



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

INFLUENCIA DE LA FISURACIÓN SOBRE LA RIGIDEZ EN MARCOS DE CONCRETO ARMADO

Sergio Antonio López Dubón

Asesorado por el Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila

Guatemala, agosto de 2009.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**INFLUENCIA DE LA FISURACIÓN SOBRE LA RIGIDEZ EN MARCOS DE
CONCRETO ARMADO**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR:

SERGIO ANTONIO LÓPEZ DUBÓN

ASESORADO POR EL ING. MARIO RODOLFO CORZO ÁVILA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, AGOSTO DE 2009.

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Inga. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II	Inga. Alba Maritza Guerrero De López
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Claderón
VOCAL IV	Br. José Milton De León Bran
VOCAL V	Br. Isaac Sultán Mejía
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO


DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Gabriel Ordóñez Morales
EXAMINADOR	Ing. Diego Velásquez Jofre
EXAMINADOR	Ing. Wuilliam Yon Chavarría
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

Cumpliendo con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

**INFLUENCIA DE LA FISURACIÓN SOBRE LA RIGIDEZ EN MARCOS DE
CONCRETO ARMADO,**

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, el día 6 de noviembre de 2008.



Sergio Antonio López Dubón

Guatemala 3 de julio de 2009

Ing. Civil Sydney Alexander Samuels Milson
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos de Guatemala

Ingeniero Samuels Milson:

Por este medio me es grato informarle que en mi calidad de asesor del trabajo de graduación bajo el título: **INFLUENCIA DE LA FISURACIÓN SOBRE LA RIGIDEZ EN MARCOS DE CONCRETO ARMADO**; que fue elaborado por parte del estudiante Sergio Antonio López Dubón, previo a optar el título de ingeniero civil en grado de licenciatura, de la carrera de Ingeniería Civil; y habiendo realizado ya todas las correcciones indicadas, lo doy por aprobado, por lo que le solicito se continúe con los trámites correspondientes.

Sin otro particular por el momento me es grato despedirme de usted.

Atentamente,

Mario Rodolfo Corzo
INGENIERO CIVIL
Colegiado No. 2089



Mario Rodolfo Corzo Ávila
Ingeniero Civil Col. 2089
Asesor

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



SASM/bbdeb.

Guatemala,
17 de julio de 2009

FACULTAD DE INGENIERIA

Ingeniero
Sydney Alexander Samuels Milson
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

Estimado Ing. Samuels.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **INFLUENCIA DE LA FISURACIÓN SOBRE LA RIGIDEZ EN MARCOS DE CONCRETO ARMADO**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Sergio Antonio López Dubón, quien contó con la asesoría del Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila.

Considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad del área y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.


UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS
DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Mario Rodolfo Corzo Ávila y del Jefe del Departamento de Estructuras, Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco, al trabajo de graduación del estudiante Sergio Antonio López Dubón, titulado INFLUENCIA DE LA FISURACIÓN SOBRE LA RIGIDEZ EN MARCOS DE CONCRETO ARMADO, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Mgter. Ing. Sydney Alexander Samuels Milson



Guatemala, agosto 2009

/bbdeb.

Universidad de San Carlos
de Guatemala



Facultad de Ingeniería
Decanato

Ref. DTG.269.2009

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **INFLUENCIA DE LA FISURACIÓN SOBRE LA RIGIDEZ EN MARCOS DE CONCRETO ARMADO**, presentado por el estudiante universitario **Sergio Antonio López Dubón**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

Ing. Murphy Olimpo Paiz Reinos
DECANO



Guatemala, agosto de 2009

/gdech

ACTO QUE DEDICO A:

Dios	Por permitirme culmina una etapa más en mi vida.
Mis Padres	Sergio Antonio López Recinos y Vilma Arceli Dubón Gómez, por el amor y apoyo que siempre me han dado y ser un gran ejemplo a seguir.
La memoria de mi hermana	Marcia, siempre te llevo en mi corazón.
Mis hermanas	Wendy y Reina, por apoyarme en alcanzar esta meta y por su amor incondicional.
Mis abuelos	Romeo Efraín López Castillo (D.E.P.) Reina Olivia Recinos de López Eugenio Alberto Dubón García (D.E.P.) Paula Gómez de Dubón.
Mi familia en general	

AGRADECIMIENTOS A:

El ingeniero Mario Rodolfo Corzo Ávila, por compartir sus conocimientos, guiarme en la realización de este trabajo y por su gran amistad.

Mis amigos de la Facultad de Ingeniería, por su amistad y ayuda en la realización de mis estudios.

La Universidad de San Carlos de Guatemala y en especial la Facultad de Ingeniería, por haberme formado profesionalmente y permitirme realizar mis estudios.

La empresa Mega Productos y al ingeniero Velarde, por su colaboración y financiamiento para la realización de este estudio.

ÍNDICE GENERAL.

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	V
LISTA DE SÍMBOLOS	IX
GLOSARIO	XI
RESUMEN	XV
OBJETIVOS	XVII
INTRODUCCIÓN	XIX
1. FISURACIÓN EN EL CONCRETO	1
1.1 Propiedades mecánicas del concreto	1
1.1.1 Propiedades en compresión	2
1.1.2 Propiedades a tensión	6
1.2 Causas de la fisuración en estructuras de concreto	9
1.2.1 Fisuración de concreto en estado plástico	9
1.2.1.1 Fisuración por retracción plástica	10
1.2.1.2 Otras Fisuras del concreto en estado plástico	13
1.2.2 Fisuración de concreto endurecido	15
1.2.2.1 Fisuración de retracción por secado	15
1.2.2.2 Fisuración de origen térmico	19
1.2.2.3 Fisuración por corrosión de las armaduras	20
1.2.2.4 Fisuración por prácticas constructivas inadecuadas	22
1.2.2.5 Fisuración por cargas externas	23
1.3 Control de la fisuración en estructuras de concreto	34
1.3.1 Control de la fisuración debido a la retracción por secado	35

1.3.2 Control de la fisuración en elementos sometidos a flexión	35
1.3.3 Control de la fisuración mediante correctas prácticas constructivas	36
1.4 Evaluación de la fisuración en estructuras de concreto	36
1.4.1 Identificación de la ubicación y magnitud de las fisuras	37
1.5 Métodos de reparación de fisuras	39
1.6 Efectos a largo plazo de la fisuración	42
2. MÉTODO DE CROSS PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL	45
2.1 Descripción del método	46
2.2 Calculo de rigidez	53
3. DIMENSIONAMIENTO	59
3.1 Dimensionamiento de marcos	59
3.2 Dimensionamiento de cuantías de acero	61
3.3 Diseño de mezcla de concreto	63
3.4 Descripción del proceso constructivo	64
4. PROCESAMIENTO DE DATOS EXPERIMENTALES	69
4.1 Ordenamiento de datos experimentales	70
4.1.1 Marco 1, datos previos a fisuras	71
4.1.2 Marco 1, datos posteriores a fisuras	72
4.1.3 Marco 2, datos previos a fisuras	72
4.1.4 Marco 2, datos posteriores a fisuras	73
4.1.5 Marco 3, datos previos a fisuras	74
4.1.6 Marco 3, datos posteriores a fisuras	75

4.2 Obtención de rigidez	76
4.2.1 Obtención de rigidez teórica	76
4.2.2 Obtención de rigidez experimental	79
4.2.2.1 Obtención de rigidez experimental previo a fisuras	80
4.2.2.2. Obtención de rigidez experimental posterior a fisuras	83
5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL	87
5.1. Análisis estructural con secciones no fisuradas	88
5.1.1. Análisis estructural con secciones no fisuradas y rigidez teórica	88
5.1.2. Análisis estructural con secciones no fisuradas y rigidez experimental para marcos 1, 2 y 3	92
5.2 Análisis estructural con datos teóricos de secciones fisuradas en base al código ACI 318-05	97
5.3 Análisis estructural con datos experimentales de secciones fisuradas	100
5.4. Interpretación de resultados	105
CONCLUSIONES	109
RECOMENDACIONES	111
BIBLIOGRAFÍA	113
APÉNDICE	115

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1	Curvas esfuerzo – deformación unitaria a la compresión	3
2	Relación resistencia – edad del concreto	5
3	Ensayos de tensión para el concreto	6
4	Fisuración del concreto por retracción plástica	11
5	Fisuración por retracción plástica en elemento de espesor variable	12
6	Fisuración por retracción plástica en elemento de espesor constante	12
7	Fisuras debidas a vacios debajo de las armaduras	14
8	Fisuras debidas a tensiones sobre de las armaduras superiores	15
9	Fisuras debidas a retracción en vigas	17
10	Fisuras de retracción en un marco	17
11	Fisuras por corrosión de las armaduras	22
12	Fisuras por tracción directa de un pilar	24
13	Fisuras por compresión axial en probetas de concreto	25
14	Fisuras por compresión axial en columnas de concreto	26
15	Fisuras por flexión simple en una viga simplemente apoyada	27
16	Fisuras por corte en una viga simplemente apoyada	28
17	Fisuras por esfuerzos de torsión en una viga	29
18	Fisuras por efectos de sismo en una viga	30
19	Fisuras por efectos de sismo en una columna	31

20	Fisuras por efectos de sismo en zonas cercanas al nudo	32
21	Fisuras por efectos de sismo en el nudo	33
22	Medición del ancho de una fisura	38
23	Monitoreo mecánico de fisuras	39
24	Diagrama de flujo ante aparición de fisuras	43
25	Equilibrio de fuerzas en el piso n	47
26	Demostración de la rigidez a flexión	55
27	Esquema general del marco para ensayo	59
28	Perfil acotado del marco para ensayo	60
29	Detalle de armado y sección de viga	62
30	Detalle de armado y sección de columna	63
31	Corte de varillas de acero	65
32	Armado de acero de refuerzo	65
33	Patas de columna	66
34	Nudo	66
35	Formaleta	67
36	Mezcla	68
37	Aplicación de carga lateral	69
38	Ubicación de deformómetros	70
39	Marco 1, nivel 1 previo a fisuras	80
40	Marco 1, nivel 2 previo a fisuras	80
41	Marco 2, nivel 1 previo a fisuras	81
42	Marco 2, nivel 2 previo a fisuras	81
43	Marco 3, nivel 1 previo a fisuras	82
44	Marco 3 nivel 2 previo a fisuras	82
45	Marco 1, nivel 1 posterior a fisuras	83
46	Marco 1, nivel 2 posterior a fisuras	83
47	Marco 2 nivel 1 posterior a	84
48	Marco 2, nivel 2 posterior a fisuras	84

49	Marco 3, nivel 1 posterior a fisuras	85
50	Marco 3, nivel 2 posterior a fisuras	85
51	Identificación de nudos	87
52	Fisuras en el extremo del nudo	115
53	Fisuras en el nudo	117
54	Fisuras columna	118
55	Fisuras en cimiento	119

TABLAS

I	Rangos aproximados de resistencia a la tensión del concreto	8
II	Datos marco 1, previo a fisuras	71
III	Datos corregidos de Def. 4 y Def. 5 marco 1, previo a fisuras	71
IV	Datos marco 1, posterior a fisuras	71
V	Datos corregidos de Def. 4 y Def. 5 marco 1, posterior a fisuras	72
VI	Datos marco 2, previo a fisuras	72
VII	Datos corregidos de Def. 4 y Def. 5 marco 2, previo a fisuras	72
VIII	Datos marco 2, posterior a fisuras	73
IX	Datos corregidos de Def. 4 y Def. 5 marco 2, posterior a fisuras	73
X	Datos marco 3, previos a fisuras	74
XI	Datos corregidos de Def. 4 y Def. 5 marco 3, previo a fisuras	74
XII	Datos marco 3, posteriores a fisuras	75
XIII	Datos corregidos de Def. 4 y Def. 5 marco 3, posterior a fisuras	75
XIV	Configuración de filas para análisis estructural	88
XV	Análisis estructural rigidez teórica no fisurada	89
XVI	Análisis estructural rigidez teórica no fisurada	90
XVII	Análisis estructural rigidez experimental no fisurada, marco 1	92
XVIII	Análisis estructural rigidez experimental no fisurada, marco 2	94
XIX	Análisis estructural rigidez experimental no fisurada, marco 3	95
XX	Análisis estructural rigidez fisurada con factores de ACI 318-05	97
XXI	Análisis estructural rigidez fisurada con factores de ACI 318-05	99
XXII	Análisis estructural con rigidez experimental fisurada, marco 1	101
XXIII	Análisis estructural con rigidez experimental fisurada, marco 2	102
XXIV	Análisis estructural con rigidez experimental fisurada, marco 3	104

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
A	Área de la sección bajo estudio, en m^2 .
A_s	Sección de concreto simétrica con el acero de las armaduras dividida por el número de barras, en mm^2 .
b	Base de la sección bajo estudio, en m.
d_s	Espesor de recubrimiento entre la fibra traccionada y el centro de la barra más próxima a la misma, en mm.
E	Módulo de elasticidad, en MPa.
f_c	Resistencia a compresión del concreto, en MPa.
f_s	Tensión en el acero de las armaduras, en Ksi.
G	Módulo al corte, en MPa.
H	Fuerza lateral aplicada a un piso.
h	Altura de un piso n.
I	Inercia de la sección bajo estudio, en m^2 .
K	Rigidez del elemento analizado.
L	Longitud del elemento.
l	Longitud del elemento analizado, vertical u horizontalmente, en m.
M	Momento.
M_{col}	Momento de columna.
M_d	Momento de desplazamiento.

M_p	Momento de piso, en la figura 25.
Q	Fuerza cortante que resisten las columnas, en la figura 25.
V	Fuerza Cortante.
Δ	Desplazamiento del elemento piso.
β_ω	Relación entre la distancia entre el eje neutro y la cara traccionada y la distancia entre el eje neutro y el baricentro o centro geométrico de las armaduras.
μ	Coefficiente de Poisson.
\varkappa	Constante que depende de la forma del elemento.
δ''	Coefficiente de distribución de momentos de desplazamiento.
ω	Máximo ancho de fisura probable, en mm.

GLOSARIO

Acero de alta resistencia	Acero de punto de fluencia elevado, en el caso de las barras de armadura de 414MPa o mayor.
Agregado fino	Agregado que atraviesa un tamiz de 4.75 mm (No. 4) y es predominantemente retenido sobre el tamiz de 75 μ m (No. 200).
Agregado grueso	Agregado predominantemente retenido sobre un tamiz de 4.75 mm (No. 4).
Agrietamiento	Desarrollo de grietas de poca profundidad a intervalos poco separados, pero irregulares sobre la superficie de pasta cementicia, mortero o concreto.
Análisis dinámico	Análisis de las tensiones de un pórtico como funciones del desplazamiento bajo cargas transitorias.

Armadura	Barras, alambres, cables u otros miembros esbeltos que se empotran en el concreto de manera tal que estos miembros y el concreto actúan conjuntamente para resistir los esfuerzos.
Coeficiente de Poisson	Relación entre la deformación transversal y la correspondiente deformación axial.
Concreto	Material compuesto que consiste esencialmente en un medio ligante (cemento) dentro del cual hay partículas o fragmentos de agregado, generalmente una combinación de agregado fino y agregado grueso.
Curado	Mantenimiento de un contenido de humedad y una temperatura satisfactorios en el hormigón durante sus etapas tempranas, de manera que se puedan desarrollar las propiedades deseadas.
Deformación unitaria	Deformación de un material expresada como la relación entre la deformación lineal unitaria y la distancia, en la cual se produce dicha deformación.

Formaleta	Estructura temporaria que se usa para contener el concreto mientras éste fragua y adquiere resistencia suficiente para sostenerse.
Fisura	Separación completa o incompleta entre dos o más partes provocada por rotura o fracturación, ya sea en el concreto o la mampostería.
Fraguado	Condición alcanzada por una pasta cementicia, mortero o concreto que ha perdido plasticidad hasta un nivel arbitrario.
Módulo al cortante	Relación entre el esfuerzo de corte unitario y la deformación por corte.
Módulo de elasticidad	Relación entre la tensión y la deformación por debajo del límite de proporcionalidad.
Rótula plástica	Región donde la capacidad de momento última de un miembro se puede desarrollar y mantener con la rotación inelástica correspondiente cuando el alargamiento del acero principal traccionado es mayor que la deformación correspondiente a fluencia.

RESUMEN

El trabajo de graduación consiste en comparar, mediante métodos aproximados el análisis estructural de un marco de concreto armado, bajo dos condiciones, la primera cuando sus secciones se encuentren en un estado normal, y la segunda situación en la cual sus secciones se encuentren fisuradas.

En el primer capítulo se presenta toda la teoría relacionada con las propiedades mecánicas del concreto y las acciones que originan fisuración, tanto en el estado plástico como en el estado endurecido del concreto, dando unas breves recomendaciones para el control de las mismas.

En el capítulo dos, se da una breve descripción del método de análisis estructural que se implementó, método de distribución de momentos o método de Cross, el cual tiene modificaciones para el cálculo de los momentos inducidos por los desplazamientos horizontales; así como las ecuaciones para el cálculo de la rigidez teórica de los elementos (vigas y columnas).

En el capítulo 3 se detallan las dimensiones de los marcos así como los detalles de armado de los marcos, el proceso constructivo a través del cual fueron elaborados y dando un detalle de la calidad de los materiales que fueron utilizados para los ensayos.

En el capítulo cuatro se da una corta descripción del método de ensayo de los marcos, así como el ordenamiento y proceso de los datos obtenidos para obtener la rigidez de las columnas que componen el marco, tanto de forma teórica como de forma experimental.

En el capítulo cinco se procede partiendo de los resultados matemáticos derivados de la aplicación de los principios teóricos; y con los datos experimentales de laboratorio, se realizará una comparación de las variaciones de estos entre sí, para llegar a comprobar los cambios la distribución de momentos y fuerzas cortantes en las estructuras de marcos y un breve análisis de los resultados obtenidos.

Finalmente, encontrará una serie de conclusiones y recomendaciones respecto a los efectos y la inclusión de la fisuración en los análisis estructurales a marcos de concreto armado.

OBJETIVOS

GENERAL:

Demostración de la variación en la distribución de momentos y fuerzas cortantes en un marco de concreto reforzado, bajo dos condiciones, la primera cuando sus secciones se encuentren en un estado normal, y la segunda situación en la cual sus secciones se encuentren fisuradas.

ESPECÍFICOS:

1. Incentivar a estudiantes y a profesionales de la Ingeniería Civil que se desempeñan en el cálculo y diseño estructural a incluir dentro de sus análisis el fenómeno de la fisuración y las repercusiones del mismo.
2. Determinar la diferencia entre los resultados matemáticos derivados de la aplicación de los principios teóricos; y con los datos experimentales de laboratorio, con el fin de concluir acerca de la utilización de los mismos.

INTRODUCCIÓN

Existen dos términos estructurales que tienden a provocar confusión, y que se refieren a fisuración y el otro a fracturas; para lo cual nos apoyaremos en la definición de “fisura es la separación completa o incompleta entre dos o más partes provocada por rotura o fracturación, ya sea en el hormigón o la mampostería”. Mientras que por otra parte, la fractura se refiere a una grieta o fisura como las que se producen en el hormigón o la mampostería y que son visibles a simple vista; por otra parte es oportuno mencionar que la configuración de una superficie fracturada, se entiende por la acción de agrietarse o quebrarse un elemento estructural.

La fisuración en los elementos de concreto armado es un fenómeno muy común que se presenta en la mayor parte de las estructuras, el cual puede ocurrir desde el proceso de construcción, así como durante la vida útil de las estructuras cuando están sometidas bajo cargas de servicio, principalmente a tensión con valores tan bajos como 20 MPa; situación que muchas veces se ignora durante el análisis estructural, y que en la práctica influye en la distribución de momentos y fuerzas de cortante.

La omisión de los efectos de la fisuración durante el análisis estructural puede llegar a tener significancia en la distribución de los momentos y fuerzas

cortantes que actúan sobre un marco de concreto armado, lo cual influye de manera significativa en los requerimientos estructurales de los mismos.

Al tener una nueva distribución de momentos el diseño de las armaduras de acero de refuerzo, se ven afectadas tanto en la cuantía de acero, como en la localización de la misma, lo cual le brinda a la estructura un mejor funcionamiento, y le asegura al diseñador que la misma trabajara de una mejor manera cuando esta se vea afecta por fisuras.

Para una comparación objetiva de los efectos de la fisuración sobre la rigidez en marcos de concreto armado se compararon los resultados teóricos tanto para secciones no fisuradas como los resultados teóricos para secciones fisuradas contra los datos experimentales de secciones fisuradas como de secciones no fisuradas a través de un análisis estructural con el método de Cross modificado.

1. FISURACIÓN EN EL CONCRETO.

La fisuración es un fenómeno que se produce comúnmente en las estructuras de concreto simple y en las de concreto armado, debido a las propiedades mecánicas del mismo, ya que se considera a este como un material frágil, razón por la cual es inadecuado para sufrir grandes deformaciones; esto puede afectarlo desde el proceso de construcción del mismo, hasta dentro de su vida en servicio.

