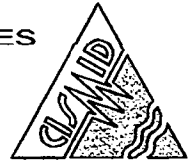


Foto 4.12 Vista total del espécimen viga después del ensayo.



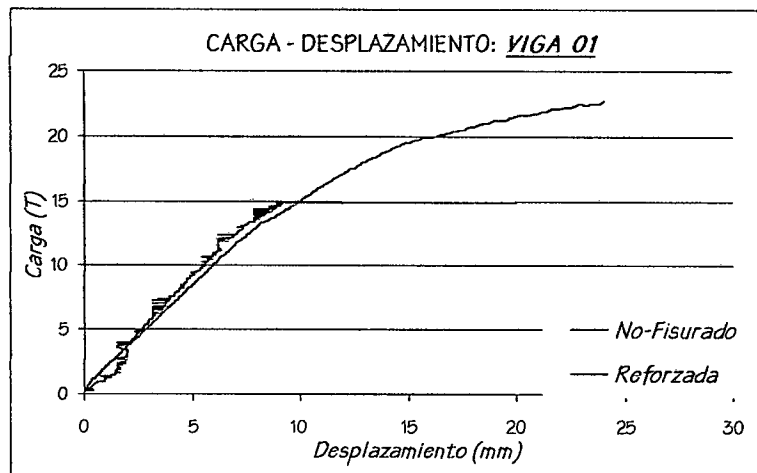
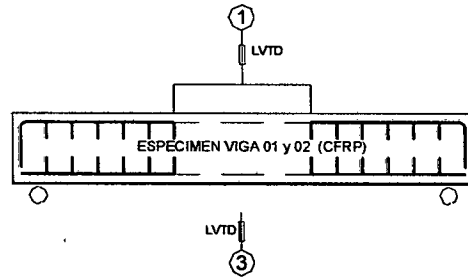
Foto 4.13 Vista del fisuramiento del fondo de viga.

Anexo V:

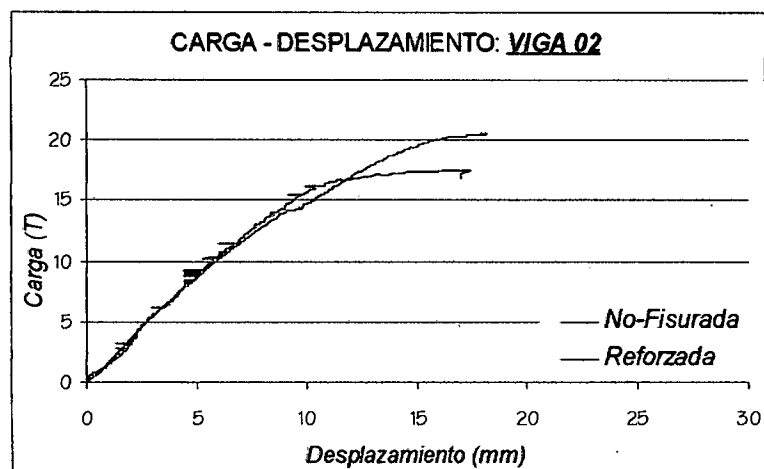
Curvas:

Carga – Desplazamiento

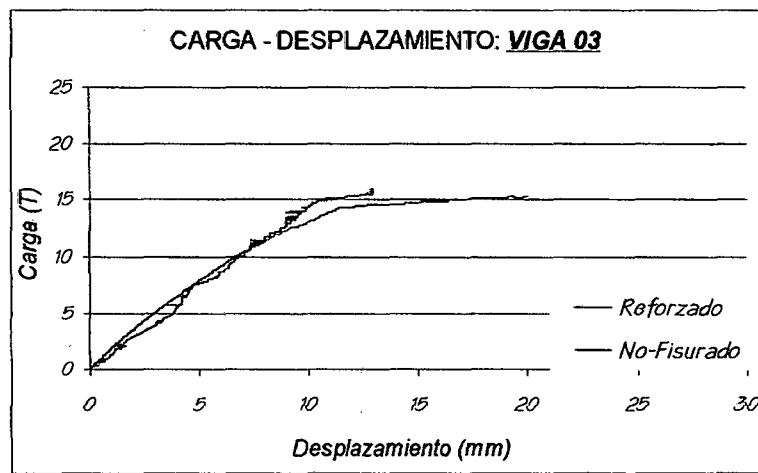
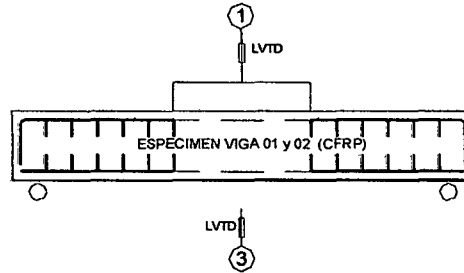
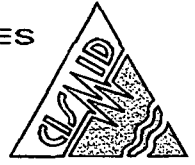
Comparativas del Ensayo con los
Especímenes No – Fisurados y los
Especímenes Reforzados