1.1 Propiedades mecánicas del concreto.

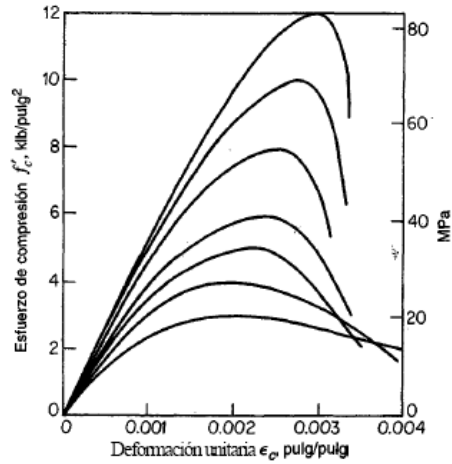
Se han efectuado diversos estudios técnicos acerca de la fisuración en las estructuras de concreto, llegando a proponer factores de reducción de rigidez en los códigos de edificación de algunos países, por lo que se observa la relevancia de los efectos de las mismas en la capacidad de soportar cargas de la estructura, efecto que se encuentra directamente ligado a las propiedades mecánicas del concreto; siendo las principales, las que se presentan a continuación.

1.1.1 Propiedades en compresión.

La resistencia a compresión ($f'c$) es la principal propiedad mecánica del concreto, y lo que lo hace un material de construcción tan popular; pero esta propiedad puede variar significativamente dependiendo de los cuidados que se den en el diseño de la mezcla, la calidad de los agregados que se utilicen, el tipo de cemento con el que se prepare, el control que se lleve en la preparación del concreto en obra. La determinación de esta propiedad se efectúa con probetas de cilindros normados y realizando varios muestreos para obtener un parámetro estadísticos que se considere adecuado, acorde a la magnitud del volumen de concreto, del cual se desee conocer su capacidad de resistir esfuerzo a compresión directo.

Para tener noción de la posible presentación de fisuras en un concreto que se comporta bajo carga compresiva axial, es de gran importancia el conocimiento de la curva esfuerzo-deformación unitaria a compresión del concreto, la cual se puede obtener con los ensayos sobre probetas o ensayos a vigas de concreto, dentro de la zona que se encuentre bajo esfuerzos a compresión, la figura 1 muestra algunas curvas esfuerzo – deformación unitaria que se presentan típicamente para concretos de densidad normal (2300Kg/m^3) y a una edad de veinte y ocho días (28); estas deformaciones son obtenidas de la realización de ensayos de compresión axial efectuados con velocidades de carga normales y moderadas.

Figura 1. Curvas esfuerzo – deformación unitaria a la compresión.



Fuente: Arthut, Nilson, **Diseño de estructuras de concreto**. Pág. 38.

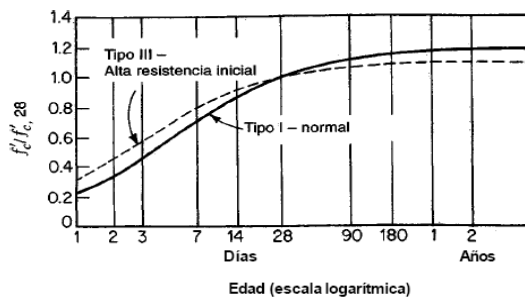
Se puede observar una similitud en todas las curvas esfuerzo deformación unitaria, debido a que estas inician relativamente elásticas y lineales, esto quiere decir que el esfuerzo y la deformación unitaria poseen una relación proporcional entre sí, perdiendo posteriormente dicha propiedad, y apreciando que se comienza a inclinar sobre la horizontal de la gráfica, llegando así a alcanzar su esfuerzo máximo, el cual representa la resistencia a la compresión de la probeta, esta se llega a obtener comúnmente para una deformación unitaria que varía entre 0.002 a 0.003, para concretos de densidad normal.

Es necesario aclarar que las características que presentan las gráficas después que las probetas han llegado a alcanzar su máximo esfuerzo, dependen principalmente del método de ensayo que se utiliza. Estas variaciones obedecen generalmente a dos condiciones, siendo la primera, si se puede llegar a una tasa de deformación relativamente constante mientras que la resistencia de la probeta va disminuyendo, lo cual ocasiona largos tramos descendentes y estables antes de la falla de esta; mientras que la segunda condición que se puede llegar a presentar, se relaciona con una descarga relativamente rápida después de haber pasado el máximo esfuerzo que soporta la probeta, lo cual ocasiona un cambio brusco en la gráfica esfuerzo – deformación unitaria, este fenómeno se presenta con mayor frecuencia mientras más elevada sea la resistencia a la compresión de la probeta, debido a que el concreto mientras más alta sea su resistencia así mismo más frágil será la falla de éste.

Otro de los aspectos relevantes del concreto cuando se somete a cargas de compresión, es que adicional a sufrir una deformación longitudinal, también se ve afectado por deformaciones transversales; es decir, que cuando se comprime en una dirección, sufre deformaciones en la dirección transversal a la cual se le aplica la carga de compresión. La relación entre la deformación unitaria transversal y la longitudinal recibe el nombre de relación de Poisson, la cual se ve afectada por distintos factores; pero se tiene un dato aproximado que para esfuerzos menores a $0.7f'_c$, la relación de Poisson para el concreto se encuentra aproximadamente en el rango de 0.15 a 0.20.

Se considera que el concreto a una edad de 28 días, ha llegado a alcanzar su resistencia de diseño, en realidad este continúa adquiriendo una mayor resistencia, aunque a una tasa de aumento cada vez menor; este efecto se debe a que el cemento continúa su hidratación y por consiguiente continúa su endurecimiento. En la figura 2, se muestra una curva de cómo se da el aumento de la resistencia a compresión del concreto conforme la edad del mismo, comparando el uso de cemento tipo I (cemento normal) y el cemento tipo III (cemento de alta resistencia inicial); siendo este último el que se utilizó para la realización de la parte experimental de este trabajo de graduación.

Figura 2. Relación resistencia – edad del concreto.



Fuente: Arthut, Nilson, **Diseño de estructuras de concreto**. Pág. 40.

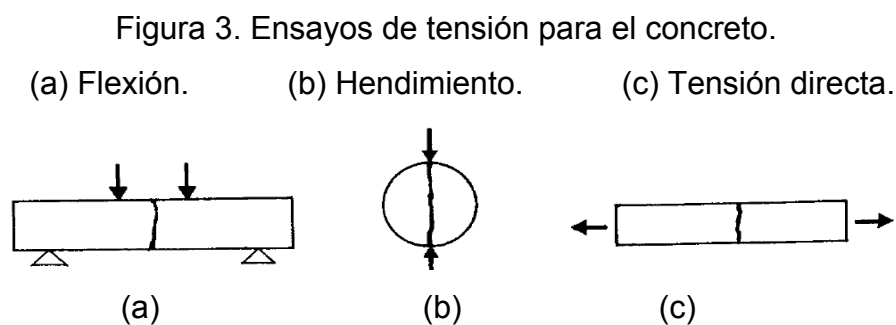
Se puede apreciar que el concreto fabricado con cemento tipo III inicia con una alta tasa de crecimiento en cuanto a su resistencia a la compresión; pero conforme se acerca a los 28 días de edad, ésta comienza a descender paulatinamente, y pasados los 28 días de edad la tasa de crecimiento de su resistencia a la compresión es casi imperceptible; mientras que el concreto fabricado con cemento tipo I, después de los 28 días de edad continua con una tasa de crecimiento de su resistencia a la compresión llegando a sobrepasar la del concreto fabricado con cemento tipo III.

Cuando en el concreto se aplican cargas de compresión de forma sostenida, en este se produce lo que se conoce como flujo plástico; esta propiedad consiste en que ante una carga sostenida, el material continúa deformándose en el tiempo sin el aumento de dicha carga.

1.1.2 Propiedades en tensión.

La resistencia a esfuerzos de tensión del concreto es muy baja y a causa de esto las zonas que se ven afectadas por esfuerzos de tensión son las primeras que presentan fisuras y grietas, las cuales se pueden propagar en toda la estructura, por lo que el conocimiento de la resistencia ante este tipo de esfuerzos es de gran importancia.

Para conocer el valor de la resistencia a la tensión del concreto, se puede obtener a partir de tres tipos de ensayos; teniendo dicho valor variaciones según el tipo de ensayo practicado; los cuales pueden ser por flexión, por hendimiento, y tensión directa; como se puede ver en la figura 3.



Fuente: Pedro, Jiménez y otros, **Hormigón Armado**. Pág. 87.

El ensayo de tensión directa es en el que se presentan las mayores dificultades para su realización, las cuales se dan en el agarre de las mordazas con la probeta, debido a que la mordaza sufre pequeños deslizamientos y con estos se debilita a la probeta en la sección de agarre, llegándose a romper la probeta junto a la mordaza y por lo consiguiente falseando el resultado del ensayo.

El ensayo de flexión es el que se ha utilizado desde hace ya varios años, y este proporciona la resistencia a la flexión en términos del módulo de rotura, el cual se calcula mediante el esfuerzo de tensión producido por flexión, y se realiza sobre una viga de concreto apoyada simplemente sobre dos soportes y tomando la carga que produce la fractura en la viga. El problema que se presenta en este ensayo radica en las suposiciones que se realizan, cuando se asume el comportamiento del concreto como de forma elástico; y dado que el esfuerzo a flexión se encuentra en la superficie exterior, los datos reflejados por este ensayo tienden a ser mayores que la resistencia del concreto a tensión axial uniforme.

El ensayo de hendimiento el cual es conocido también como ensayo de tensión indirecta, debido a que se realiza empleando las probetas y la máquina utilizada en los ensayos a compresión. La forma de realizar el ensayo es introduciendo la probeta en la máquina de compresión, pero en forma horizontal, con el objetivo que se aplique la compresión de manera uniforme a lo todo lo largo de dos líneas generadoras opuestas.

Con este tipo de ensayo se genera un esfuerzo de tensión bastante uniforme en dirección perpendicular al plano en el que se aplica la carga. En este tipo de ensayos se espera que la probeta se parta por la mitad a lo largo del plano antes mencionado. Este tipo de ensayo proporciona datos de una resistencia a la tensión que no son idénticos a la resistencia que se presenta en la tensión axial real, sin embargo se considera que poseen una muy buena aproximación a estos.

De los tipos de ensayos para la determinación de la resistencia a la tensión del concreto, mencionados anteriormente, ninguno de ellos parece tener una clara relación con la resistencia a la compresión del concreto; pero se pueden tomar rangos relacionados con la raíz cuadrada de la resistencia a la compresión, para así poder obtener la resistencia a la tensión de alguno de los ensayos anteriores; como se puede apreciar en la tabla I.

Tabla I. Rangos aproximados de resistencia a la tensión del concreto.

Ensayo	Concreto de Densidad Normal (psi)
Resistencia a la tensión directa	3 a $5 \sqrt{f'_c}$
Resistencia a la tensión indirecta	6 a $8 \sqrt{f'_c}$
Módulo de rotura	8 a $12 \sqrt{f'_c}$

Adoptado de: Arthur, Nilson, **Diseño de estructuras de concreto**. Pág. 44.

1.2 Causas de la fisuración en estructuras de concreto.

Las fisuras en estructuras de concreto se pueden deber a diferentes causas y dependiendo de ellas, así también es la forma y daños que representan las fisuras. Una fisura puede llegar a ser simplemente superficial, es decir que no representa un daño estructural; pero también puede ser indicativo de una falla estructural o una reducción en la vida útil de la edificación.

1.2.1 Fisuración de concreto en estado plástico.

El estado plástico del concreto es una fase crítica para este, debido que en esta es un material heterogéneo, dado que consta de una fase sólida (agregado grueso, agregado fino y cemento), una fase líquida (agua) y una fase gaseosa (aire retenido). Es en este estado donde inicia el fraguado y curado del concreto, por lo que a partir de este momento se puede variar la resistencia y comenzar a presentar fallas en la estructura.

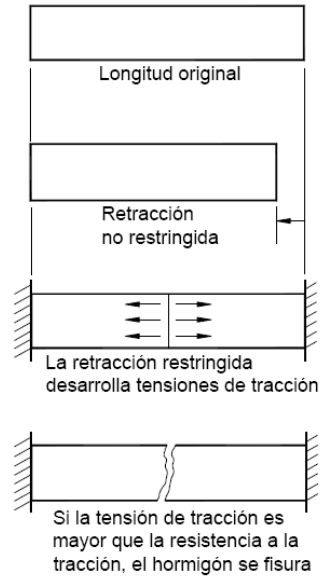
1.2.1.1 Fisuración por retracción plástica.

La retracción plástica no es más que la disminución del volumen provocada por la pérdida de agua. Las fisuras por retracción plástica se presenta cuando se produce una evaporación rápida del agua en la superficie del concreto cuando el cemento no ha terminado de fraguar; este tipo de evaporación se puede dar debido a diferentes factores o a una combinación de los mismos; estos pueden ser: la temperatura del aire, la temperatura del concreto, la humedad relativa del ambiente, y la velocidad del viento en la superficie del concreto. Estos factores se pueden combinar en cualquier tipo de clima tanto el cálido como el frío.

La fisura por retracción plástica se produce cuando la pérdida de agua por evaporación en la superficie del concreto es mayor al agua que se puede remplazar por la exudación, esto produce que el concreto se contraiga en la superficie. Las fisuras por retracción plástica se presentan por lo general en superficies horizontales, por lo que, a mayor superficie de exposición al ambiente y a menor espesor del elemento, se da una mayor probabilidad de que estas se presenten cuando la relación superficies entre espesor es mayor a 3.

Un valor usual que se tiene para la deformación unitaria del concreto, debida a la retracción plástica es de 600×10^{-6} , y dado que la capacidad de deformación unitaria por tensión se encuentra en el orden de 150×10^{-6} o menor; se producirán fisuras si un miembro de concreto se encuentra restringido, como se puede apreciar en la figura 4.

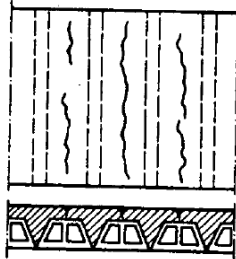
Figura 4. Fisuración del concreto por retracción plástica.



Fuente: **ACI 224R-01**. Pág. 13.

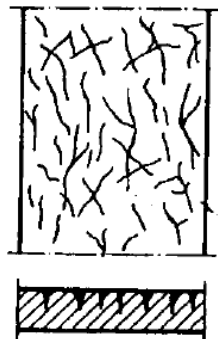
En los elementos cuyo espesor es variable, las fisuras se presentan en las zonas donde se encuentra el menor espesor del elemento, y en las cuales el secado prematuro del concreto, lo afecta de manera mayor, presentando fisuras como las mostradas en la figura 5. Por otra parte, los elementos cuyo espesor es constante y poseen formas regulares, las fisuras por retracción plástica se dan de forma aleatoria en el elemento; pero siguiendo un patrón de ángulos rectos y que las fisuras sean perpendiculares entre sí; eso es debido a las equitracciones que sufre el elemento, como se puede apreciar en la figura 6.

Figura 5. Fisuración por retracción plástica en elemento de espesor variable.



Fuente: Pedro, Jiménez y otros, **Hormigón Armado**. Pág. 444.

Figura 6. Fisuración por retracción plástica en elemento de espesor constante.



Fuente: Pedro, Jiménez y otros, **Hormigón Armado**. Pág. 444.

Otros aspectos que influyen en las fisuras por retracción plástica son: el uso de grandes cantidades de cemento para la preparación del concreto, las relaciones agua/cemento muy elevadas, el cemento molido muy finamente, las mezclas que poseen mucho agregado fino, el contenido de arcillas que produzcan impurezas en los agregados, la presencia de cargas durante el proceso de curado y fraguado del concreto.

Las principales características de este tipo de fisuras son:

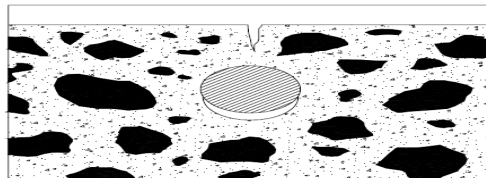
- Aparecen entre las primeras horas (1-10), casi siempre en grupo.
- La profundidad por lo general se encuentra en el rango de los 20 a 40 mm, llegando en ocasiones a tener una profundidad de 100 mm e incluso atraviesan todo el elemento cuando este es muy delgado.
- Se presentan sobre todo en clima seco con temperaturas mayores a los 27 °C, aunque se han presentado en clima frío y húmedo con temperaturas menores a los 16 °C.

1.2.1.2 Otras fisuras del concreto en estado plástico.

Además de la retracción el concreto presenta otros problemas que pueden causar una fisuración cuando se encuentra en su estado plástico, este fenómeno se puede dar por diferentes causas como lo son: la precipitación de los agregados, movimiento de las armaduras, sedimentación de encofrados, por deslizamiento del concreto en pendientes.

Después de puesto el concreto inicialmente y de ser vibrado dentro del encofrado, el concreto continua consolidándose y es aquí cuando por causa de las armaduras se ocasionan muchas veces restricciones a la precipitación de los agregados, generando con ello posteriores fisuras. Cuando se presentan este tipo de fisuras su configuración en planta se da siguiendo las líneas de las armaduras. El problema surge cuando se da la colada de concreto y este debe pasar a través de las armaduras de refuerzo, quedando muchas veces pequeños vacios debajo de las barras los cuales posteriormente pueden ser los causantes de fisuras como se ve en la figura 7. Este tipo de fisuración aumenta su probabilidad de ocurrencia así como su tamaño ha medida que aumenta los tamaños de las armaduras. Siendo afectados de mayor manera elementos los cuales sus armaduras principales se encuentran horizontalmente.

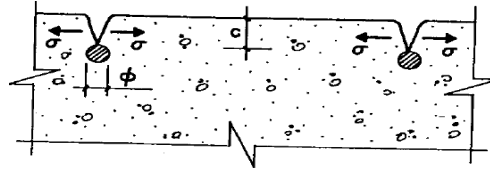
Figura 7. Fisuras debidas a vacios debajo de las armaduras.



Fuente: **ACI 224.1R-93**. Pág. 3.

Se da también el caso en el cual el concreto logra cubrir de una forma adecuada las barras de refuerzo superior, pero estas al tener una rigidez mayor que la del concreto en su estado plástico, estas no permiten que el concreto fresco asiente, lo cual produce esfuerzos de tracción que afectan al recubrimiento superior de las barras. Estas fisuras dependen principalmente de tres factores los cuales son, el diámetro de la barra de refuerzo, el recubrimiento de las barras de refuerzo y la consistencia del concreto durante la colada. Este tipo de fisuras se representan en la figura 8.

Figura 8. Fisuras debidas a tensiones sobre de las armaduras superiores.



Fuente: Pedro, Jiménez y otros, **Hormigón Armado**. Pág. 446.

1.2.2 Fisuración de concreto endurecido.

Es en el estado endurecido en donde el concreto presenta finalmente todas sus propiedades mecánicas, por lo tanto es en este estado en el cual se manifiesta la mayor cantidad de patologías, mismas que se pueden evidenciar con la presencia de fisuras, siendo estas últimas un indicador del tipo de patología que afecta al concreto.

1.2.2.1 Fisuración de retracción por secado.

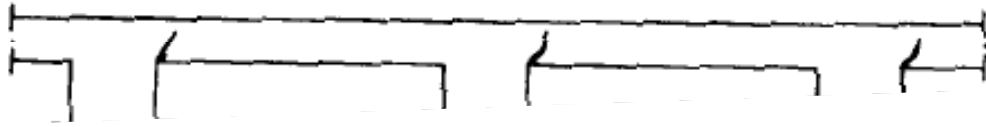
El fenómeno de la retracción no es una fuerza que se aplique sobre el concreto, es más bien una deformación impuesta sobre el concreto, ocasionando así fuerzas de tracción que son las que ocasionan las fisuras; este fenómeno se incrementa cuando el concreto se ve restringido al movimiento; como puede ser observado en la figura 4.

Cuanto más rígida sea la estructura mayor es la probabilidad que se de este tipo de fenómeno, pero para que se pueda apreciar la magnitud de la retracción por medio de fisuras, generalmente deben pasar días e incluso hasta meses; esta peculiaridad es la que lo diferencia de la retracción por secado. En cuanto a las fisuras por retracción por secado, estas se presentan cuando el concreto se encuentra endurecido y se manifiestan con trazo limpio y agudo.

La retracción por secado de la pasta de cemento puede llegar a tener cambios volumétricos de retracción de hasta en un 1%, pero los agregados poseen la capacidad de disminuir dichos cambios hasta en un 0.06%. Dos de los principales factores que ayudan a los agregados a la reducción de la retracción son: primero, la cantidad de agregados en la mezcla del concreto, la cual guarda una relación inversa entre esta y la retracción por secado (a mayor cantidad de agregado, menor retracción por secado); segundo, la rigidez del agregado y la reducción en el cambio de volumen debido a la retracción por secado, que guardan una relación directamente proporcional.

En las vigas la fisuración por retracción se presenta con mayor frecuencia si estas son largas y si están muy restringidas en sus extremos. En este tipo de situaciones es común una fisura aislada en mitad de la luz, la cual aparece también ayudada por los esfuerzos de flexión que se presentan debido a las cargas, así como las fisuras que se dan en las proximidades de los apoyos como se ve en la figura 9, en la cual se presenta una gran diferencia entre la rigidez de las vigas y la rigidez de los apoyos.

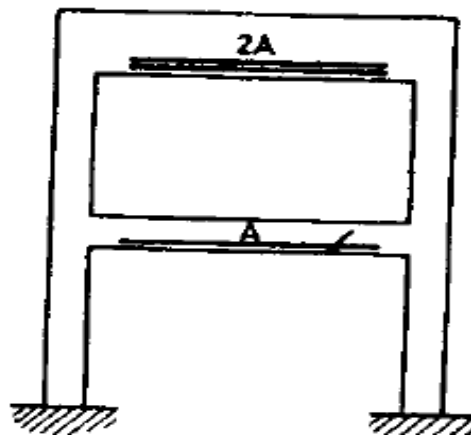
Figura 9. Fisuras debidas a retracción en vigas.



Fuente: Pedro, Jiménez y otros, **Hormigón Armado**. Pág. 80.

En la retracción se pueden presentar diferentes comportamientos en un mismo marco, esto ocurre cuando se tienen zonas con mayor rigidez que otras; como se observa en la figura 10; en la cual la parte superior del marco posee una mayor rigidez y mayor cuantía de acero de refuerzo, que la inferior; lo cual ocasiona que en el superior se presente una menor retracción que en la inferior, y debido a ello esta última se fisura con mayor facilidad.

Figura 10. Fisuras de retracción en un marco.



Fuente: Pedro, Jiménez y otros, **Hormigón Armado**. Pág. 448.

Las principales características de este tipo de fisuras son:

- Aparecen tardíamente.
- Cuando existen varios elementos idénticos, se presentan principalmente en los elementos que fueran fundidos en tiempo seco y caluroso o con mayor exposición a los rayos solares.
- En elementos con altas cuantías de acero, se presentan de una forma muy fina y cercana unas con otras.
- En elementos con bajas cuantías de acero, se presentan con una anchura significativa y bastante separadas entre si.
- Las separaciones son constantes.
- Las fisuras presentan patrones rectilíneos.
- No se presentan ramificaciones de las fisuras.
- La anchura es constante en todo su trazado.
- La anchura final se estabiliza de forma rápida.

1.2.2.2 Fisuración de origen térmico.

Este tipo de fisuras se originan por las dilataciones y contracciones que sufre el concreto, debido a cambios de temperatura que se puedan presentar en el. Estos cambios de temperatura dentro de las estructuras de concreto se pueden presentar por diversas causas, como en el caso que ciertas partes de la estructura que pierden calor de hidratación a diferentes velocidades; por condiciones climatológicas que pueden llegar a calentar o enfriar una sola parte de la estructura; o bien que se produzca este cambio a diferentes velocidades en diferentes secciones de la estructura.

Los cambios de temperatura que afectan al concreto generan a su vez cambios volumétricos en el concreto y estos últimos provocan las tensiones de tracción en el concreto, las cuales hacen que el concreto sufra deformaciones; si estas últimas llegan a superar la capacidad de deformación del concreto a tracción, entonces se producen finalmente las fisuras.

Los cambios de temperatura debidos a las distintas tasas de disipación del calor de hidratación, afectan principalmente a las estructuras que son diseñadas para trabajar a base de concreto masivo; por otra parte los diferenciales de temperatura que son ocasionados por efectos climatológicos, afectan a cualquier tipo de estructura de concreto.

En el concreto masivo las fisuras de origen térmico, se producen cuando se tiene una temperatura mayor en la superficie que en el interior de la masa de concreto; este fenómeno se puede dar cuando el núcleo o la parte central del concreto alcanza temperaturas mayores que la superficie exterior de la masa; por el calor que se libera durante el proceso de hidratación del cemento o por una diferencia de velocidad en la pérdida del calor respecto de la superficie exterior con relación a su núcleo.

El concreto al estar en su estado endurecido puede llegar a tener un coeficiente de expansión térmica, el cual puede oscilar entre 7 a $11 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}$, siendo su valor más común $10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}$. En general se puede esperar la aparición de fisuras de origen térmico cuando la temperatura del ambiente y la del interior del concreto difieren en más de $20 \text{ } ^\circ\text{C}$. Cuando ocurre una caída de temperatura, se producen fisuras en los elementos expuestos; mientras que un aumento de la temperatura, provoca fisuras en los elementos protegidos.

1.2.2.3 Fisuración por corrosión de las armaduras.

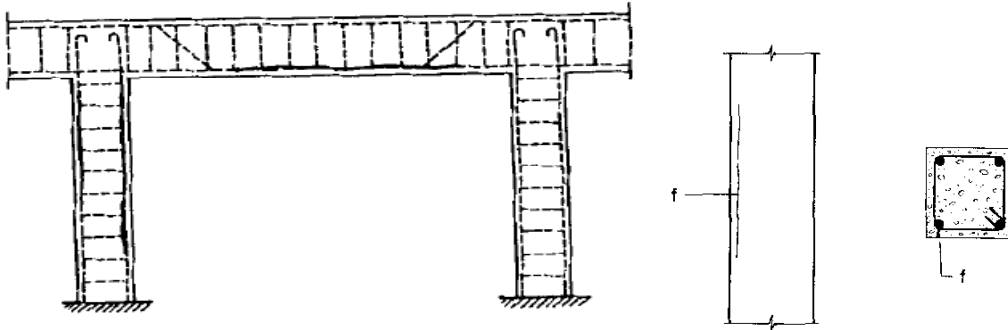
La corrosión de las armaduras, como de cualquier metal no es más que el resultado de un proceso electroquímico, el cual necesita de un agente oxidante, de condiciones de humedad adecuadas y de un flujo de electrones a través del metal; con esto se genera una serie de reacciones químicas en la superficie del metal y cerca de la misma.

En el acero de las armaduras no es muy frecuente que se produzca una corrosión ya que generalmente se encuentran en un ambiente altamente alcalino, lo cual ayuda a generar una capa protectora de óxido, la cual se conoce comúnmente como protección pasiva. La mejor forma para evitar que se inicie la corrosión en las armaduras es impedir que se generen las reacciones químicas, esto se logra evitando el contacto de las armaduras con el aire y la humedad, otra forma no muy común es brindándole a las barras un exceso de electrones en los ánodos para impedir la formación de los iones metálicos, esto se conoce como protección catódica.

Cuando se posee un concreto poroso, su cal va siendo carbonatada con mayor facilidad por el dióxido de carbono que se encuentra en el ambiente, lo cual influye en el potencial hidrógeno de este, que por lo general, tiene un valor que oscila entre 12 a 13, el cual llega a descender hasta un valor de 8 con lo que el acero sea más propenso a la corrosión.

El acero, tras corroerse produce óxidos e hidróxidos de hierro, los cuales llegan a tener un volumen casi siete veces mayor que el del metal que los originó, este cambio de volumen provoca tensiones radiales de estallido alrededor de las armaduras con lo que se producen fisuras radiales alrededor de las armaduras, cuando estas fisuras radiales se comienzan a propagar por la armadura producen fisuras longitudinales. Estas fisuras pueden provocar el descascaramiento del concreto y/o la aparición de manchas de óxido siguiendo el trazado de la armadura; como se muestra en la figura 11.

Figura 11. Fisuras por corrosión de las armaduras.



Adoptado de: Pedro, Jiménez y otros, **Hormigón Armado**. Pág. 449.

1.2.2.4 Fisuración por prácticas constructivas inadecuadas.

En la construcción de estructuras de concreto sin adecuada supervisión, se desatienden las proporciones recomendadas por el diseño de la mezcla; por lo general se recurre a agregar una mayor cantidad de agua al concreto, con la finalidad de hacer la mezcla más trabajable; ocasionándole reducción a su resistencia, y provocando aumento en el asentamiento de los agregados, incrementando con ello la retracción por secado. Cuando se intenta contrarrestar este error, agregando más cemento a la mezcla, presumiblemente para aumentarle resistencia, el excedente de agua provocará un aumento en la diferencia de temperatura entre el interior y exterior de la estructura, con lo cual crecen las probabilidades de fisuración por origen térmico. Si se mantiene la relación de agua de la mezcla original, pero se agrega más cemento, con ello se provoca aumento en la retracción debido al incremento de volumen relativo de la pasta.

Una práctica constructiva muy importante es la del curado del concreto y en la cual muchas veces se comete el error, de terminar este antes del tiempo adecuado, con lo cual se genera una mayor contracción en el concreto, debido a que en este momento se encuentra en una edad temprana y baja resistencia. La falta de hidratación impide al concreto alcanzar toda su resistencia y reduce la durabilidad de la estructura.

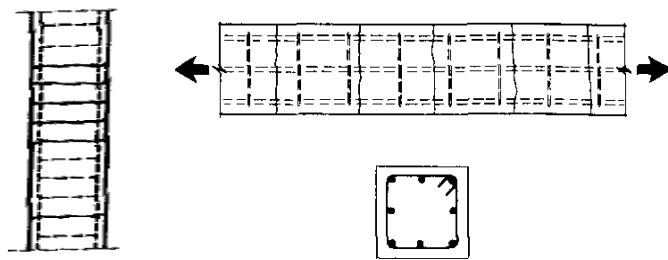
Dentro de los errores constructivos comunes se puede mencionar, la inadecuada colocación de apoyos en las formaletas y un mal vibrado del concreto; que tiene como consecuencia directa, que lleguen a producirse asentamientos causantes de fisuras en el concreto, debido a que esto ocurre en el momento en el cual aún no ha alcanzado una resistencia que le permita soportar su propio peso.

1.2.2.5 Fisuración por cargas externas.

Cuando el concreto se encuentra endurecido y en un estado de servicio, este debe de ser capaz de soportar distintas cargas, principalmente las de tracción, compresión, flexión, corte y torsión y cada una de estas produce un tipo de fisura distinto.

En el caso de tracción axial, cabe decir, que es inusual diseñar estructuras de concreto armado con la finalidad de soportar este tipo de cargas, ya que las tensiones de tracción inducidas por las cargas son las que generan la fisuración en los elementos. Estas cargas originan fisuras que van normales a las barras de refuerzo principal o longitudinal, atravesando toda la sección; apareciendo casi siempre en conjunto y se ubican en el lugar de los estribos; como puede apreciarse en la figura 12.

Figura 12. Fisuras por tracción directa de un pilar.



Adoptado de: Pedro, Jiménez y otros, **Hormigón Armado**. Pág. 450.

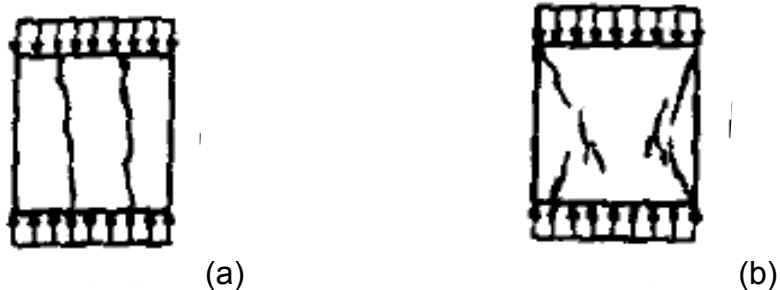
La importancia de predecir el ancho de este tipo de fisuras, radica en que estas son las más anchas que se producen en comparación con las provocadas por los otros tipos de cargas. Con la finalidad de llegar a predecir su ancho, se cuenta con ecuaciones matemáticas, siendo una de las más efectivas, propuesta por el ACI 224R:

$$\omega = 0.10f_s(d_sA_s)^{0.33} \times 10^{-3} \quad (1).$$

El concreto trabaja principalmente a compresión axial; sin embargo este tipo de carga también pueden llegar a originar ciertos tipos de fisuras en este, las cuales dependen de la esbeltez del elemento y los efectos transversales que puedan llegar a evitar una distribución uniforme de la carga. Una forma de ver estos efectos es, el ensayo a compresión axial sobre probetas de concreto; las cuales actúan como pedestales, eliminando así los efectos de la esbeltez. Cabe destacar que la existencia de rozamiento o la ausencia de este, entre la probeta y los platos de apoyo en la máquina de ensayo, inciden en el tipo de fisuras que se presenten; así en el primero de los casos se ve afectada la deformación transversal y las fisuras se presentarán en forma de un reloj de arena; mientras tanto en el segundo de los casos, las fisuras son paralelas a la dirección del esfuerzo aplicado y presentan formas relativamente rectas. Lo anterior puede verse en la figura 13.

Figura 13. Fisuras por compresión axial en probetas de concreto.

(a) Sin rozamiento. (b) Con rozamiento.

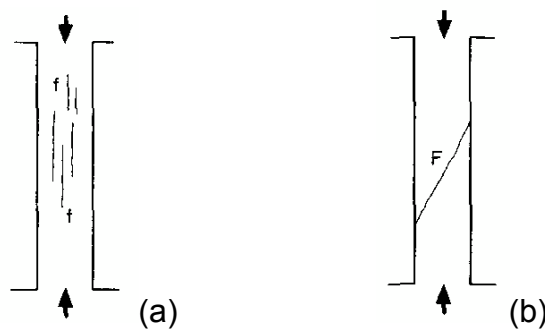


Fuente: Pedro, Jiménez y otros, **Hormigón Armado**. Pág. 451.

En columnas tanto cortas como las esbeltas, cuando las cargas aplicadas, superan la resistencia a compresión del concreto, ocurre la falla por aplastamiento, una de las más peligrosas para estos elementos; la cual puede ser detectada mediante la aparición de fisuras de pre rotura. En este tipo de fisuras pueden diferenciarse dos estados relacionados con la humedad; la cual se encuentra relacionada con el diseño de mezcla de concreto y con la exposición al ambiente en el cual se encuentre el elemento, el primero ocurre cuando el concreto posee estados de humedad entre el rango normal y el alto, en este caso las fisuras se presentan de forma paralela a las barras de refuerzo longitudinal, apareciendo varias simultáneamente y muy finas; en el segundo caso, el estado de humedad que posee el concreto está en el rango bajo, en este las fisuras aparecen de forma inclinada. En ambos casos generalmente no se manifiestan superpuestas a las armaduras, generándose en la fase anterior de la rotura entre un 80% y un 90% de la resistencia a compresión del concreto. Ver figura 14.

Figura 14. Fisuras por compresión axial en columnas de concreto.

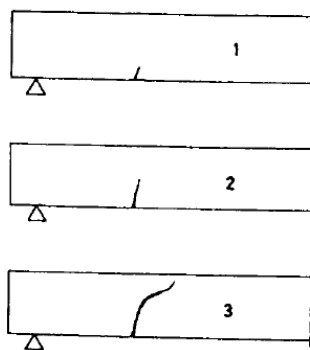
(a) Porcentaje de humedad de normal a alto (b) Porcentaje de humedad bajo.



Fuente: José, Calavera, **Atlas de Patologías**. Pág. A 7.

Las fisuras por acciones de carga más conocidas, debido a su frecuencia de aparición en los elementos estructurales de concreto, son las provocadas por flexión y las causadas por acción cortante. Bajo acciones de carga que producen flexión sobre los elementos de concreto, la fisura inicia en la armadura, que es la parte del elemento que soporta la mayor parte del esfuerzo a tensión, ayudado por la sección de concreto que recubre la armadura; cuando el concreto alcanza su máximo esfuerzo a tensión en la zona de recubrimiento, se inicia la fisura, la cual como se observa en la figura 15, esta comienza a incrementarse en dirección vertical hacia el eje neutro y luego de sobrepasarlo inicia a tener una curvatura en busca del punto de aplicación de la fuerza. Conforme se va aumenta la carga van apareciendo nuevas fisuras sobre el elemento hasta llegar a un punto en el cual dejan de aparecer nuevas fisuras y simplemente va aumentando el ancho de las mismas. Este tipo de fisuras inician en una etapa muy temprana; por lo que son un indicador anticipado de fallo del elemento.

Figura 15. Fisuras por flexión simple en una viga simplemente apoyada.



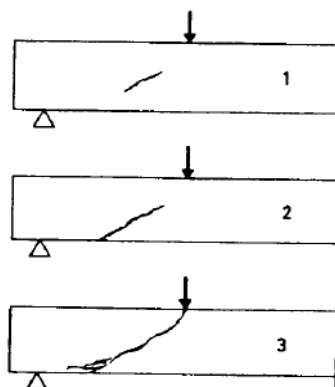
Fuente: Pedro, Jiménez y otros, **Hormigón Armado**. Pág. 452.

Al igual que para las fisuras de tracción, se tienen ecuaciones para la predicción del ancho de las fisuras, considerándose hasta la fecha la más efectiva la desarrollada por Gergely y Lutz en 1968, y adoptada en una forma simplificada por el ACI 224-1.R:

$$\omega = 0.076\beta_{\omega}f_s(d_sA_s)^{0.33} \times 10^{-3} \quad (2).$$

Las fisuras que se producen por la acción cortante de las cargas, llegan a presentarse incluso desde el alma de los elementos de concreto, avanzando posteriormente hasta la armadura y llegando finalmente a la cara exterior, partiendo los elementos en dos, como se aprecia en la figura 16. Estas fisuras aparecen por lo general cerca de los apoyos cuando estos son empotrados y siguiendo una diagonal de aproximadamente 45 grados; estas suelen aparecer de forma muy rápida, poco antes de la falla, dependiendo de la armadura transversal con la que cuentan los elementos.

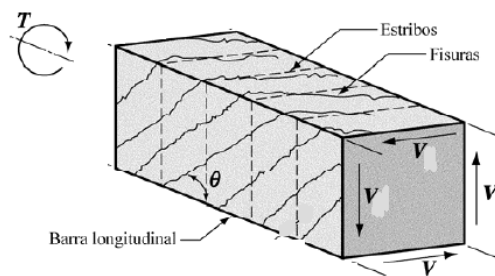
Figura 16. Fisuras por corte en una viga simplemente apoyada.



Fuente: Pedro, Jiménez y otros, **Hormigón Armado**. Pág. 452.

Las fisuras por torsión en vigas, ocurren cuando estas poseen luces descompensadas; o en el caso de vigas de borde, en las cuales no se contempló el refuerzo a torsión, y la armadura transversal resulta insuficiente para resistirla. Estas fisuras aparecerán en el recubrimiento en un ángulo de 45 grados, que se buscan en direcciones opuestas en toda la cara de la viga, dejando únicamente al núcleo resistiendo los esfuerzos de torsión; lo que puede ser apreciado en la figura 17.

Figura 17. Fisuras por esfuerzos de torsión en una viga.

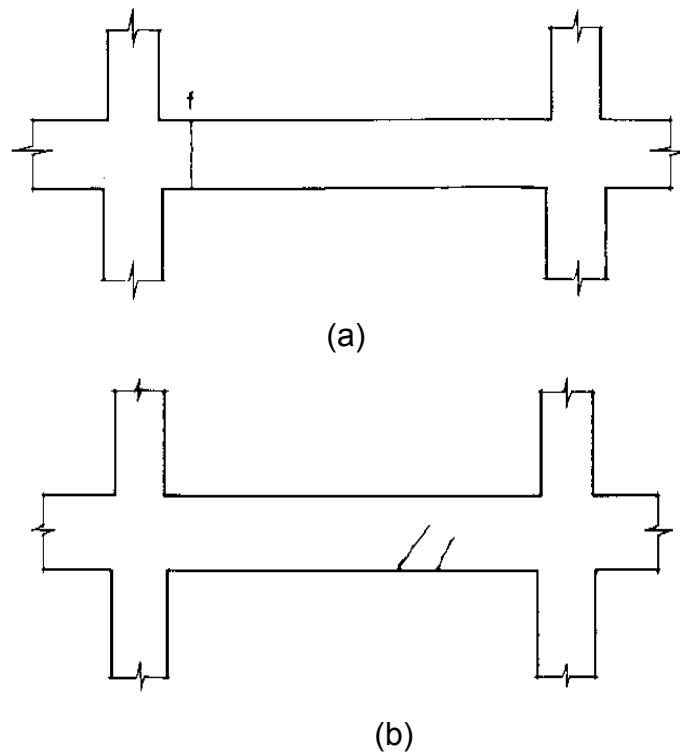


Adoptado de: **ACI 318SR-05**. Pág. 175.

Las acciones ocasionadas por los sismos sobre las estructuras son de singular importancia para territorios como el de Guatemala, en los cuales se tiene una alta actividad sísmica; la que ocasiona fisuras sobre los distintos elementos de las estructuras, debidas a una serie de combinaciones de esfuerzos laterales.

Los efectos del sismo sobre las vigas originan principalmente dos tipos de fisuras; el caso (a) cuando se producen inversiones de momentos en las vigas, originando un tipo de fisura vertical que por lo general abarca la sección completa de la viga y se encuentra próxima al nudo; suceso fue apreciado durante los ensayos de laboratorio del presente trabajo (Ver apéndice fotográfico), este fenómeno es conocido como una articulación plástica. El caso (b) es el de fisuras inclinadas ocasionadas por el aumento de esfuerzos cortantes en las vigas. Los casos anteriores se representan en la figura 18.

Figura 18. Fisuras por efectos de sismo en una viga. (a) Fisura por inversión de momentos. (b) Fisura por aumento de fuerzas cortantes.