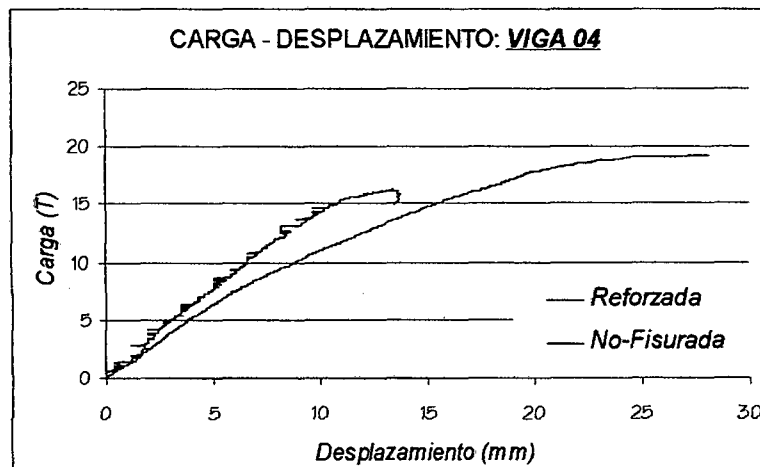
**Graf. 5.1 CARGA – DESPLAZAMIENTO. Transductor LVTD 03
VIGA 01 - CFRP**



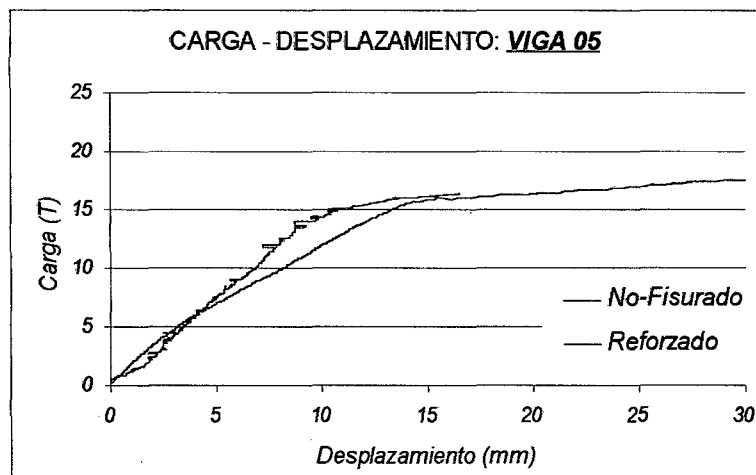
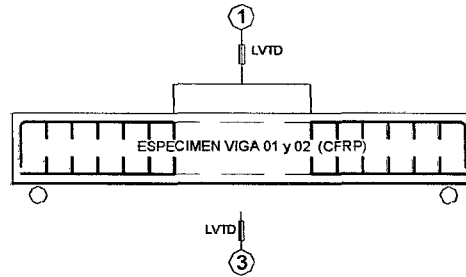
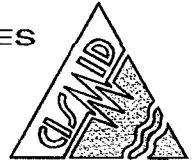
**Graf. 5.2 CARGA – DESPLAZAMIENTO. Transductor LVTD 03
VIGA 02 - CFRP**