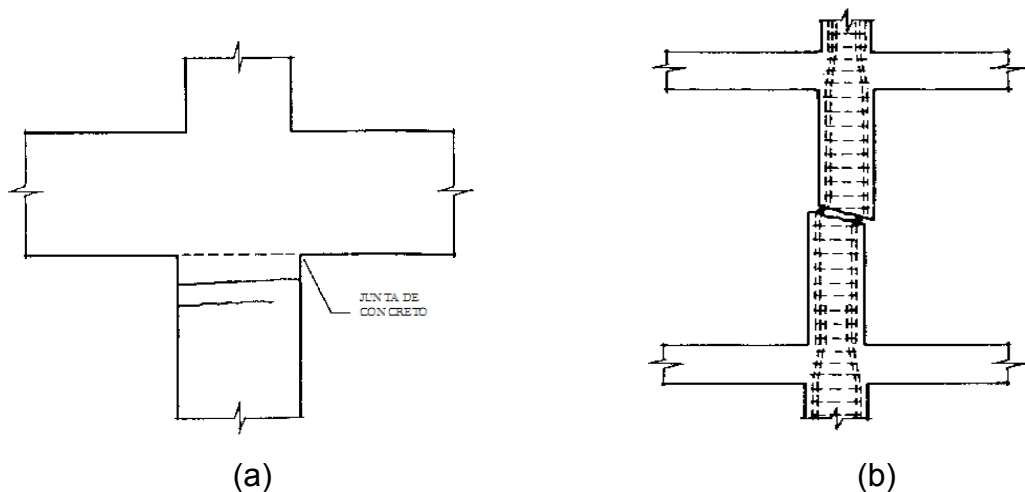


Fuente: José, Calavera, **Atlas de Patologías**. Pág. A 30.

Cuando se trata de columnas sometidas a sismo, pueden distinguirse principalmente dos tipos de fisuras, las cuales son de gran importancia tomando en consideración que en los diseños se espera que lo último que llegue a fallar en una estructura sean las columnas. Ambos tipos de fisuras son ocasionados por efectos de corte inducidos por el sismo; para el caso (a), se presentan las fisuras de forma transversal y cercanas a la cabeza de la columna, las que obedecen a defectos locales del elemento, entre los que destacan, la baja resistencia del concreto, la distribución inadecuada de los estribos o bien que los esfuerzos ocasionados por la acción sísmica superen las capacidades de resistencia de las secciones de las columnas. En el caso (b) las fisuras se aprecian aproximadamente en la mitad de la columna, zona en la cual se espera el máximo esfuerzo cortante sobre esta, ya que el momento en este punto es cero; dichas fisuras pueden llegar a causar una rotura de la columna incluyendo su refuerzo longitudinal. Los dos casos se representan en la figura 19.

Figura 19. Fisuras por efectos de sismo en una columna.

(a) Fisura en cabeza de columna. (b) Fisura en centro de columnas.

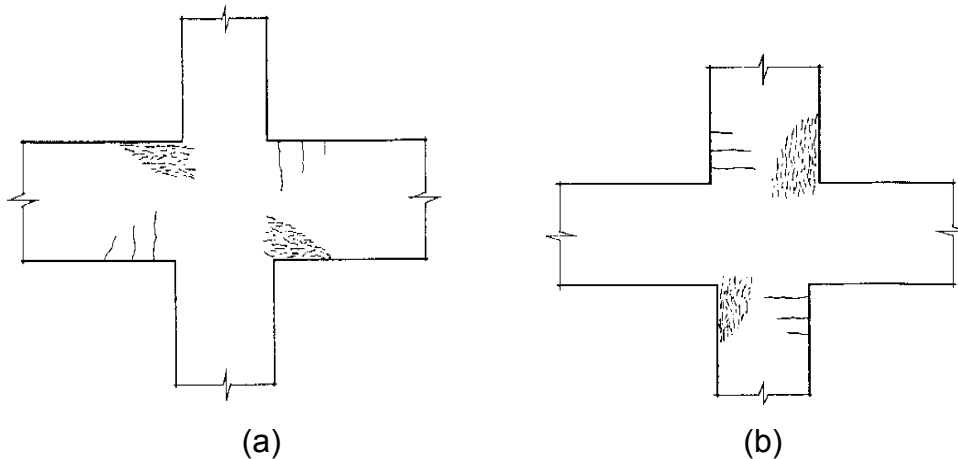


Fuente: José, Calavera, **Atlas de Patologías**. Pág. A 30.

Una de las zonas que se ve mayormente afectada por los efectos de los sismos, son las cercanas a los nudos, presentando fisuras tanto en el área de vigas como en el área de columnas; como puede apreciarse en la figura 20. En el caso (a), las fisuras se presentan en la viga, en zonas próximas a los nudos; este tipo de fisuras es debido a la flexión, las que se evidencian en las caras opuestas a los nudos y que generalmente son varias y alineadas de manera paralela al nudo; también se presentará el descascaramiento en los lados opuestos del nudo. En el caso (b), ocurrirá el mismo tipo de fisuras por flexión del caso (a), con la diferencia que estas se localizarán en las zonas cercanas al nudo pertenecientes a las columnas. En ambos casos este tipo de fisuras se debe a que los esfuerzos inducidos por el sismo superan a los esfuerzos admisibles de la estructura.

Figura 20. Fisuras por efectos de sismo en zonas cercanas al nudo.

(a) Fisura en vigas. (b) Fisura en columnas.

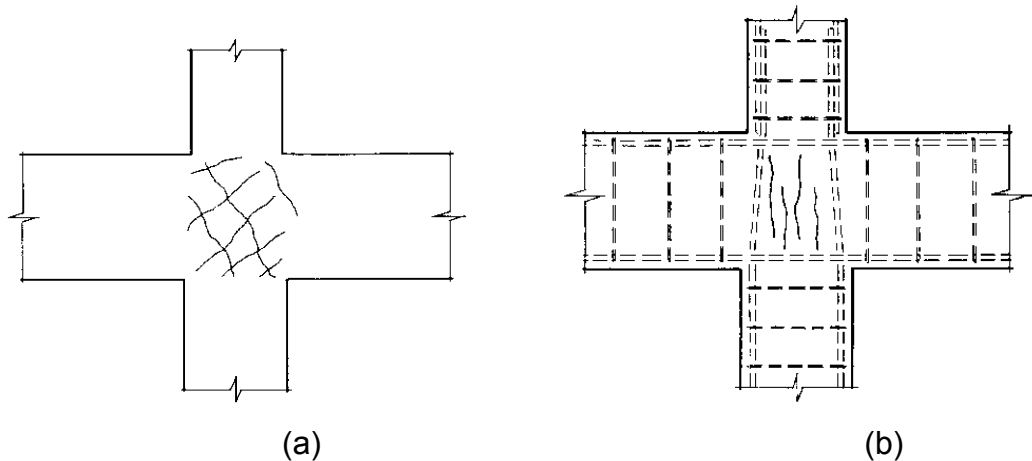


Fuente: José, Calavera, **Atlas de Patologías**. Pág. A 30.

El área más delicada en toda estructura es el nudo, es aquí en donde se transmiten los esfuerzos de las vigas hacia las columnas y es la parte de la estructura que debe de mantener la verticalidad entre vigas y columnas; es por esta razón que en el nudo se concentran muchos esfuerzos, y cuando se presentan las acciones sísmicas, ocurre una inversión de momentos dentro del mismo. Durante los sismos el nudo puede llegar a presentar fisuras, siendo los casos más comunes: (a) cuando se generan fisuras diagonales que son producidas por una gran concentración de esfuerzos cortantes sobre este; y (b) las fisuras se generan en un patrón vertical el cual va de forma paralela a las columnas, este tipo de fisura ocurre como consecuencia de una gran concentración de esfuerzos compresivos en el nudo. Ambos casos se ejemplifican en la figura 21.

Figura 21. Fisuras por efectos de sismo en el nudo.

(a) Fisura por esfuerzos cortantes. (b) Fisura en por esfuerzos de compresión.



(b) Fuente: José, Calavera, **Atlas de Patologías**. Pág. A 30.

La importancia de los nudos en las estructuras, obliga al diseñador a la búsqueda de métodos para evitar que este elemento llegue a fallar; teniendo como medios de apoyo, los distintos códigos de diseño estructural para concreto reforzado; destacando el del Instituto Americano del Concreto (ACI 318), el Código Internacional para la Edificación (IBC) y las Normas Técnicas Complementarias para el Distrito Federal (NTCDF). Estos documentos, especifican que para los nudos, debe existir un mínimo de refuerzo transversal, el cual se logra mediante cierta cantidad de estribos con los que deben de contar los nudos de estructuras que se encuentren dentro de zonas con actividad sísmica; con este tipo de requerimiento se podrán mitigar o evitar las fisuras que se generan en los nudos a causa de las acciones sísmicas.

1.3 Control de la fisuración en estructuras de concreto.

Cuando se habla de un control de la fisuración, se hace referencia a reducir la tendencia del concreto a fisurarse; sin embargo esto se traduce en la búsqueda de minimizar las principales causas que provocan la aparición de fisuras en los distintos elementos de concreto.

1.3.1 Control de la fisuración debido a la retracción por secado.

La retracción por secado se trata en el inciso 1.2.2.1; describiendo las principales causas de las mismas; para evitar que este tipo de fenómeno ocurra es recomendable la utilización de una cantidad menor de agua en la preparación de las mezclas de concreto, el uso de agregado de mayor tamaño posible, ubicar adecuadamente las armaduras, el empleo de cuantías adecuadas, y la implementación adecuada de juntas de dilatación. Para mayor detalle acerca del control de la fisuración por secado, se pueden consultar códigos como: el Código Modelo CEB-FIP (1990), ACI 224 R-01, ACI 224.3 R, ACI 302.1 R, ACI 318, ACI 350 R, y ACI 504 R.

1.3.2 Control de la fisuración en elementos sometidos a flexión.

La fisuración por las acciones de carga fue descrita en la sección 1.2.2.5; siendo las más comunes de ellas la flexión y la tracción, y cabe resaltar que sobre estas se han realizado una amplia cantidad de estudios. La aparición de este tipo de fisuras es casi inevitable, y su control simplemente asegura que estas no aparezcan o que lo hagan de una forma controlada ante las cargas de diseño, debido a que una vez superadas estas, es inevitable su aparición. Para mayor detalle acerca del control de la fisuración por secado se pueden consultar códigos como los sugeridos a continuación: CEB-FIP 1990, ACI 222R, ACI 224, ACI 224.2R, ACI 250R, ACI 313, ACI 318, el Euro código 2.

1.3.3 Control de la fisuración mediante correctas prácticas constructivas.

Las prácticas constructivas abarcan desde la fase de diseño, la selección de los materiales de construcción, y el proceso constructivo; razón por la cual es quizá la mejor forma de tener un control sobre las fisuras. El ejemplo más claro ocurre cuando se modifica la cantidad de agua en la mezcla de concreto, para facilitar su manejo, con lo cual se ocasiona reducción en su resistencia y posterior apareamiento de fisuras. Para mayor detalle acerca del control de la fisuración por medio de prácticas constructivas correctas, se pueden consultar códigos como los sugeridos a continuación: ACI 207, ACI 223, ACI 224.3 R, ACI 302.1 R, ACI 302.1 R, ACI 305 R, ACI 306 R, ACI 308, ACI 309 R, ACI 347 R.

1.4 Evaluación de la fisuración en estructuras de concreto.

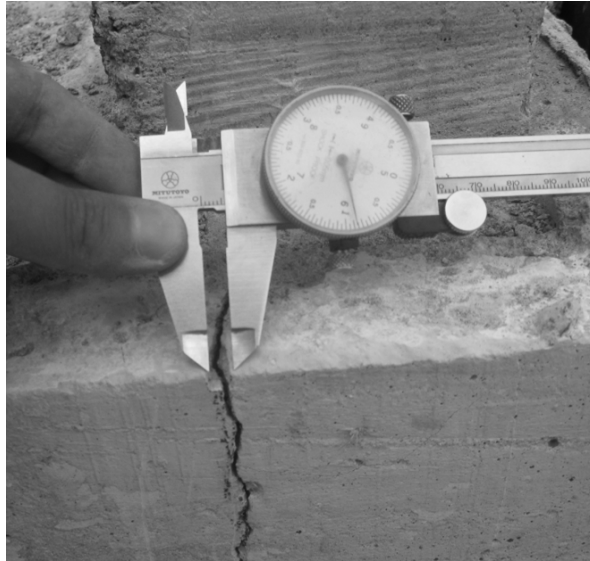
Previo a una reparación de cualquier tipo de fisuras en estructuras de concreto, es indispensable tener un panorama claro acerca de estas y llegar a conocer datos referentes a su ubicación exacta, las dimensiones de las mismas; para que con base a estos, pueda determinarse si estas constituyen un problema de carácter estructural, de funcionalidad o bien se trate de un problema de estética; que repercuta tanto en la situación actual como en el futuro de la estructura.

Lo primordial para poder mitigar cualquier efecto que sea ocasionado por una fisura, es el determinar la causa que generó la misma. Se debe de comparar la información recopilada de la inspección in situ, con los planos tanto de diseño como los de construcción, toda bitácora o registro elaborado durante la construcción de la estructura; así como los mantenimientos que se hallan realizado durante la vida en servicio de la misma, las condiciones climatológicas a las cuales ha sido expuesta, las cargas a las cuales ha sido sometida anteriormente y las cargas que se espera que resista en situaciones futuras. Toda la información recopilada debe de tener la mayor veracidad posible y coincidir con las inspecciones realizadas in situ, caso contrario se debe de realizar un análisis estructural detallado para poder determinar algún error de diseño.

1.4.1 Identificación de la ubicación y magnitud de las fisuras.

Una de las formas más comunes y sencillas, es mediante la observación directa de la estructura, ubicando y midiendo fisuras, para posteriormente anotar estos datos en un plano de la edificación, a manera de conocer su localización, el ancho y largo de estas; y dependiendo de las magnitudes, se puede utilizar un calibre (Vernier), o una cinta métrica. En la figura 22, se aprecia la medición de una fisura.

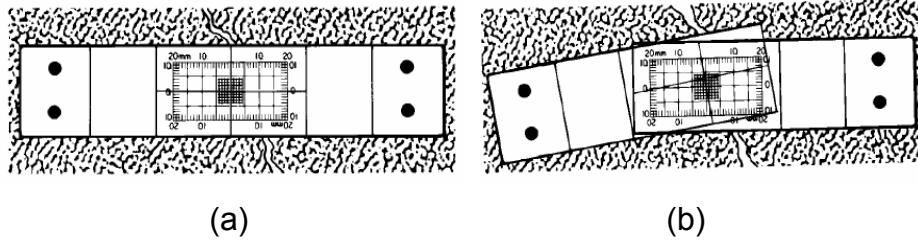
Figura 22. Medición del ancho de una fisura.



Se debe tener en cuenta que cuando se realiza la medición de las fisuras, estas pueden variar en su magnitud en el transcurso del tiempo, especialmente cuando aun no se hayan estabilizado en su totalidad; es por ello que en este caso se deben monitorear, llevando controles que pueden ser realizados de formas sencillas, como marcar con una cruz la fisura e ir viendo si aumenta el ancho; o bien empleando un yeso muy fino, el cual se coloca como cuña dentro de la fisura, observando si con el tiempo este se rompe o bien cae ante la ocurrencia de variaciones. Puede ser utilizado otro método más sofisticado, con aparatos mecánicos, como el empleado en la figura 23.

Figura 23. Monitoreo mecánico de fisuras.

(a) Aparato recién colocado en la fisura. (b) Aparato después de un movimiento de la fisura.



Fuente: **ACI 224R-93**. Pág. 11.

1.5 Métodos de reparación de fisuras.

Para la reparación de las fisuras se deben conocer las causas que las provocaron, así como su ubicación exacta, y si se encuentran activas o no. Con estos datos se puede seleccionar la filosofía a seguir con respecto al tipo de reparación que se deberá realizar para mantener tanto la seguridad estructural como la funcionalidad de la estructura; estas filosofías se pueden generalizar conforme a las necesidades más comunes de la forma siguiente:

- Restaurar y/o mejorar la resistencia del concreto.
- Restablecer la impermeabilidad.
- Restaurar la apariencia de la estructura.

- Restaurar y/o mejorar la rigidez de la estructura.

- Mantenimiento.

Seguidamente se presentan las descripciones, utilidad y limitantes, de algunos procesos de reparación de fisuras, que están contenidos en el ACI 224.1 R 93, siendo estas.

- Inyección de resinas epoxi; estas deberán de satisfacer los requisitos establecidos por ASTM C 881 (Tipo IV). Al realizar este procedimiento se deberá de tener la menor humedad posible y la menor cantidad de agentes contaminantes en las fisuras, adicional a ello el tipo de resina a utilizar debe ser resistente al agua. Se recomienda consultar el código del instituto americano del concreto ACI 224.1R-93 y el ACI 503R.

- Perfilado y sellado de fisuras; recomienda su uso, cuando la fisura no representa un daño estructural a la edificación; consistiendo básicamente en agrandar el tamaño actual de la fisura a lo largo de su cara expuesta, para luego llenarla aplicando un sellador, el cual podrá ser de diferentes materiales como resinas epoxi, siliconas, uretanos, poli sulfuros, materiales asfálticos o morteros de polímeros; evitando la utilización de morteros cementicios, debido a su alto potencial de fisuración.

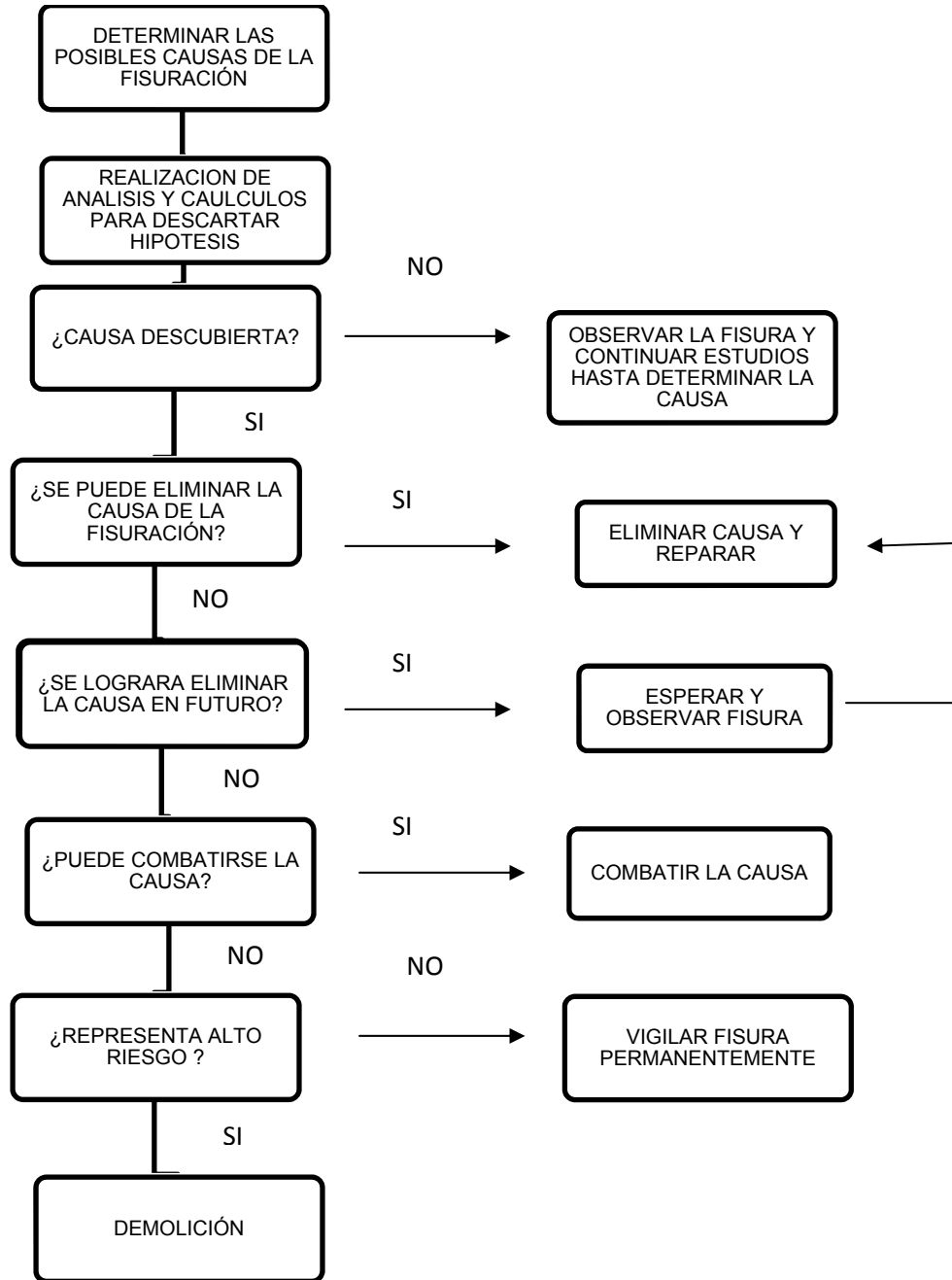
- Costura de las fisuras; mediante la perforación a ambos lados transversales de la fisura, se introducen grapas o barras metálicas en forma de U con patas cortas, las que se aseguran con mortero. El inconveniente principal radica en que se produce incremento excesivo en la rigidez del área fisurada, ocasionando regularmente fisuras en otras partes de la estructura debido a la restricción que se genera; por lo que se recomienda reforzar las secciones adyacentes.
- Instalación de una armadura adicional; esta puede ser mediante la introducción de armadura convencional a través de la fisura a modo que esta quede transversalmente a la fisura, teniendo en cuenta que se deberá de tener una longitud de desarrollo adecuada y respetando las disposiciones del diseñador; o bien mediante una armadura de acero de pretensado que genere una compresión en el área fisurada.
- Llenado por gravedad; el cual se puede utilizar para fisuras que varían entre 0.03 a 2 mm, empleando para el efecto resinas de baja viscosidad, las que tienen la propiedad de llenar fisuras muy finas. La superficie debe estar limpia y con el menor porcentaje de humedad posible, posteriormente se podrá verter la resina a manera que penetre lentamente, moviéndola con un rodillo de goma, hacia adelante y hacia atrás, para que logre penetrar adecuadamente.

- Llenado con mortero; este procedimiento puede ser con un mortero a base de cemento portland o mediante un mortero químico; cuando se utiliza el primero, este puede ser preparado con una mezcla agua-cemento o con agua-cemento-arena, dependiendo de la profundidad y el ancho de la fisura, siempre manteniendo la relación agua-cemento lo menor posible para lograr mayor resistencia y evitar la retracción por secado; al llenar la fisura con el mortero, se deberá mantener presionada el área hasta su secado. En caso que se tenga nivel alto de humedad y no se pueda reducir a un nivel adecuado para la utilización de mortero a base de cemento portland, se recomienda el uso de mortero químico, el cual es una solución de dos o más productos químicos.

1.6 Efectos a largo plazo de la fisuración.

Es importante corregir a tiempo las patologías de las estructuras de concreto, que se presentan por medio de fisuración, en caso contrario puede ocurrir que se presenten mas fisuras, ello debido a que la distribución de los esfuerzos de tracción deja de ser equitativa en esta zona, reduciendo su capacidad de resistir estos esfuerzos; por otra parte, en los usuarios de las edificaciones, se pueden presentar problemas de carácter psicológico asociados al temor de utilizarlas. En el seguimiento de patologías de fisuración, es conveniente el empleo de secuencias, como la sugerida en la figura 24; en donde a través de un diagrama de flujo se simplifica el proceso a seguir.

Figura 24. Diagrama de flujo ante aparición de fisuras.



Adoptado de: Pedro, Jiménez y otros, **Hormigón Armado**. Pág. 457.

2. MÉTODO DE CROSS PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

El método de Cross es también conocido como el método de distribución de momentos. Este método fue desarrollado por Hardy Cross en el año de 1932; este es un método numérico de aproximaciones sucesivas (iteraciones), que facilita considerablemente resolver estructuras hiperestáticas; por lo cual se continúa utilizando en los análisis estructurales que no requieren de gran precisión, basándose en la rigidez de los elementos que conforman la estructura para el transporte y distribución de los momentos.

Las principales facilidades de este método radica en que no es necesaria la resolución de complejas matrices o ecuaciones las cuales requieren de la utilización de equipo de cómputo avanzado; este se basa en repeticiones numéricas que no requieren mayor trabajo de cálculo y se puede realizar en condiciones precarias para verificación rápida de cálculos en obra; por otro lado es de gran ayuda en la etapa de estudio de las estructuras ya que por la facilidad del método este permite comprender de una forma sencilla y rápida el comportamiento de una estructura y la verificación de los conceptos de mecánica estática.

La deficiencia de este método, se encuentra al momento de analizar un marco o estructura afectada por cargas laterales, en la cual se produce desplazamiento, debido a que el método está basado en la suposición de que los nudos no tienen desplazamiento; para lo cual el método compensa mediante el planteamiento de distribuciones adicionales, tantas como los desplazamientos que pueda llegar a sufrir la estructura. Por ejemplo, en el caso de un marco de 3 niveles, se deberán realizar cuatro distribuciones de momentos, es decir efectuar todo el análisis estructural con el método cuatro veces, y para la obtención de los momentos finales se tendrá que resolver un sistema de ecuaciones con un orden igual al número de distribuciones realizadas.

De conformidad con lo anterior se evidencia que este proceso hace del método ineficiente para la evaluación de estructuras que se ven afectadas por cargas laterales, limitando su uso práctico para estructuras que soporten únicamente cargas gravitacionales, de aquí que posteriormente se dieron modificaciones al método, propuestas por Gennaro en la publicación Gennaro, J.J., Computer Methods in Solid Mechanics, The MacMillan Co., 1965, para hacer de su uso ante este tipo de cargas, más rápido y de fácil manejo.

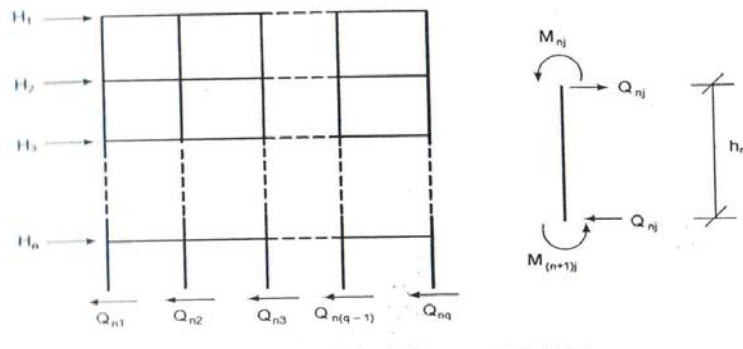
2.1 Descripción del método.

En este capítulo se tratara únicamente el método de Cross modificado, propuesto por Gennaro; para consultas del método tradicional se recomienda ver las bibliografías con los numerales:

A continuación se presenta la deducción del método adoptada de Jairo Uribe, **Análisis de estructuras**, paginas 254-258.

Como se ve en la figura 25, la suma algebraica de las fuerzas laterales que afectan a la estructura es igual a la sumatoria algebraica de las fuerzas laterales que resisten las columnas, requisito que se cumple en cada piso de los “n” pisos que posea la estructura.

Figura 25. Equilibrio de fuerzas en el piso n.



$$Q_n = \sum_{j=1}^q Q_{nj} = \sum_{i=1}^n H_n$$

(3).

Fuente: Jairo, Uribe, **Análisis de estructuras**. Pág. 255.

De la figura 25, se puede apreciar que cuando no existen cargas intermedias afectando a las columnas, las fuerzas cortantes de estas tienen un valor igual al resultado de la división de la sumatoria de los momentos que afectan sus extremos por la altura de las mismas, representándose como:

$$Q_{nj} = \frac{M_{nj} + M_{(n+1)j}}{h_{nj}} \quad (4).$$

De lo visto anteriormente, la resultante de las fuerzas cortantes de todas las columnas, es igual a la sumatoria de la ecuación (3), lo cual se puede representar como:

$$\sum_{j=1}^q Q_{nj} = \sum_{j=1}^q \frac{(M_{nj} + M_{(n+1)j})}{h_{nj}} \quad (5).$$

Cuando las estructuras son simétricas verticalmente, es decir cuando las alturas de columnas en piso es la misma, la ecuación (4) se puede simplificar:

$$\sum_{j=1}^q Q_{nj} = \frac{\sum_{j=1}^q (M_{nj} + M_{(n+1)j})}{h_{nj}} \Rightarrow \sum_{j=1}^q M_{col} = \sum_{j=1}^q (M_{nj} + M_{(n+1)j}) = h_n \sum_{j=1}^q Q_{nj} \quad (6).$$

Si se llega a multiplicar el análisis de la figura 24, donde indica que la fuerza lateral que afecta a un piso, es la misma que la fuerza lateral que resisten las columnas de ese piso multiplicada por la altura de del piso analizado, se tiene como resultante un momento de piso para dicho piso, como se representa a continuación:

$$(M_p)_n = h_n Q_n = h_n \sum_{i=1}^n H_n$$

(7).

Con lo anterior se demuestra que:

$$\sum_{j=1}^q M_{col} = (M_p)_n \Rightarrow \sum_{j=1}^q M_{col} - (M_p)_n = 0$$

(8).

El problema que surge en el método tradicional de Cross, no se cumple la ecuación (8) para estructuras con desplazamiento lateral, por lo que en lugar de cero se debe de incluir un momento de desbalance dando como resultado:

$$(M_p)_n - \left(\sum_{j=1}^q M_{col} \right) = (M_d)_n$$

(9).

Se deberá de repartir este momento de desbalance entre las columnas, para así lograr el equilibrio del piso. Siendo entonces M''_{nj} la cantidad que le corresponde a cada extremo de la columna nj, del momento de desplazamiento se tiene que:

$$(M_d)_n = 2 \sum_{j=1}^q M''_{nj} \quad (10).$$

Del método tradicional de distribución de momentos se sabe que el momento de desplazamiento esta dado por:

$$M''_{ij} \propto \left(\frac{k}{h} \Delta \right) \quad (11).$$

En el caso de estructuras en las que sus columnas poseen el mismo sistema de apoyos en cada piso, así como la misma altura por nivel e ignorando las deformaciones axiales se puede decir que:

$$\frac{M''_{nj}}{2 \sum_{j=1}^q M''_{nj}} = \frac{\left(\frac{K}{h} \Delta \right)_{nj}}{2 \sum_{j=1}^q \left(\frac{K}{h} \Delta \right)_{nj}} = \frac{\left(\frac{\Delta}{h} \right)_{nj} K_{nj}}{2 \left(\frac{\Delta}{h} \right)_{nj} \sum_{j=1}^q K_{nj}} \Rightarrow \frac{M''_{nj}}{2 \sum_{j=1}^q M''_{nj}} = \frac{K_{nj}}{2 \sum_{j=1}^q K_{nj}} \quad (12).$$

Con lo que se puede decir que:

$$M''_{nj} = \frac{K_{nj}}{2 \sum_{j=1}^q K_{nj}} (M_d)_n \quad (13).$$

Tomando un coeficiente de distribución para los momentos de desplazamiento se tiene que:

$$\delta''_{nj} = \frac{K_{nj}}{2 \sum_{j=1}^q K_{nj}} \Rightarrow M''_{nj} = \delta''_{nj} (M_d)_n \quad (14).$$

Con base a estas comprobaciones se puede replantear la ecuación (9) dando como resultado:

$$(M_p)_n - \left(\sum_{j=1}^q M_{col} \right) - (M_d)_n = 0 \Rightarrow$$

$$(M_p)_n - \left(\sum_{j=1}^q M_{col} \right) - 2 \sum_{j=1}^q M''_{nj} = 0 \Rightarrow$$

$$(M_p)_n - \sum_{j=1}^q [(M_{nj} + M''_{(n+1)j}) + 2M''_{nj}] = 0 \Rightarrow$$

$$(M_p)_n - \sum_{j=1}^q [(M_{nj} + M''_{nj}) + (M_{(n+1)j} + M''_{(n+1)j})] = 0$$

Lo que se logra al aplicar estas ecuaciones en el método, es que se va agregando su corrección respectiva por la acción de los desplazamientos de la estructura, esta acción rompe el ciclo de balanceo del método, por lo que es necesario correr una vez más el ciclo para mantener el equilibrio.

Una forma sencilla de ejecutar el método modificado es:

1. Realizar el primer ciclo del método tradicional de distribución de momentos.
2. Calcular los coeficientes de distribución de momentos y los momentos de piso.
3. Calcular el momento de desbalance por desplazamiento y los momentos de desplazamiento para cada uno de los pisos.
4. Añadir tales momentos a los extremos de cada columna.

5. Balancear toda la estructura mediante un nuevo ciclo con el método tradicional.

2.2 Cálculo de rigidez.

La rigidez es la capacidad que tiene una estructura o elemento estructural para oponerse a una deformación cuando se ve afectado por una fuerza, con lo que se entiende que la rigidez, es la relación entre la fuerza aplicada al elemento y la deformación que este sufre. Siendo las principales la rigidez a flexión y la rigidez a corte; y ya que la distribución de momentos que realiza el método de Cross se basa en la rigidez que posee cada uno de los miembros que compone la estructura, esta se expresa por medio de la ecuación:

$$K = \frac{V}{\Delta} \tag{15}$$

La rigidez a flexión está dada por:

$$K = \frac{V}{\frac{VL^3}{12EI}} \tag{16}$$

La rigidez a corte está dada por:

$$K = \frac{V}{\frac{\kappa VL}{AG}} \quad (17)$$

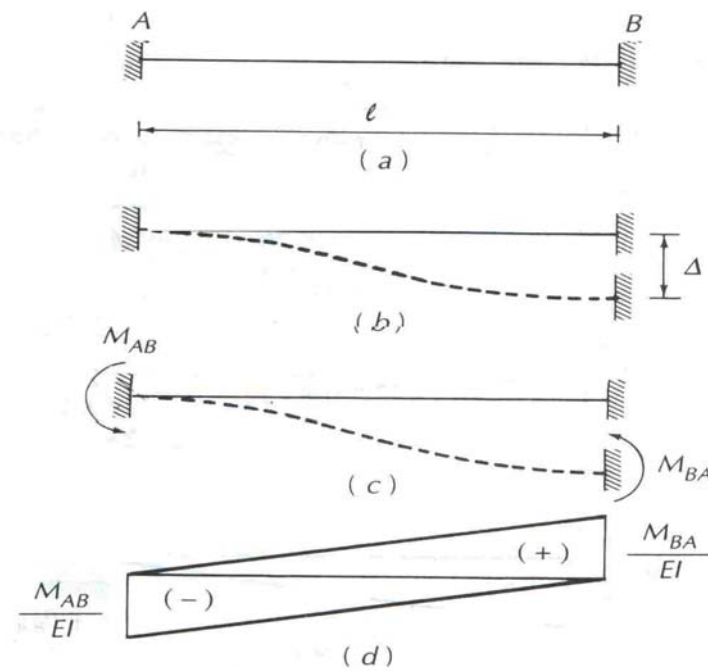
Donde el valor de κ , para secciones rectangulares o cuadradas es 1.2 y el módulo de elasticidad en corte es tomado como:

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} \quad (18)$$

Con un valor usual del módulo de poisson de 0.2 para el concreto.

La demostración de la rigidez a flexión de una viga empotrada en sus extremos que cuenta con una sección y módulo de elasticidad constante en toda su longitud, puede ser apreciada en la figura 26. Este tipo de demostración es válida también para columnas con tan solo rotar la imagen 90 grados en vez de la longitud horizontal se toma la longitud vertical.

Figura 26. Demostración de la rigidez a flexión.



Fuente: Cuevas, González, **Análisis estructural**. Pág. 285.

Ya que la deflexión en B es igual al desplazamiento Δ se tiene que:

$$M_B = \Delta = \frac{M_{AB}}{2EI} \times l \times \frac{2l}{3} - \frac{M_{BA}}{2EI} \times l \times \frac{l}{3} \Rightarrow$$

$$\Delta = \frac{M_{AB} l^2}{6EI}$$

Donde:

$$M_{AB} = V \frac{l}{2}$$

Y teniendo la relación de la ecuación (15) se tiene que la rigidez a flexión es:

$$K = \frac{12EI}{l^3}$$

Siendo la más conocida la rigidez a flexión, y la que comúnmente es utilizada para los análisis estructurales; lo cual es válido para elementos cuya relación entre peralte o altura y su longitud horizontal es muy baja y se puede despreciar el efecto de la rigidez a corte; visto de otro modo, se toma la rigidez más baja, es decir la que permite una mayor deformación en la estructura como se demuestra a continuación:

$$\frac{K_{flexión}}{K_{corte}} = \frac{\frac{V}{VL^3}}{\frac{V}{\frac{1.2VL}{AG}}} = \frac{3b^2}{l^2} \quad (19)$$

Se puede apreciar que mientras mayor sea la longitud del eje principal de trabajo del elemento y menor sea el lado de la base de la sección para la cual se calcula la inercia, será mayor la deformación ocasionada por los efectos de la flexión, es por esto que comúnmente se realiza el análisis estructural considerando únicamente los efectos de la rigidez a flexión cuando la relación b/l es menor o igual a $1/3$.

Dada la consideración anterior generalmente para efectos del análisis estructural se utiliza lo que es conocido como rigidez lineal simplificada, la cual es utilizada cuando se tiene un elemento empotrado en sus dos extremos, como lo observado en la figura 26, y ocurre un desplazamiento unitarios. Dando como resultado:

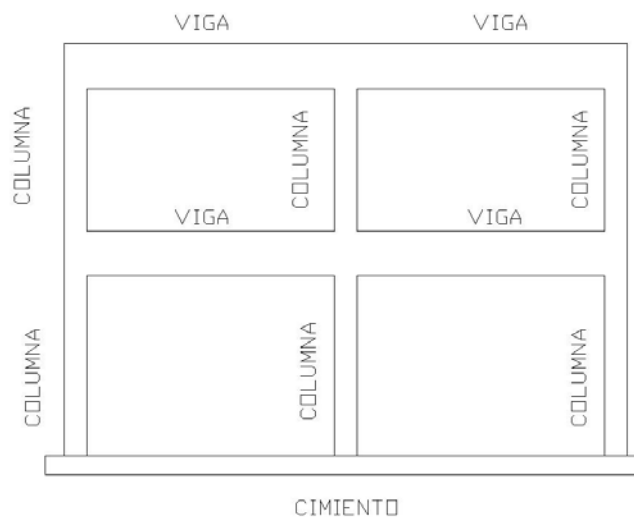
$$K = \frac{EI}{l^2} \tag{20}.$$

3. DIMENSIONAMIENTO.

3.1 Dimensionamiento de marcos.

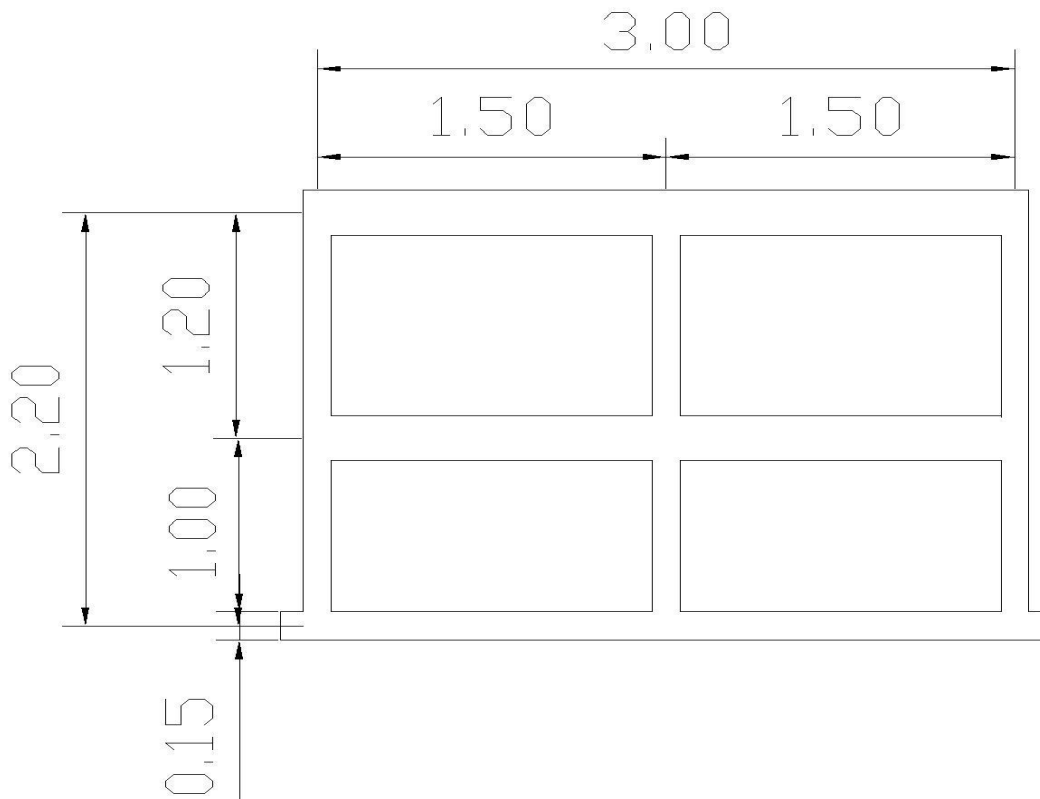
La dimensión de los marcos se realizó con base a las capacidades del equipo de laboratorio con el cual se contaba en el Centro de Investigaciones de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala. Se procedió a la verificación de las medidas máximas tanto de longitud como de altura, para así adaptar los marcos, diseñándolos finalmente con dos vanos horizontales y con dos vanos en el sentido vertical (dos niveles), para los 3 marcos que fueron ensayados; como se ve en la figura 27, en la cual se ubican los miembros estructurales que componen el marco de ensayo.

Figura 27. Esquema general del marco para ensayo.