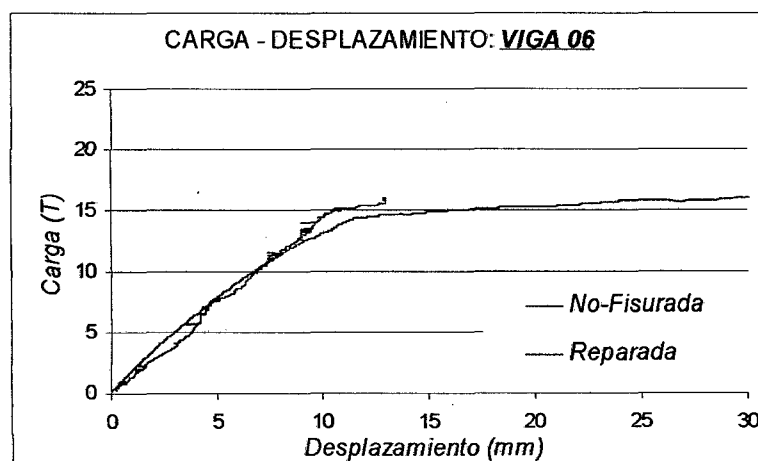
Graf. 5.3 CARGA – DESPLAZAMIENTO. Transductor LVTD 03
VIGA 03 – A-36



Graf. 5.4 CARGA – DESPLAZAMIENTO. Transductor LVTD 03
VIGA 04 – A-36



Graf. 5.5 CARGA – DESPLAZAMIENTO. Transductor LVTD 03
VIGA 01 - CFRP

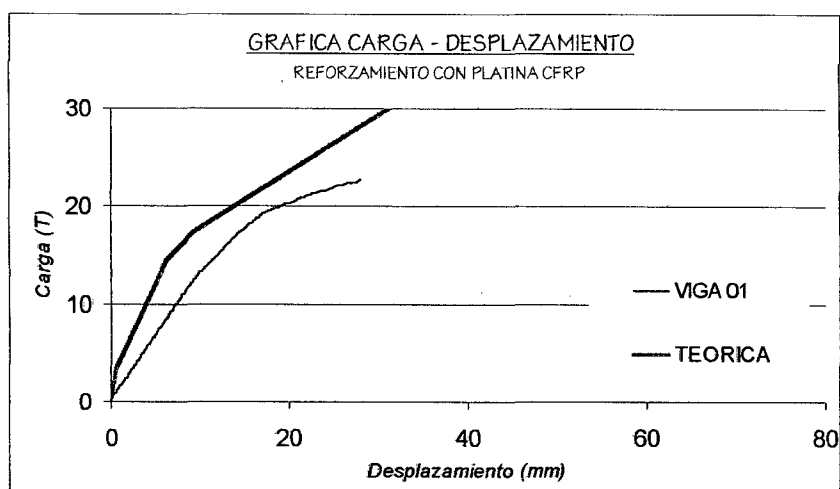
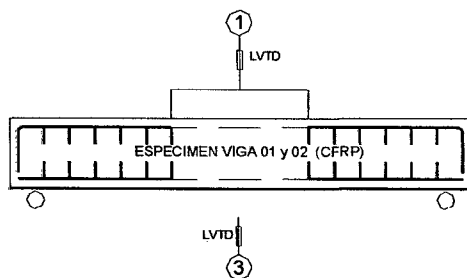


Graf. 5.6 CARGA – DESPLAZAMIENTO. Transductor LVTD 03
VIGA 02 - CFRP

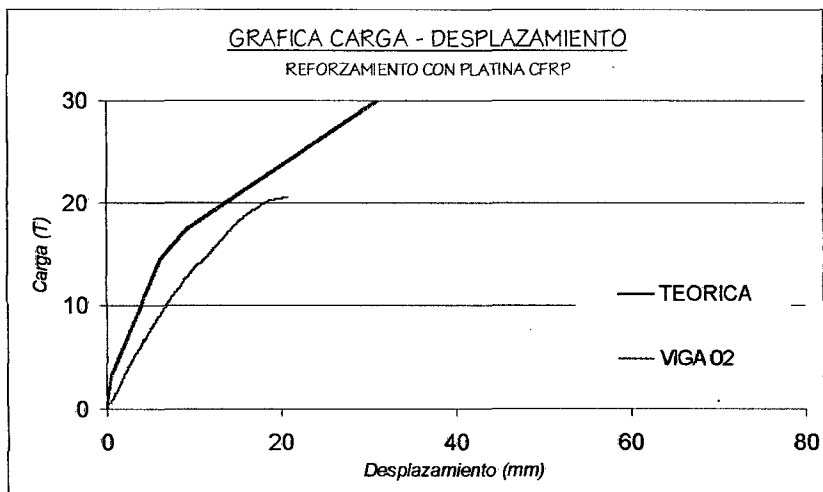
Curvas:

Carga – Desplazamiento

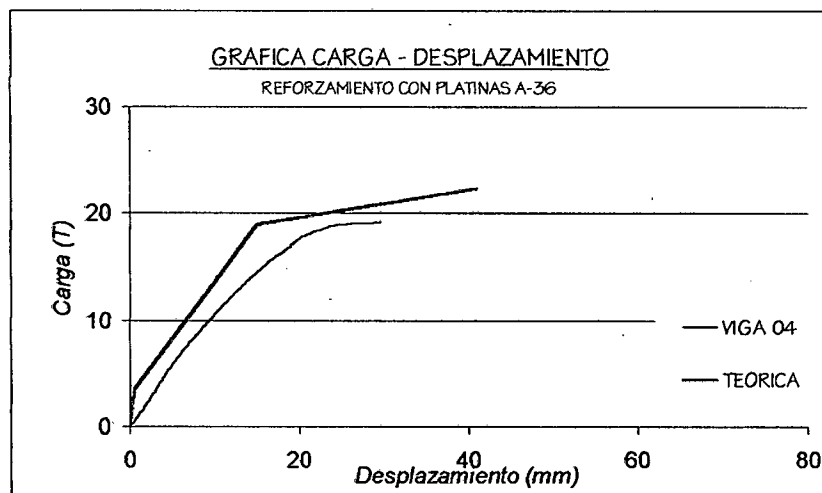
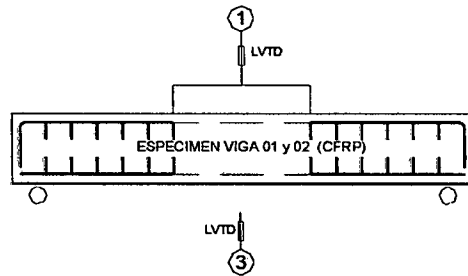
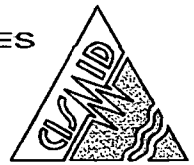
Comparativas entre los Modelos Teóricos
Adoptados para la Sección de Análisis y los
Resultados Obtenidos en los Ensayos



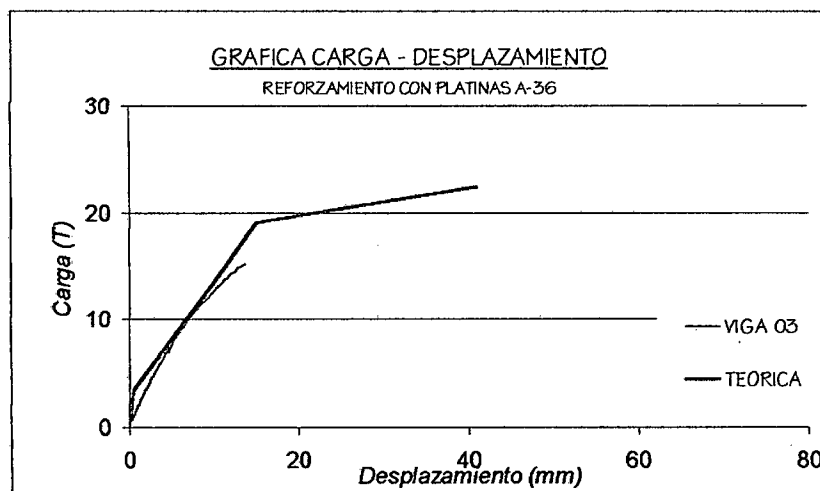
Graf. 5.7 CARGA - DESPLAZAMIENTO. Transductor LVTD 03
VIGA 01 - CFRP