Dadas las condiciones de las plataformas para ensayo así como de la máquina de ensayo, la altura total del marco fue de 3.55 metros y una longitud de 3.20 metros. En la figura 28, se muestra la longitud a ejes que hay entre vigas y entre columnas, así como el espesor del cimiento, el cual fue una zapata corrida que no incluyo acero de refuerzo, trabajando únicamente mediante concreto masivo; todas mas longitudes se encuentran dadas en metros lineales. La importancia de esta figura, es que el análisis estructural se realiza con las distancias entre ejes.

Figura 28. Perfil acotado del marco para ensayo.



La sección de vigas fue de 12 cm de base por 24 cm de alto, y las columnas con una sección de 12 cm por 12 cm; este dimensionamiento ocasiona una clara diferencia entre la rigidez de las vigas y la rigidez de las columnas. El objetivo de este diseño obedece a la intención de que las vigas actuaran como un diagrama rígido, transmitiendo toda la acción de la carga lateral a las columnas y evitar que estas se deformen, absorbiendo parte de los esfuerzos y disipando energía; permitiendo así la evaluación de la rigidez lateral de los marcos, la cual depende únicamente de las columnas.

3.2 Dimensionamiento de cuantías de acero.

La selección del acero a utilizar se dio en virtud de las dimensiones de vigas y columnas; y dado que estas son pequeñas se requirió del uso de un acero de alta resistencia, el cual fue proporcionado por Mega Productos, este acero permite que mediante el uso de bajas cuantías de acero se logre obtener resistencias equivalentes a las de acero de resistencia normal. El acero utilizado fue de alta resistencia, producido por Mayacero, del cual el fabricante cuenta con las siguientes normas de calidad que aseguran sus propiedades mecánicas:

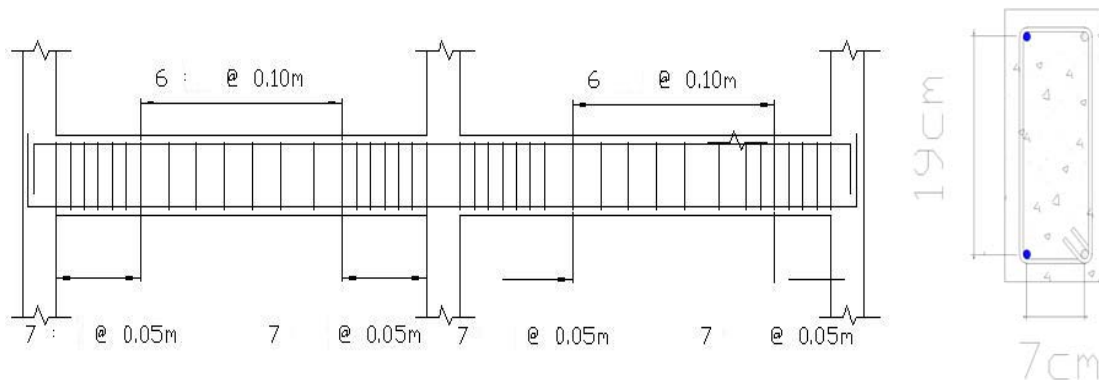
- Norma Guatemalteca Obligatoria (COGUANOR NGO): 36011, 36018, 36020
- American Society of Testing and Material: A82, A496, A569, A570, A615

- Deutsche Industrie Norme: 488 (sección 1 y 4)

Este tipo de acero utilizado contó con una resistencia a la fluencia de 5000 kg/cm² equivalente a 500 MPa; todas las varillas fueron corrugadas, de un diámetro de 0.0062 m, un área de 0.000030191 m² y con una capacidad de carga de 14808.59 N.

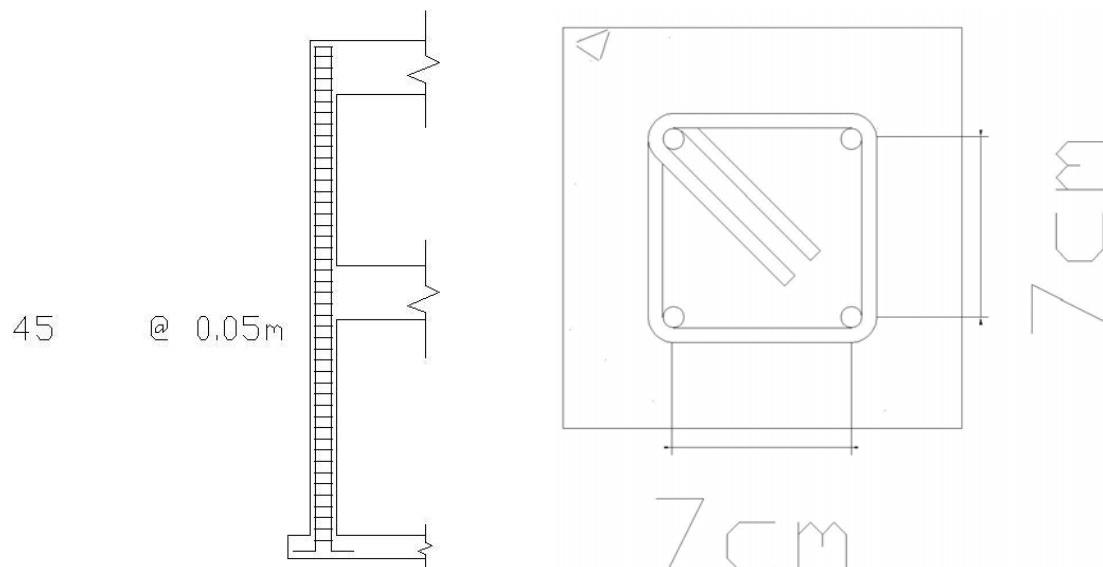
El armado de vigas fue el mismo para todas en los tres marcos, el cual consto de cuatro varillas longitudinales las cuales fueron distribuidas, de forma tal que hubieran dos barras corridas en la parte superior y dos corridas en la parte inferior, con un anclaje de 0.10 m en los extremos; en cuanto al refuerzo transversal, estuvo formado por estribos cerrados y un gancho sísmico de 135 grados y la separación mostrada en la figura 29, donde se ve también la sección de la viga. Este armado dio como resultado una cuantía de 0.004.

Figura 29. Detalle de armado y sección de viga.



El armado de columnas fue el mismo para todas en los tres marcos, el cual consto de cuatro varillas longitudinales, con un anclaje en el cimiento de 0.20 m, cruzando las patas hacia el interior; el refuerzo transversal fue armado con estribos cerrados y un gancho sísmico de 135 grados, con la separación mostrada en la figura 30, donde se ve también la sección de la columna. Este armado dio como resultado una cuantía de 0.008.

Figura 30. Detalle de armado y sección de columna.



3.3 Diseño de mezcla de concreto.

Los materiales utilizados en mezcla de concreto fueron proporcionados por Mega Productos siendo estos, arena lavada, pedrín de 0.0095 m (3/8 de pulgada) y cemento Portland con adición de puzolana. El cemento utilizado fue producido por Cementos Progreso, del cual el fabricante cuenta con las siguientes normas de calidad que aseguran sus propiedades mecánicas:

- Norma Guatemalteca Obligatoria (COGUANOR NGO): 41095.
- American Society of Testing and Material: C1157.

La proporción de la mezcla fue volumétrica, según las recomendaciones del fabricante tomando como base 1 pie cubico y para la obtención de una resistencia de 28 MPa a los 28 días de edad; dando como resultado la siguiente proporción:

1: 3.5: 4: 0.7

Cemento: agregado fino: agregado grueso: agua

3.4 Descripción del proceso constructivo.

El proceso constructivo inicio atreves del corte de las varillas de acero con el uso de una sierra eléctrica, como se ve en la figura 31, acorde a las dimensiones necesarias tanto para estribos de viga y columna, como las varillas de refuerzo principal. Luego de tener toda la plantilla de cortes realizada, se procedió a la elaboración de estribos mediante el uso de grifas y acorde a las especificaciones dadas en la figura 29 y en la figura 30.

Figura 31. Corte de varillas de acero.



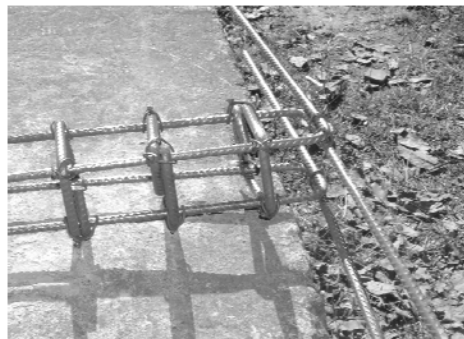
Una vez elaborados todos los estribos se procedió al armado de los marcos mediante y fijación refuerzos con el uso de alambre de amarre, uniendo inicialmente todos los estribos de columna y posteriormente introducir las varillas longitudinales de viga, para finalmente realizar los amarres para unir los estribos a las vigas como se ve en la figura 32.

Figura 32. Armado de acero de refuerzo.



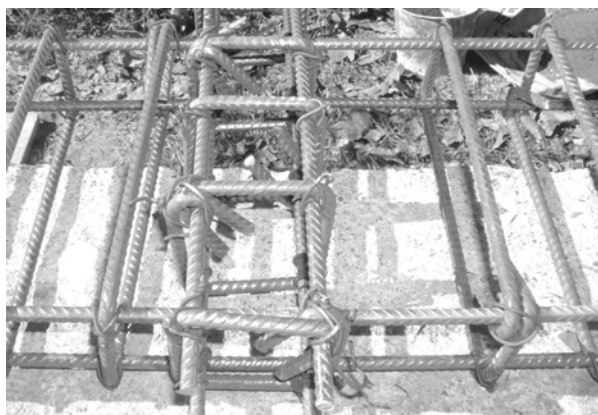
En la figura 33 se puede apreciar los dobleces de las patas de columna, las cuales como se mencionó con anterioridad, van hacia adentro del núcleo, con esta configuración, las columnas logran transmitir de una mejor manera los esfuerzos al cimiento.

Figura 33. Patas de columna.



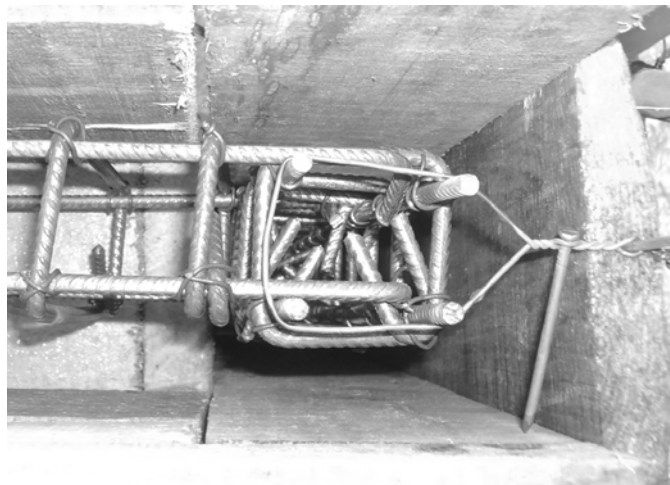
Todos los nudos contaron con tres estribos en su interior, como se ve en la figura 34, según lo especifican algunos códigos para diseño sísmico, esto permite que la integridad del nudo se mantenga ante cargas laterales.

Figura 34. Nudo.



Una vez terminada la armadura, se procedió a la construcción de la formaleta, la cual fue hecha de madera, esta se fue armando alrededor de la armadura, y ajustando la armadura, para obtener el recubrimiento de 0.02 m, como se ve en la figura 35.

Figura 35. Formaleta.



Ya armadas las formaletas y ajustadas a las armaduras, se midió el volumen de las cubetas las cuales fueron utilizadas para proporcionar la mezcla de concreto, como se ve en la figura 36; posteriormente se mezclaron los materiales, procediendo primero a la mezcla entre agregado grueso y agregado fino por revoltura, después se agregó el cemento revolviendo en seco, hasta homogenizar los agregados para finalmente agregar el agua y mezclar todos los elementos.

Figura 36. Mezcla.



Una vez terminada la mezcla de concreto se procedió al colocado y vibrado del concreto con una varilla para evitar la formación de ratoneras en la fundición; finalizada la fundición del marco, se procedió al curado del concreto, para garantizar su fraguado, humedeciendo el mismo todos los días; para finalmente retirar con cuidado la formaleta a los 9 días de edad, este proceso se repitió para cada marco.

4. PROCESAMIENTO DE DATOS EXPERIMENTALES.

Los datos fueron obtenidos mediante las lecturas de carga y deformación durante el ensayo de cada marco. El ensayo consistió en la aplicación de cargas laterales, en cada uno de los nudos próximos a la máquina de ensayo, con el uso de un gato hidráulico por nudo, como se ve en la figura 37; el objeto de esta configuración de carga fue simular la acción de una carga sísmica,

Figura 37. Aplicación de carga Lateral.

(a) Nudo inferior.



(a)

(b) Nudo superior.



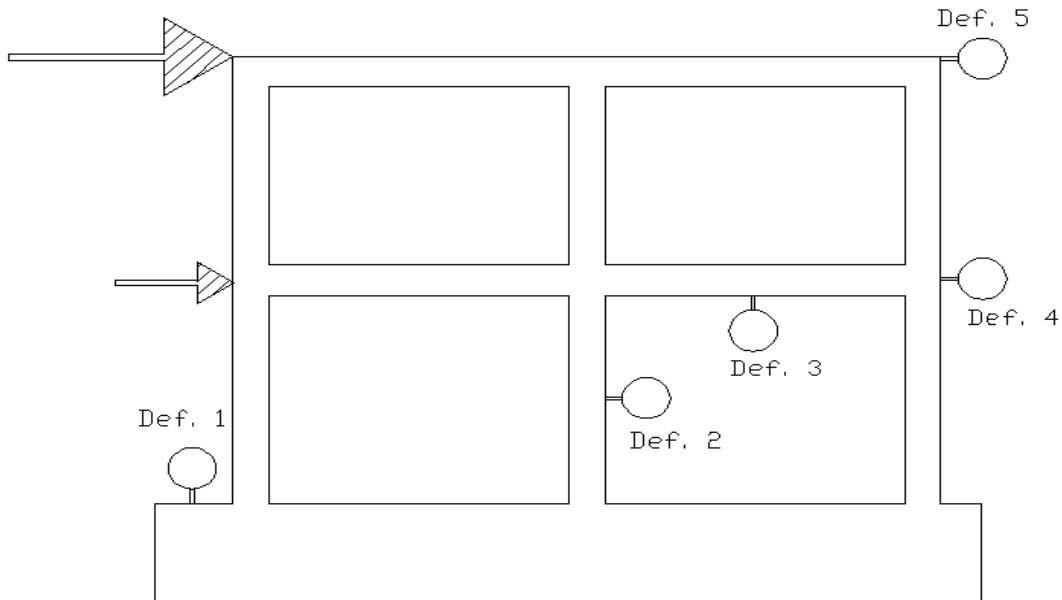
(b)

La aplicación de la carga fue escalonada para cada nudo; efecto que se logro utilizando una sola bomba hidráulica que proporcionó la presión a ambos gatos hidráulicos, con lo cual se logro tener incrementos iguales para ambos gatos. El gato hidráulico superior contó con una área de distribución para la presión de de 13.8 pulgadas cuadradas y el gato hidráulico inferior con un área de 5 pulgadas cuadradas.

4.1 Ordenamiento de datos experimentales.

A continuación se presentan los datos de cada uno de los marcos ensayados, indicando la fuerza aplicada en cada nivel y la lectura obtenida de cada deformometro, los cuales fueron ubicados como se ve en la figura 38.

Figura 38. Ubicación de deformometros.



Debido a que se presentó cierto volteo en el marco, los datos de Def. 4 y Def. 5 se deben corregir mediante relaciones de triángulos y posteriormente restar a Def. 5 la Def. 4 lo que dará como resultado la deformación de cada piso.

4.1.1 Marco 1, datos previos a fisuras.

Tabla II. Datos marco 1, previo a fisuras.

Presión KPa	Fuerza N2 KN	Fuerza N1 KN	Def. 1 mx10 ⁻³	Def.2 mx10 ⁻³	Def. 3 mx10 ⁻³	Def. 4 mx10 ⁻³	Def.5 mx10 ⁻³
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
689.50	6.14	2.22	0.40	18.00	-1.00	3.56	5.59
1034.25	9.21	3.34	2.40	27.00	-1.00	5.36	8.31
1206.63	10.74	3.89	2.40	35.00	-1.00	7.11	11.02
1379.00	12.28	4.45	2.40	44.20	-1.00	9.02	13.84
689.50	6.14	2.22	2.20	41.00	-1.00	8.33	12.85
344.75	3.07	1.11	2.20	36.80	-0.80	7.59	11.53
0.00	0.00	0.00	2.20	1.00	-0.20	2.26	3.63

Tabla III. Datos corregidos de Def. 4 y Def. 5 marco 1, previo a fisuras.

Def. 4 mx10 ⁻³	Def.5 mx10 ⁻³
0.00	0.00
3.42	1.87
4.56	1.99
6.31	2.95
8.22	3.87
7.60	3.64
6.86	3.06
1.53	0.49

4.1.2 Marco 1, datos posteriores a fisuras.

Tabla IV. Datos marco 1, posterior a fisuras.

Presión	Fuerza N2	Fuerza N1	Def.1	Def.2	Def. 3	Def. 4	Def.5
KPa	KN	KN	$mx10^{-3}$	$mx10^{-3}$	$mx10^{-3}$	$mx10^{-3}$	$mx10^{-3}$
689.50	6.14	2.22	0.00	24.00	-0.80	6.91	10.26
1379.00	12.28	4.45	0.00	41.50	-0.80	10.39	15.93
1723.75	15.35	5.56	0.00	63.00	-0.80	15.16	23.01

Tabla V. Datos corregidos de Def. 4 y Def. 5 marco 1, posterior a fisuras.

Def. 4	Def.5
$mx10^{-3}$	$mx10^{-3}$
1.53	0.49
6.91	3.35
10.39	5.54
15.16	7.85

4.1.3 Marco 2, datos previos a fisuras.

Tabla VI. Datos marco 2, previo a fisuras.

Presión	Fuerza N2	Fuerza N1	Def.1	Def.2	Def. 3	Def. 4	Def.5
KPa	KN	KN	$mx10^{-3}$	$mx10^{-3}$	$mx10^{-3}$	$mx10^{-3}$	$mx10^{-3}$
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
689.50	6.14	2.22	1.38	2.51	-0.33	3.18	5.33
1034.25	9.21	3.34	1.58	4.50	-5.30	7.24	11.68
1379.00	12.28	4.45	1.59	5.47	-5.46	9.91	15.88
1723.75	15.35	5.56	1.66	6.46	-6.78	12.70	20.07
1896.13	16.88	6.12	3.51	8.47	-6.79	19.30	24.38
1723.75	15.35	5.56	4.99	13.81	1.37	7.37	10.92

Tabla VII. Datos corregidos de Def. 4 y Def. 5 marco 2, previo a fisuras.

Def. 4	Def.5
$mx10^{-3}$	$mx10^{-3}$
0.00	0.00
2.72	1.61
6.71	3.82
9.38	5.34
12.15	6.70
18.13	3.68
5.70	1.56

4.1.4 Marco 2, datos posteriores a fisuras.

Tabla VIII. Datos marco 2, posterior a fisuras.

Presión	Fuerza N2	Fuerza N1	Def.1	Def.2	Def. 3	Def. 4	Def.5
KPa	KN	KN	$mx10^{-3}$	$mx10^{-3}$	$mx10^{-3}$	$mx10^{-3}$	$mx10^{-3}$
344.75	3.07	1.11	0.04	3.81	-0.09	6.35	8.64
689.50	6.14	2.22	0.23	4.68	-0.11	7.92	10.54
1034.25	9.21	3.34	1.54	5.79	-1.34	10.16	13.46
1379.00	12.28	4.45	1.93	7.70	-3.79	14.99	18.16
1723.75	15.35	5.56	2.14	10.93	-4.93	20.32	25.78

Tabla IX. Datos corregidos de Def. 4 y Def. 5 marco 2, posterior a fisuras.

Def. 4	Def.5
$mx10^{-3}$	$mx10^{-3}$
6.34	2.27
7.85	2.52
9.65	2.69
14.34	2.40
19.61	4.61

4.1.5 Marco 3, datos previos a fisuras.

Tabla X. Datos marco 3, previos a fisuras.

Presión KPa	Fuerza N2 KN	Fuerza N1 KN	Def.1 mx10 ⁻³	Def.2 mx10 ⁻³	Def. 3 mx10 ⁻³	Def. 4 mx10 ⁻³	Def.5 mx10 ⁻³
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
689.50	6.14	2.22	0.00	3.28	0.14	4.88	2.79
1034.25	9.21	3.34	0.11	4.06	0.20	6.60	5.84
1379.00	12.28	4.45	0.12	6.39	0.30	6.55	12.07
1723.75	15.35	5.56	1.36	9.75	0.59	13.36	19.05
689.50	6.14	2.22	2.45	9.68	0.53	14.02	20.80
344.75	3.07	1.11	1.09	7.61	0.42	13.59	24.89
0.00	0.00	0.00	0.97	3.70	1.59	9.73	10.46

Tabla XI. Datos corregidos de Def. 4 y Def. 5 marco 3, previo a fisuras.

Def. 4 mx10 ⁻³	Def.5 mx10 ⁻³
0.00	0.00
4.88	-2.08
6.57	-0.81
6.51	5.46
12.91	5.15
13.20	5.80
13.23	10.87
9.40	0.35

4.1.6 Marco 3, datos posteriores a fisuras.

Tabla XII. Datos marco 3, posteriores a fisuras.

Presión KPa	Fuerza N2 KN	Fuerza N1 KN	Def.1 mx10 ⁻³	Def.2 mx10 ⁻³	Def. 3 mx10 ⁻³	Def. 4 mx10 ⁻³	Def.5 mx10 ⁻³
0.00	0.00	0.00	0.94	3.58	0.23	9.80	11.43
344.75	3.07	1.11	0.25	6.26	0.39	7.72	14.50
689.50	6.14	2.22	0.35	7.11	0.43	8.64	15.75
1034.25	9.21	3.34	0.54	8.86	0.49	14.43	16.64
1379.00	12.28	4.45	1.74	8.54	1.52	12.70	18.29
1723.75	15.35	5.56	1.99	9.26	1.56	13.97	19.96
2068.50	18.41	6.67	2.38	10.57	1.67	15.52	22.10
2206.40	19.64	7.12	2.79	12.92	1.77	17.98	27.53

Tabla XIII. Datos corregidos de Def. 4 y Def. 5 marco 3, posterior a fisuras.

Def. 4 mx10 ⁻³	Def.5 mx10 ⁻³
9.49	1.25
7.64	6.68
8.52	6.97
14.25	1.99
12.12	4.89
13.31	5.20
14.73	5.63
17.05	8.43

4.2 Obtención de rigidez.

4.2.1 Obtención de rigidez teórica.

La rigidez teórica se obtiene de la suma algebraica de las ecuaciones (16) y (17), siendo la misma para todos los marcos y sus respectivas secciones. Previo a esto se comprueba la relación entre rigidez flexión y rigidez a corte conforme a la ecuación (19).

Rigidez de viga.

$$\frac{K_{flexión}}{K_{corte}} = \frac{3(12)^2}{(150)^2} = 0.0192$$

Debido a que la relación de rigideces es baja se puede decir que habrá poca deformación por efectos de cortante por lo cual estos pueden ser ignorados y teniendo como rigidez de viga:

$$K = \frac{V}{\frac{VL^3}{12EI}}$$

Tomando el módulo de elasticidad del concreto conforme a la ecuación del código **ACI 318SR-05** sección 8.5.1 que para MPa indica:

$$E = 4700^2 \sqrt{f'c}$$

La inercia es calculada conforme:

$$I = \frac{1}{12} bh^3$$

Y con base a los datos del capítulo 3:

$$K = \frac{12 \times 4700^2 \sqrt{28} \frac{1}{12} 0.12 \times 0.24^3}{1.50^3} \Rightarrow$$

$$k = 12.22 \times 10^6 \text{ N/m}$$

Rigidez de columna de N1.

$$\frac{K_{flexión}}{K_{corte}} = \frac{3(12)^2}{(100)^2} = 0.0432$$

$$K = \frac{12 \times 4700^2 \sqrt{28} \frac{1}{12} 0.12 \times 0.12^3}{1.00^3} \Rightarrow$$

$$k = 5.16 \times 10^6 \text{ N/m}$$

Rigidez de columna de N2.

$$\frac{K_{flexión}}{K_{corte}} = \frac{3(12)^2}{(120)^2} = 0.03$$

$$K = \frac{12 \times 4700^2 \sqrt{28} \frac{1}{12} 0.12 \times 0.12^3}{1.20^3} \Rightarrow$$

$$k = 2.98 \times 10^6 \text{ N/m}$$

Y utilizando la rigidez lineal simplificada de la ecuación (20) se tiene que:

Rigidez de viga.

$$K = \frac{4700^2 \sqrt{28} \frac{1}{12} 0.12 \times 0.24^3}{1.50^2} \Rightarrow$$

$$k = 1.02 \times 10^6 \text{ N/m}$$

Rigidez de columna de N1.

$$K = \frac{4700^2 \sqrt{28} \frac{1}{12} 0.12 \times 0.12^3}{1.00^2} \Rightarrow$$
$$k = 0.43 \times 10^6 \text{ N/m}$$

Rigidez de columna de N2.

$$K = \frac{4700^2 \sqrt{28} \frac{1}{12} 0.12 \times 0.12^3}{1.20^2} \Rightarrow$$

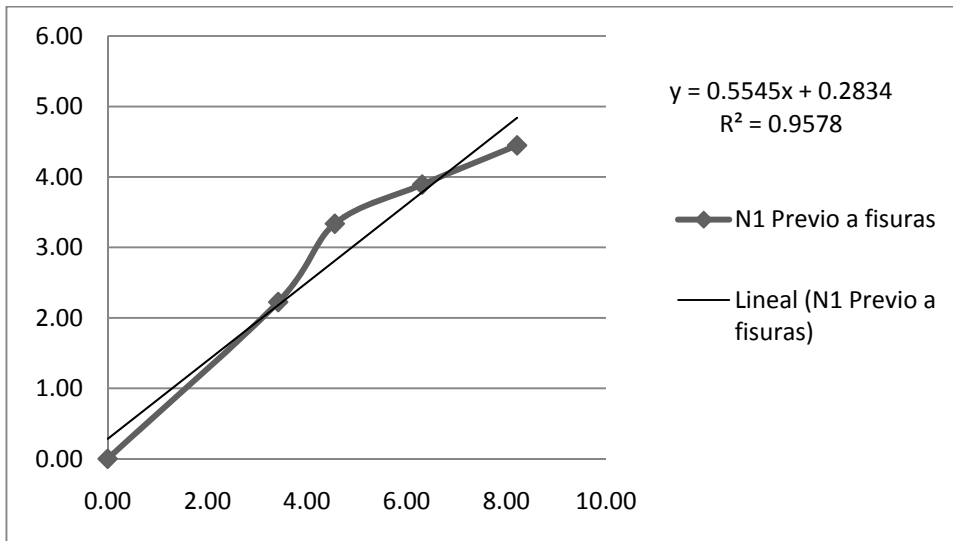
$$k = 0.25 \times 10^6 \text{ N/m}$$

4.2.2 Obtención de rigidez experimental.

La rigidez experimental se calculó con base a la ecuación (15) mediante la gráfica de los datos de Def. 4 y Def. 5 corregidos en el eje x, dados en mm contra los valores de fuerza que producen cada uno de los desplazamientos en eje y dado en KN; tomando la pendiente de dichas gráficas como la rigidez lateral de cada nivel y en vista que todas las columnas son iguales este valor se dividirá equitativamente para cada columna.

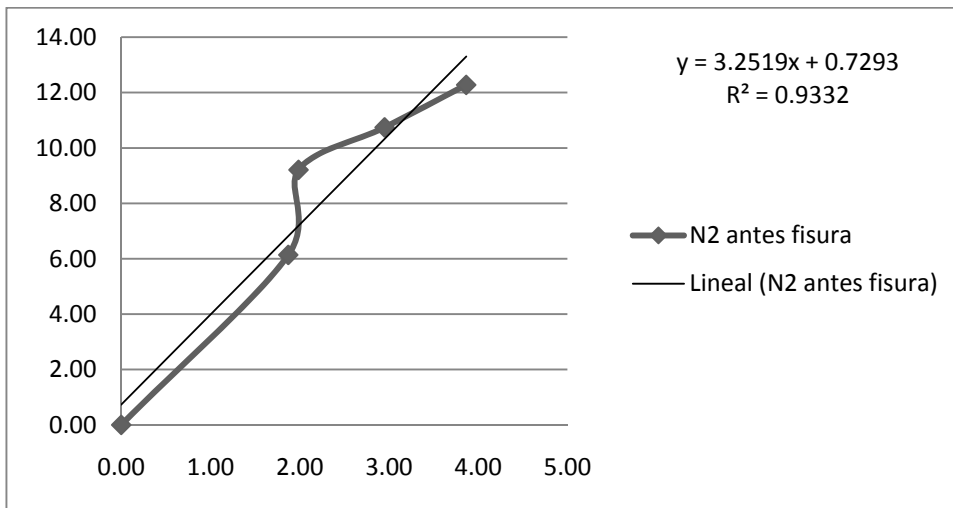
4.2.2.1 Obtención de rigidez experimental previo a fisuras.

Figura 39. Marco 1, nivel 1 previo a fisuras.



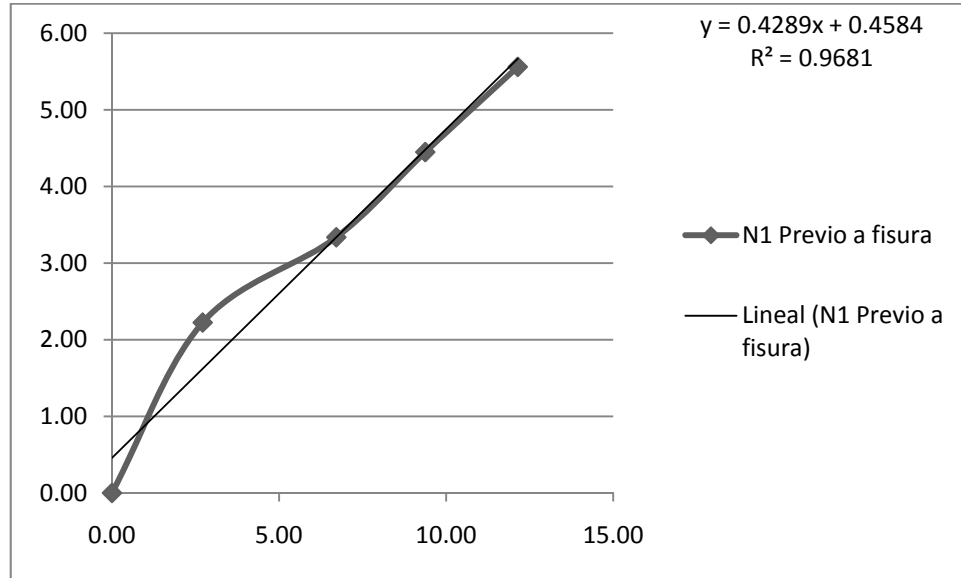
$k = 0.185 \times 10^6 \text{ N/m}$

Figura 40. Marco 1, nivel 2 previo a fisuras.



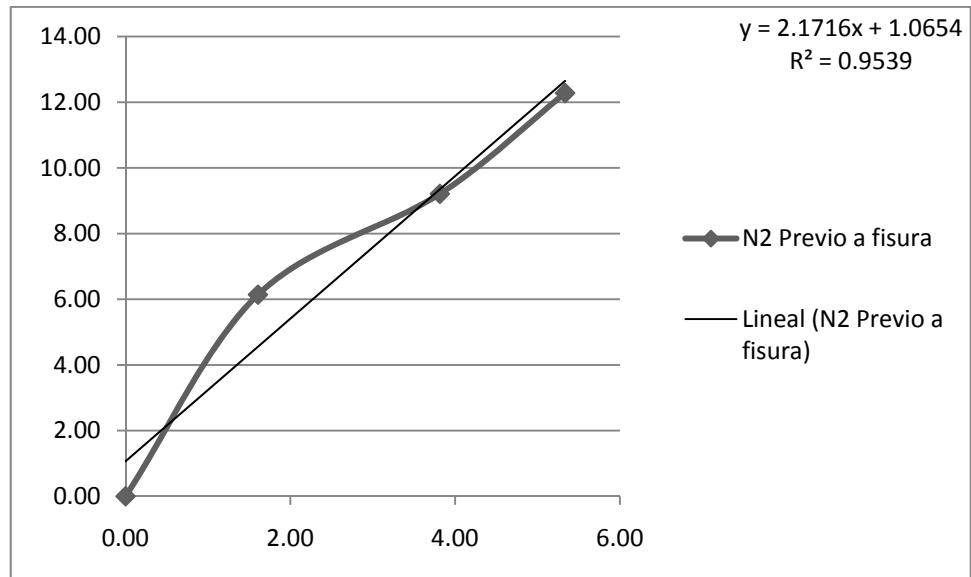
$k = 1.084 \times 10^6 \text{ N/m}$

Figura 41. Marco 2, nivel 1 previo a fisuras.



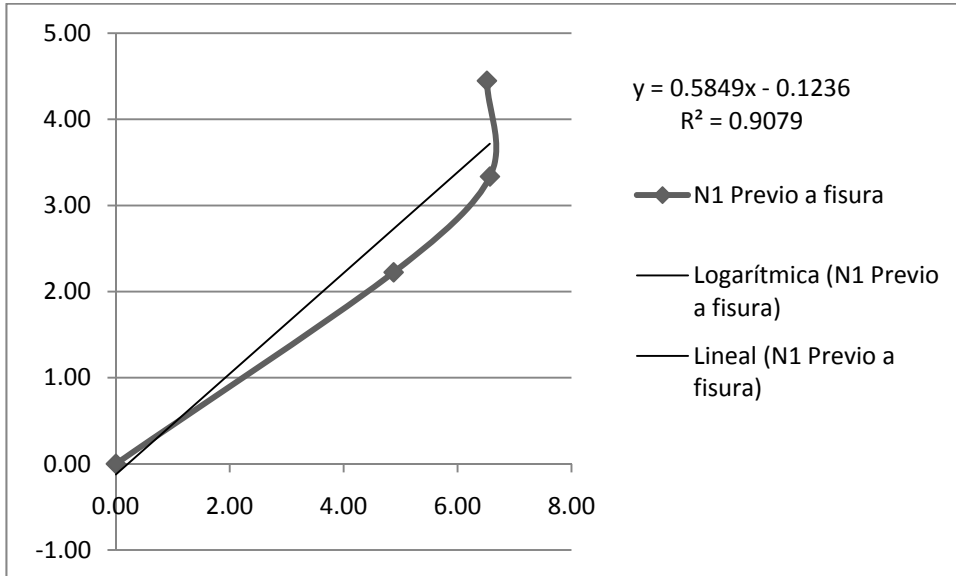
$k = 0.143 \times 10^6 \text{ N/m}$

Figura 42. Marco 2, nivel 2 previo a fisuras.



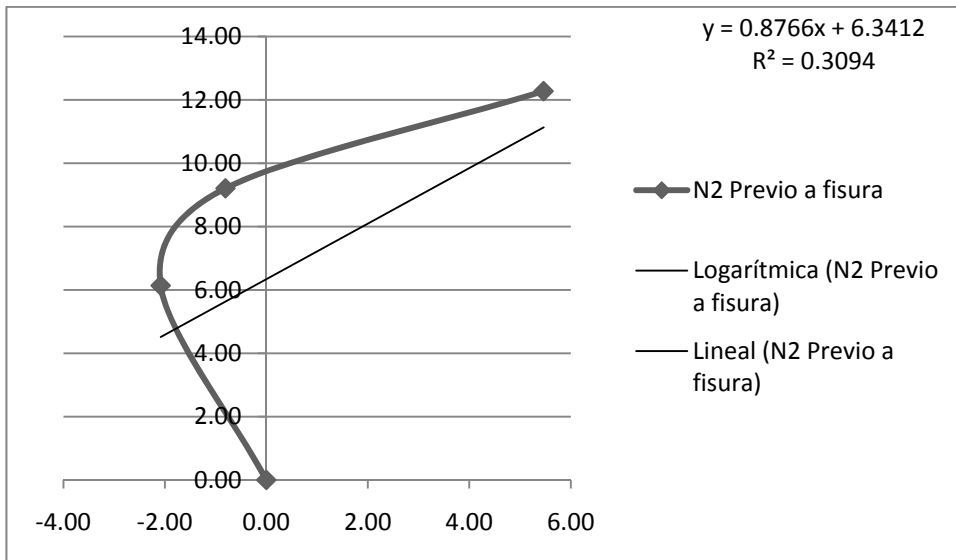
$k = 0.724 \times 10^6 \text{ N/m}$

Figura 43. Marco 3, nivel 1 previo a fisuras.



$k = 0.195 \times 10^6 \text{ N/m}$

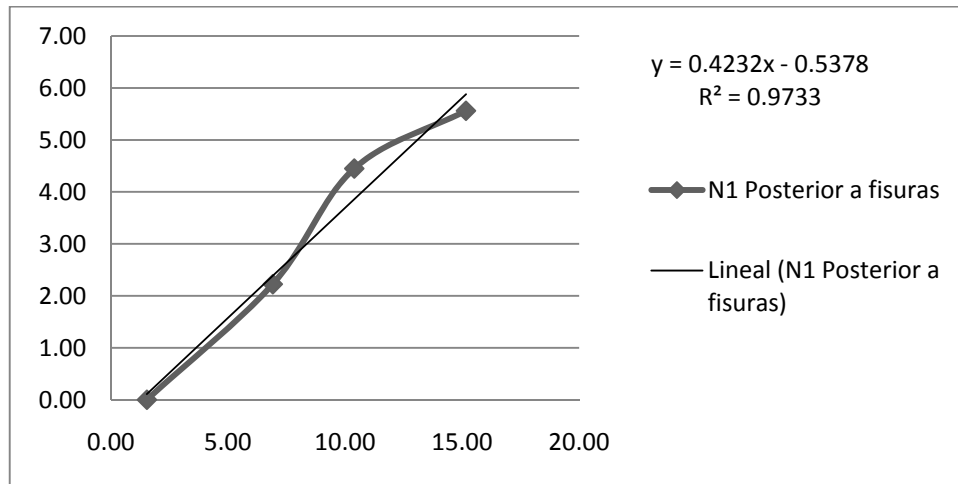
Figura 44. Marco 3, nivel 2 previo a fisuras.



$k = 0.292 \times 10^6 \text{ N/m}$

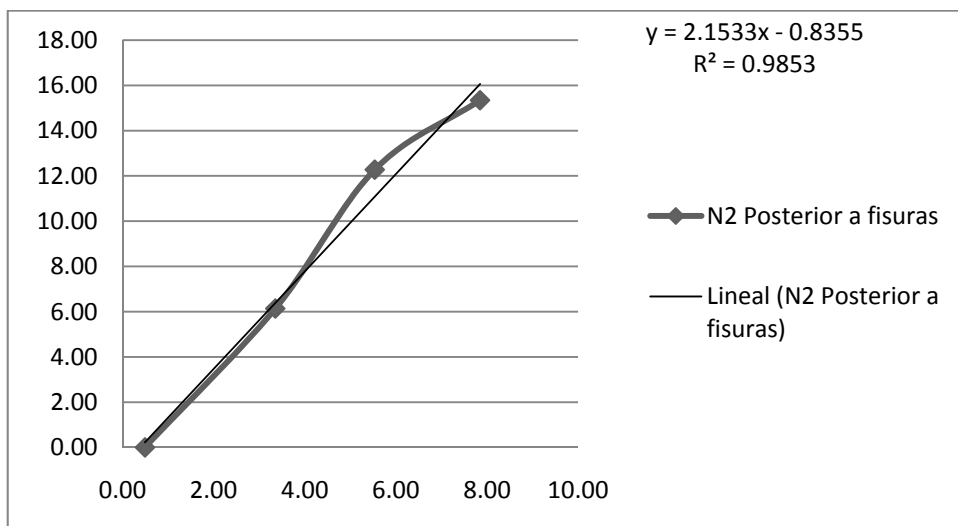
4.2.2.2. Obtención de rigidez experimental posterior a fisuras.

Figura 45. Marco 1, nivel 1 posterior a fisuras.



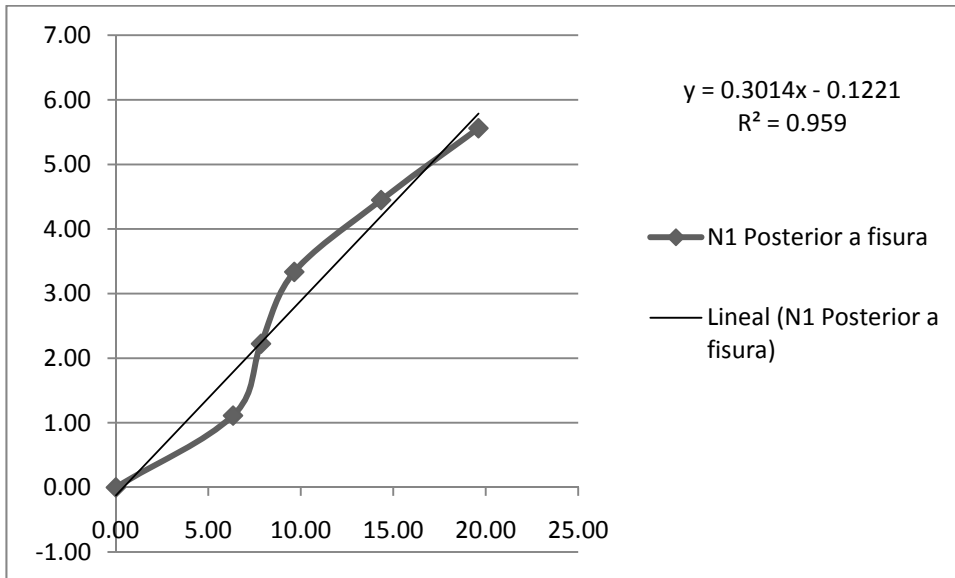
$$k = 0.141 \times 10^6 \text{ N/m}$$

Figura 46. Marco 1, nivel 2 posterior a fisuras.