Graf. 5.8 CARGA - DESPLAZAMIENTO. Transductor LVTD 03
VIGA 02 - CFRP



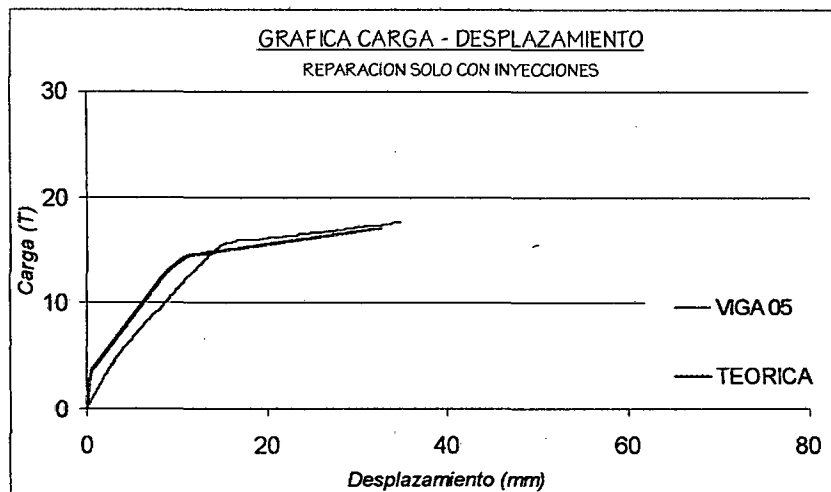
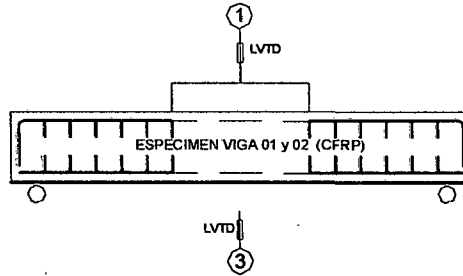
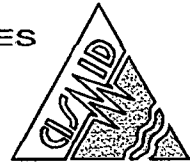
Graf. 5.9 CARGA – DESPLAZAMIENTO. Transductor LVTD 03
VIGA 03 – A-36



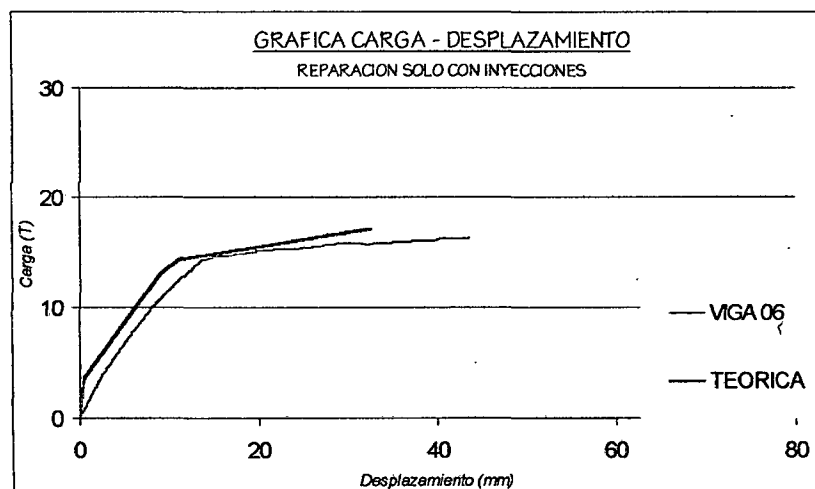
Graf. 5.10 CARGA – DESPLAZAMIENTO. Transductor LVTD 03
VIGA 04 – A-36



CENTRO PERUANO JAPONES DE INVESTIGACIONES
SISMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES
LABORATORIO DE ESTRUCTURAS



Graf. 5.11 CARGA – DESPLAZAMIENTO. Transductor LVTD 03
VIGA 03 – A-36

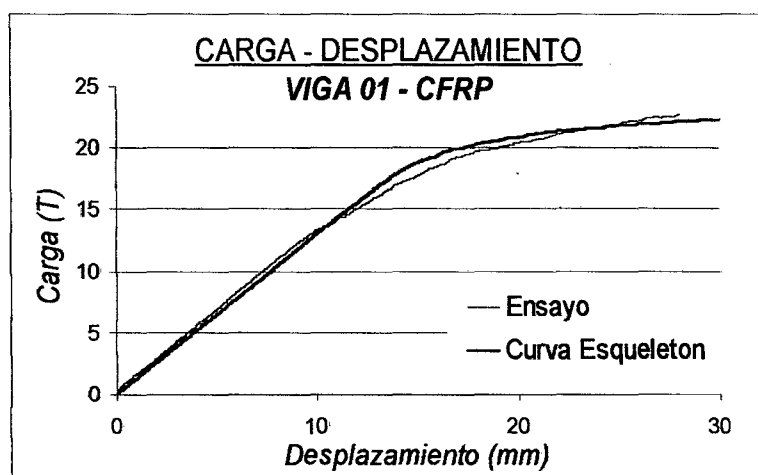
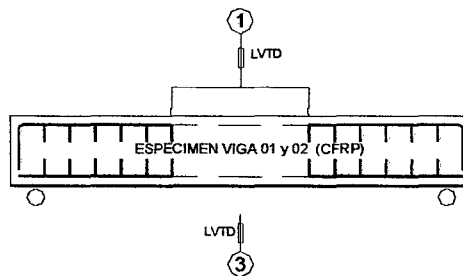


Graf. 5.12 CARGA – DESPLAZAMIENTO. Transductor LVTD 03
VIGA 04 – A-36

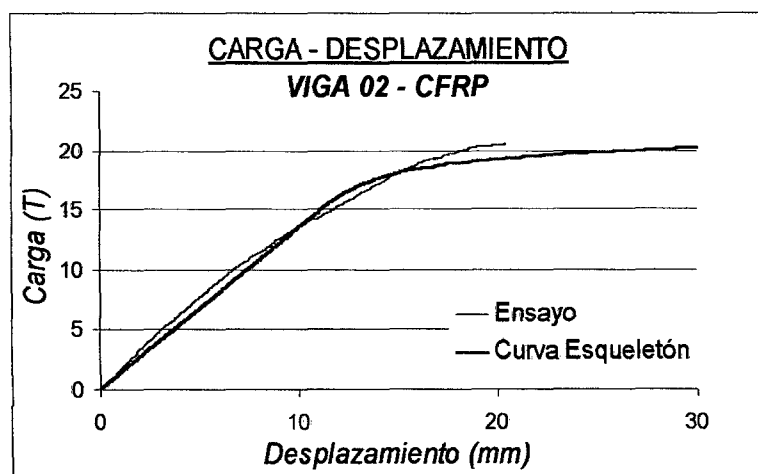
Curvas:

Carga – Desplazamiento

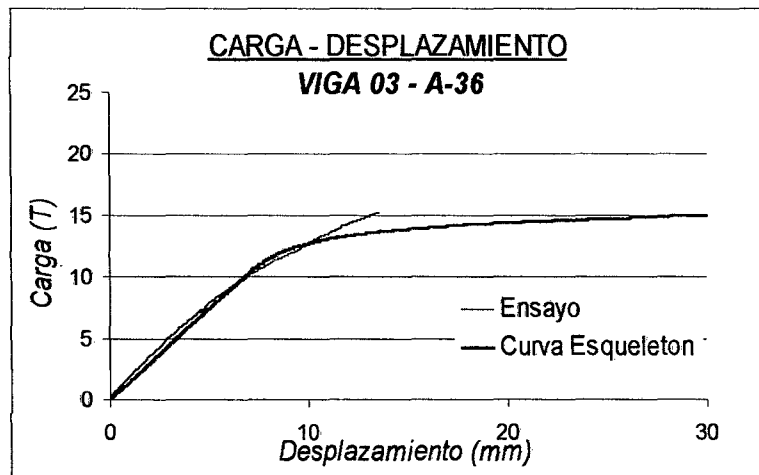
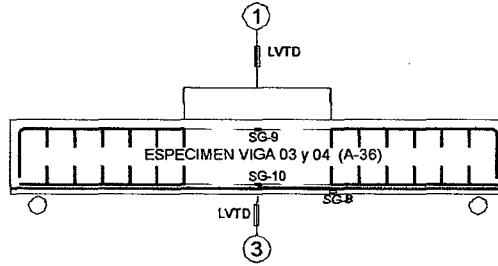
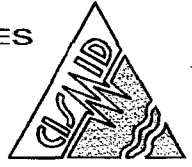
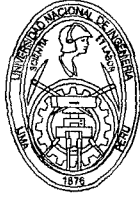
Comparativas del Ensayo con los Modelos
Teóricos de Ramberg - Osgood y los
Resultados Obtenidos en los Ensayos



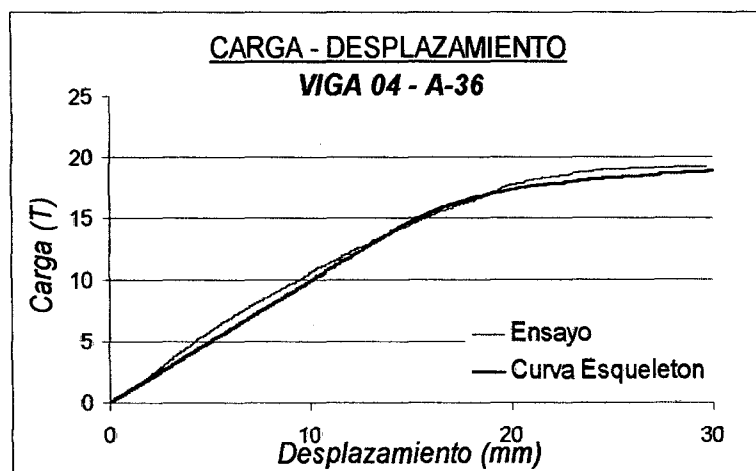
Graf. 5.13 CARGA – DESPLAZAMIENTO. Transductor LVTD 03
VIGA 01 - CFRP



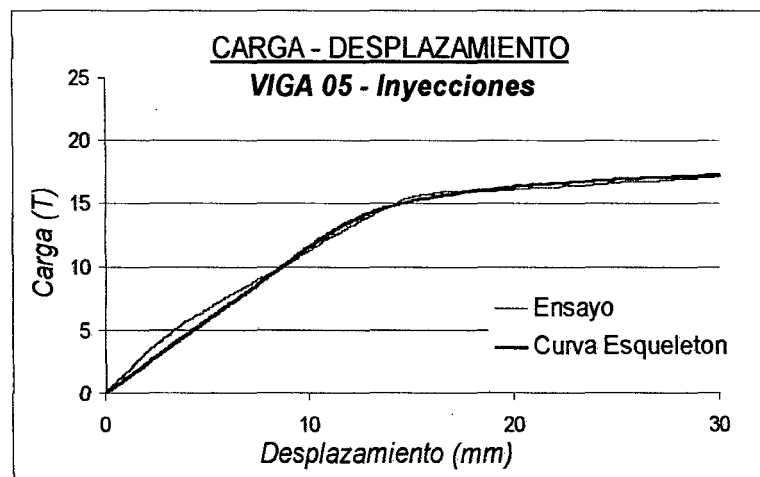
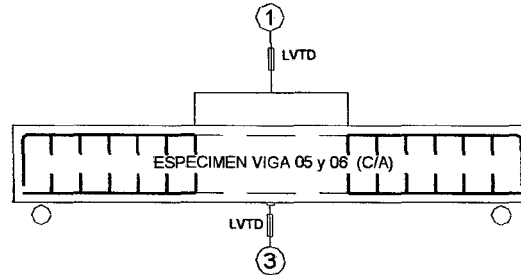
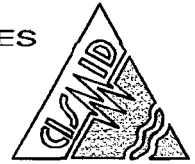
Graf. 5.14 CARGA – DESPLAZAMIENTO. Transductor LVTD 03
VIGA 02 - CFRP



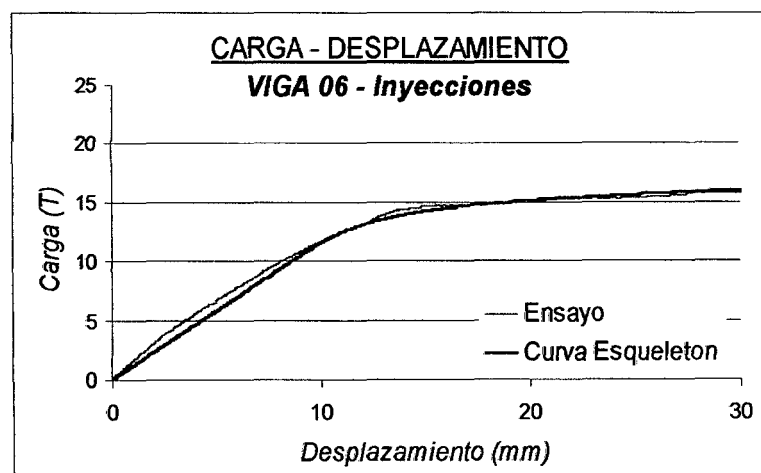
Graf. 5.15 CARGA – DESPLAZAMIENTO. Transductor LVTD 03
VIGA 03 – A - 36



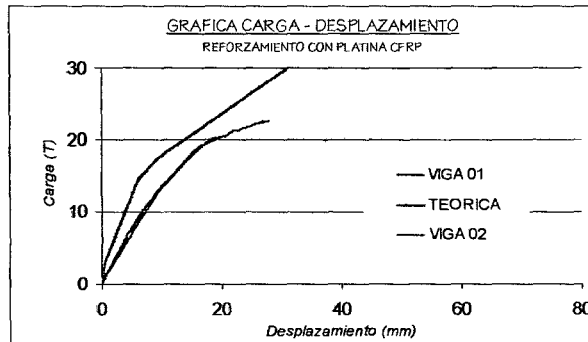
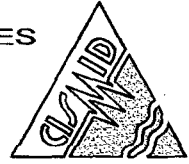
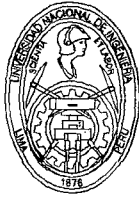
Graf. 5.16 CARGA – DESPLAZAMIENTO. Transductor LVTD 03
VIGA 04 - A - 36



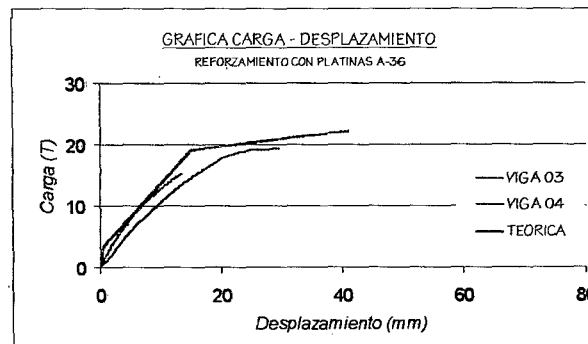
Graf. 5.17 CARGA – DESPLAZAMIENTO. Transductor LVTD 03
VIGA 05 – Inyecciones de Resinas Epóxicas



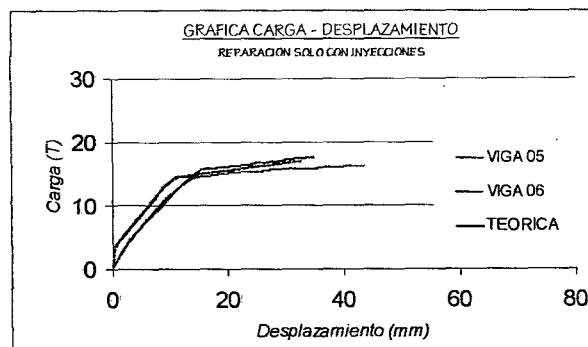
Graf. 5.18 CARGA – DESPLAZAMIENTO. Transductor LVTD 03
VIGA 06 – Inyecciones de Resinas Epóxicas



Graf. 5.13 CARGA – DESPLAZAMIENTO. Transductor LVTD 03
Curva Teórica Vs Curvas Empíricas



Graf. 5.14 CARGA – DESPLAZAMIENTO. Transductor LVTD 03
Curva Teórica Vs Curvas Empíricas



Graf. 5.15 CARGA – DESPLAZAMIENTO. Transductor LVTD 03
Curva Teórica Vs Curvas Empíricas