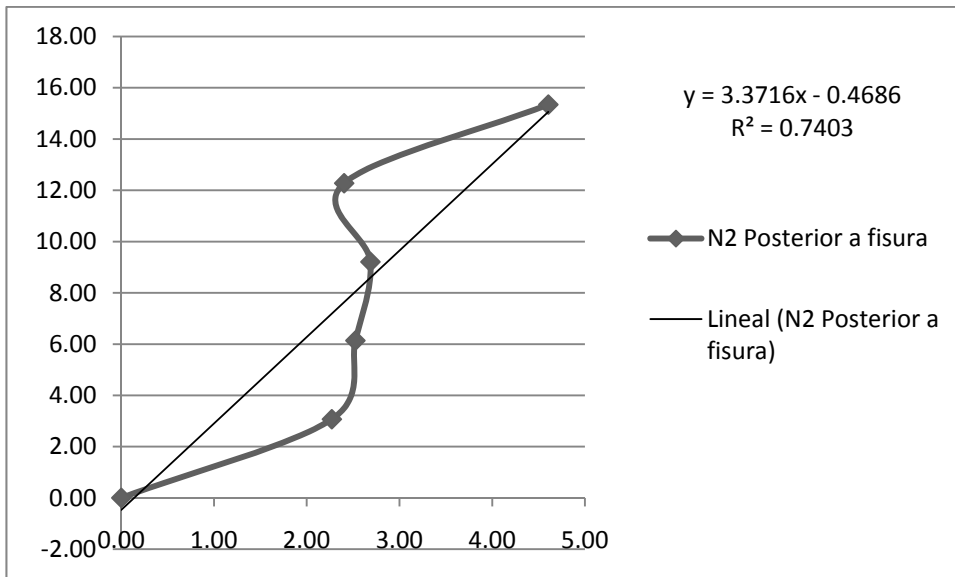
$$k = 0.718 \times 10^6 \text{ N/m}$$

Figura 47. Marco 2, nivel 1 posterior a fisuras.



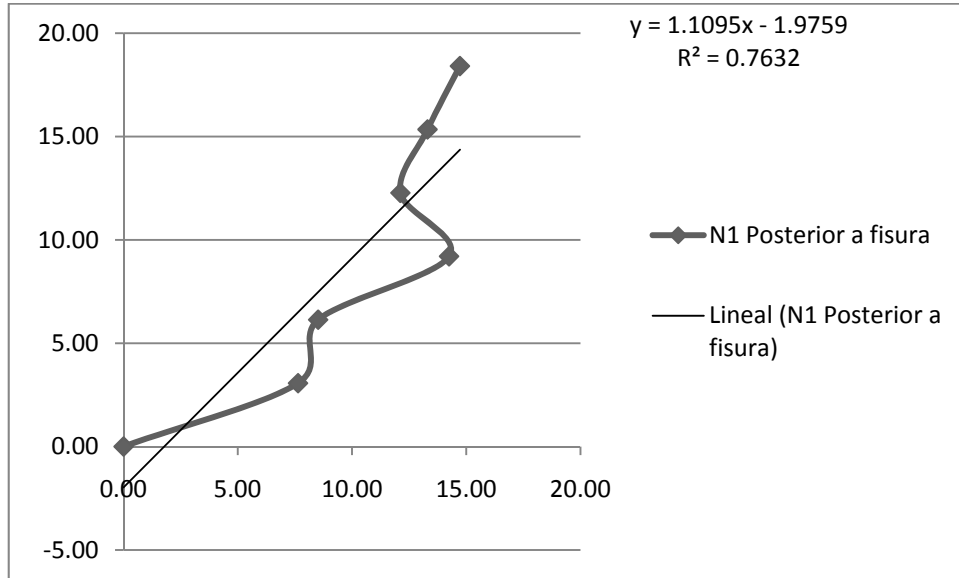
$k = 0.100 \times 10^6 \text{ N/m}$

Figura 48. Marco 2, nivel 2 posterior a fisuras.



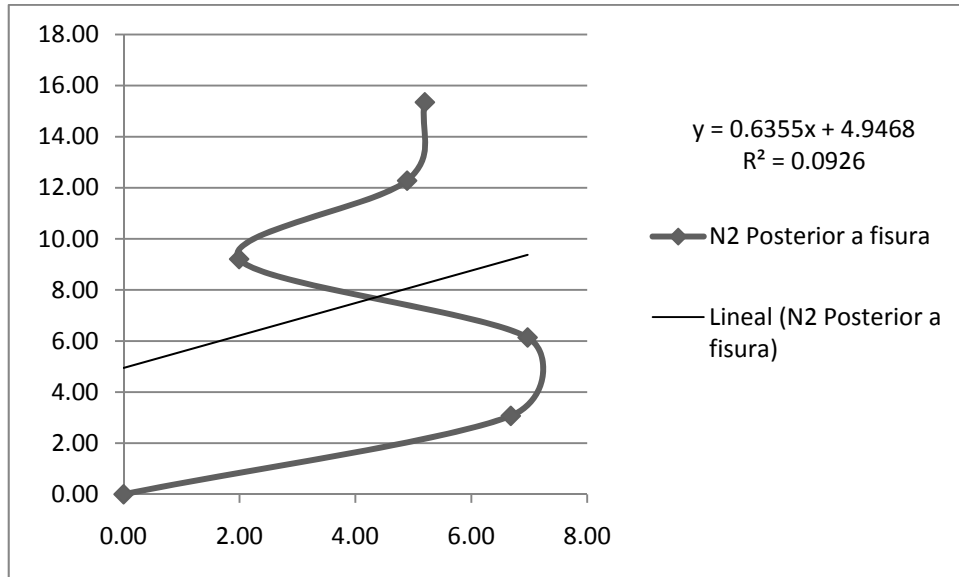
$k = 1.124 \times 10^6 \text{ N/m}$

Figura 49. Marco 3, nivel 1 posterior a fisuras.



$k = 0.370 \times 10^6 \text{ N/m}$

Figura 50. Marco 3, nivel 2 posterior a fisuras.

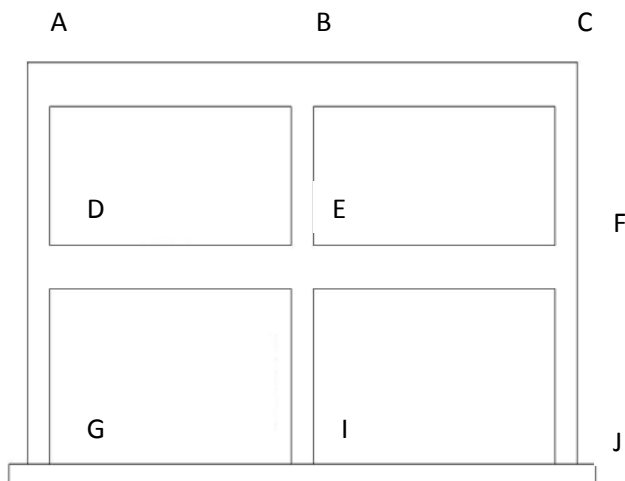


$k = 0.212 \times 10^6 \text{ N/m}$

5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

Todos los análisis estructurales se realizaron con los datos de rigidez del capítulo 4. En todos los análisis se realizaron 3 iteraciones, utilizando la última fuerza que fue aplicada al marco tanto para secciones no fisuradas como para secciones fisuradas. En la figura 51 se muestra la identificación de los nudos.

Figura 51. Identificación de nudos.



Para una mayor y más sencilla comprensión de los análisis estructurales, las filas presentaran con la configuración de la tabla XIV.

Tabla XIV. Configuración de filas para análisis estructural.

NUDO
F.D.
δ''
M_d (KN-m)
M.O. (KN-m)
1 DIST (KN-m)
1 TRANS (KN-m)
1 BALAN (KN-m)
2 DIST (KN-m)
2TRANS (KN-m)
2 BALAN (KN-m)
3 DIST (KN-m)
MOMENTOS FINALES (KN-m)

5.1. Análisis estructural con secciones no fisuradas.

5.1.1. Análisis estructural con secciones no fisuradas y rigidez teórica.

Primero se procede a evaluar el marco con la rigidez teórica obtenida de la sección 4.2.1 lo cual se puede apreciar en la tablas XV y XVI, y con la distribución de la tabla XIV. Las columnas se encuentran distribuidas a modo de representar la distribución de nudos de la figura 51. Siendo los resultados de la tabla XV con los valores teóricos de la ecuación (16) y los de la tabla XVI con los valores teóricos de la ecuación (20)

Tabla XV. Análisis estructural rigidez teórica no fisurada.

A		B			C	
AD	AB	BA	BE	BC	CB	CF
0.196	0.804	0.446	0.109	0.446	0.804	0.196
0.167	0.000	0.000	0.167	0.000	0.000	0.167
3.684	0.000	0.000	3.684	0.000	0.000	3.684
0.614	0.000	0.000	0.614	0.000	0.000	0.614
-0.120	-0.494	-0.274	-0.067	-0.274	-0.494	-0.120
-0.096	-0.137	-0.247	-0.060	-0.247	-0.137	-0.096
0.203	0.000	0.000	0.203	0.000	0.000	0.203
0.006	0.024	0.156	0.038	0.156	0.024	0.006
-0.008	0.078	0.012	0.018	0.012	0.078	-0.008
-0.013	0.000	0.000	-0.013	0.000	0.000	-0.013
-0.011	-0.045	-0.013	-0.003	-0.013	-0.045	-0.011
4.258	-0.574	-0.365	4.414	-0.365	-0.574	4.258

D			E				F		
DA	DE	DG	ED	EB	EF	EH	FC	FE	FI
0.146	0.600	0.253	0.375	0.091	0.375	0.158	0.146	0.600	0.253
0.167	0.000	0.167	0.000	0.167	0.000	0.167	0.167	0.000	0.167
3.684	0.000	4.180	0.000	3.684	0.000	4.180	3.684	0.000	4.180
0.614	0.000	0.697	0.000	0.614	0.000	0.697	0.614	0.000	0.697
-0.192	-0.787	-0.332	-0.492	-0.120	-0.492	-0.208	-0.192	-0.787	-0.332
-0.060	-0.246	0.000	-0.393	-0.033	-0.393	0.000	-0.060	-0.246	0.000
0.203	0.000	0.218	0.000	0.203	0.000	0.218	0.203	0.000	0.218
-0.017	-0.069	-0.029	0.150	0.037	0.150	0.063	-0.017	-0.069	-0.029
0.003	0.075	0.000	-0.034	0.019	-0.034	0.000	0.003	0.075	0.000
-0.013	0.000	-0.001	0.000	-0.013	0.000	-0.013	-0.013	0.000	-0.013
-0.009	-0.038	-0.016	0.029	0.007	0.029	0.012	-0.008	-0.031	-0.013
4.212	-1.064	4.716	-0.741	4.397	-0.741	4.949	4.214	-1.057	4.707

Continúa

G	H	I
GD	HE	IF
0.000	0.000	0.000
0.167	0.167	0.167
4.180	4.180	4.180
0.697	0.697	0.697
0.000	0.000	0.000
-0.166	-0.104	-0.166
0.218	0.218	0.218
0.000	0.000	0.000
-0.015	0.032	-0.015
-0.013	-0.013	-0.013
0.000	0.000	0.000
4.901	5.009	4.901

Tabla XVI. Análisis estructural rigidez teórica no fisurada.

A		B			C	
AD	AB	BA	BE	BC	CB	CF
0.297	0.703	0.413	0.174	0.413	0.703	0.297
0.167	0.000	0.000	0.167	0.000	0.000	0.167
3.684	0.000	0.000	3.684	0.000	0.000	3.684
0.614	0.000	0.000	0.614	0.000	0.000	0.614
-0.182	-0.432	-0.254	-0.107	-0.254	-0.432	-0.182
-0.166	-0.127	-0.216	-0.104	-0.216	-0.127	-0.166
0.335	0.000	0.000	0.335	0.000	0.000	0.335
-0.013	-0.030	0.083	0.035	0.083	-0.030	-0.013
-0.016	0.041	-0.015	0.030	-0.015	0.041	-0.016
-0.001	0.000	0.000	-0.001	0.000	0.000	-0.001
-0.007	-0.017	0.001	0.000	0.001	-0.017	-0.007
4.248	-0.564	-0.401	4.486	-0.401	-0.564	4.248

Continúa

D		
DA	DE	DG
0.253	0.600	0.147
0.167	0.000	0.167
3.684	0.000	4.180
0.614	0.000	0.697
-0.332	-0.786	-0.193
-0.091	-0.246	0.000
0.335	0.000	0.126
-0.032	-0.075	-0.018
-0.006	0.071	0.000
-0.001	0.000	0.001
-0.016	-0.038	-0.009
4.155	-1.074	4.783

E			
ED	EB	EF	EH
0.375	0.158	0.375	0.092
0.000	0.167	0.000	0.167
0.000	3.684	0.000	4.180
0.000	0.614	0.000	0.697
-0.492	-0.207	-0.492	-0.120
-0.393	-0.053	-0.393	0.000
0.000	0.335	0.000	0.126
0.142	0.060	0.142	0.035
-0.038	0.017	-0.038	0.000
0.000	-0.001	0.000	-0.001
0.023	0.010	0.023	0.006
-0.758	4.458	-0.758	4.922

F		
FC	FE	FI
0.253	0.600	0.147
0.167	0.000	0.167
3.684	0.000	4.180
0.614	0.000	0.697
-0.332	-0.786	-0.193
-0.091	-0.246	0.000
0.335	0.000	0.126
-0.032	-0.075	-0.018
-0.006	0.071	0.000
-0.001	0.000	-0.001
-0.016	-0.037	-0.009
4.156	-1.073	4.781

G
GD
0.000
0.167
4.180
0.697
0.000
-0.096
0.126
0.000
-0.009
-0.001
0.000
4.896

H
HE
0.000
0.167
4.180
0.697
0.000
-0.060
0.126
0.000
0.017
-0.001
0.000
4.959

I
IF
0.000
0.167
4.180
0.697
0.000
-0.096
0.126
0.000
-0.009
-0.001
0.000
4.896

5.1.2. Análisis estructural con secciones no fisuradas y rigidez experimental para marcos 1, 2 y 3.

Se utilizaron los datos de rigidez para columna de la sección 4.2.2.1 y para la rigidez de viga se continuó con el dato teórico obtenido con la ecuación (20) presumiendo que esta actúa como un diafragma rígido, el resultado del análisis estructural se ve en las siguientes tablas.

Tabla XVII. Análisis estructural rigidez experimental no fisurada, marco 1.

A		B			C	
AD	AB	BA	BE	BC	CB	CF
0.515	0.485	0.327	0.347	0.327	0.485	0.515
0.167	0.000	0.000	0.167	0.000	0.000	0.167
3.684	0.000	0.000	3.684	0.000	0.000	3.684
0.614	0.000	0.000	0.614	0.000	0.000	0.614
-0.316	-0.298	-0.200	-0.213	-0.200	-0.298	-0.316
-0.310	-0.100	-0.149	-0.215	-0.149	-0.100	-0.310
0.629	0.000	0.000	0.629	0.000	0.000	0.629
-0.113	-0.106	-0.038	-0.041	-0.038	-0.106	-0.113
-0.081	-0.019	-0.053	-0.002	-0.053	-0.019	-0.081
0.148	0.000	0.000	0.148	0.000	0.000	0.148
-0.025	-0.023	-0.013	-0.014	-0.013	-0.023	-0.025
4.230	-0.546	-0.454	4.591	-0.454	-0.546	4.230

Continúa

D		
DA	DE	DG
0.474	0.446	0.081
0.167	0.000	0.167
3.684	0.000	4.180
0.614	0.000	0.697
-0.621	-0.584	-0.106
-0.158	-0.202	0.000
0.629	0.000	0.071
-0.161	-0.152	-0.027
-0.056	-0.002	0.000
0.148	0.000	0.014
-0.049	-0.046	-0.008
4.029	-0.985	4.820

E			
ED	EB	EF	EH
0.308	0.328	0.308	0.056
0.000	0.167	0.000	0.167
0.000	3.684	0.000	4.180
0.000	0.614	0.000	0.697
-0.404	-0.429	-0.404	-0.073
-0.292	-0.107	-0.292	0.000
0.000	0.629	0.000	0.071
-0.003	-0.003	-0.003	-0.001
-0.076	-0.020	-0.076	0.000
0.000	0.148	0.000	0.148
-0.038	-0.041	-0.038	-0.007
-0.813	4.475	-0.813	5.015

F		
FC	FE	FI
0.474	0.446	0.081
0.167	0.000	0.167
3.684	0.000	4.180
0.614	0.000	0.697
-0.621	-0.584	-0.106
-0.158	-0.202	0.000
0.629	0.000	0.071
-0.161	-0.152	-0.027
-0.056	-0.002	0.000
0.148	0.000	0.148
-0.113	-0.106	-0.019
3.966	-1.045	4.943

G
GD
0.000
0.167
4.180
0.697
0.000
-0.053
0.071
0.000
-0.014
0.148
0.000
5.029

H
HE
0.000
0.167
4.180
0.697
0.000
-0.037
0.071
0.000
0.000
0.148
0.000
5.059

I
IF
0.000
0.167
4.180
0.697
0.000
-0.053
0.071
0.000
-0.014
0.148
0.000
5.029

Tabla XVIII. Análisis estructural rigidez experimental no fisurada, marco 2.

A		B			C	
AD	AB	BA	BE	BC	CB	CF
0.415	0.585	0.369	0.262	0.369	0.585	0.415
0.167	0.000	0.000	0.167	0.000	0.000	0.167
3.684	0.000	0.000	3.684	0.000	0.000	3.684
0.614	0.000	0.000	0.614	0.000	0.000	0.614
-0.255	-0.359	-0.227	-0.161	-0.227	-0.359	-0.255
-0.251	-0.113	-0.180	-0.163	-0.180	-0.113	-0.251
0.501	0.000	0.000	0.501	0.000	0.000	0.501
-0.056	-0.080	0.008	0.006	0.008	-0.080	-0.056
-0.040	0.004	-0.040	0.028	-0.040	0.004	-0.040
0.053	0.000	0.000	0.053	0.000	0.000	0.053
-0.007	-0.010	0.000	0.000	0.000	-0.010	-0.007
4.242	-0.558	-0.438	4.561	-0.438	-0.558	4.242

D			E				F		
DA	DE	DG	ED	EB	EF	EH	FC	FE	FI
0.384	0.541	0.076	0.351	0.249	0.351	0.049	0.384	0.541	0.076
0.167	0.000	0.167	0.000	0.167	0.000	0.167	0.167	0.000	0.167
3.684	0.000	4.180	0.000	3.684	0.000	4.180	3.684	0.000	4.180
0.614	0.000	0.697	0.000	0.614	0.000	0.697	0.614	0.000	0.697
-0.503	-0.708	-0.099	-0.460	-0.326	-0.460	-0.064	-0.503	-0.708	-0.099
-0.127	-0.230	0.000	-0.354	-0.080	-0.354	0.000	-0.127	-0.230	0.000
0.501	0.000	0.066	0.000	0.501	0.000	0.066	0.501	0.000	0.066
-0.080	-0.113	-0.016	0.078	0.055	0.078	0.011	-0.080	-0.113	-0.016
-0.028	0.039	0.000	-0.057	0.003	-0.057	0.000	-0.028	0.039	0.000
0.053	0.000	0.005	0.000	0.053	0.000	0.053	0.053	0.000	0.053
-0.026	-0.037	-0.005	0.001	0.001	0.001	0.000	-0.045	-0.063	-0.009
4.087	-1.050	4.827	-0.791	4.504	-0.791	4.942	4.068	-1.076	4.871

Continúa

G	H	I
GD	HE	IF
0.000	0.000	0.000
0.167	0.167	0.167
4.180	4.180	4.180
0.697	0.697	0.697
0.000	0.000	0.000
-0.050	-0.032	-0.050
0.066	0.066	0.066
0.000	0.000	0.000
-0.008	0.005	-0.008
0.053	0.053	0.053
0.000	0.000	0.000
4.938	4.969	4.938

Tabla XIX. Análisis estructural rigidez experimental no fisurada, marco 3.

A		B			C	
AD	AB	BA	BE	BC	CB	CF
0.223	0.777	0.437	0.125	0.437	0.777	0.223
0.167	0.000	0.000	0.167	0.000	0.000	0.167
3.684	0.000	0.000	3.684	0.000	0.000	3.684
0.614	0.000	0.000	0.614	0.000	0.000	0.614
-0.137	-0.477	-0.269	-0.077	-0.269	-0.477	-0.137
-0.127	-0.134	-0.239	-0.076	-0.239	-0.134	-0.127
0.252	0.000	0.000	0.252	0.000	0.000	0.252
0.002	0.007	0.132	0.038	0.132	0.007	0.002
-0.003	0.066	0.003	0.033	0.003	0.066	-0.003
-0.024	0.000	0.000	-0.024	0.000	0.000	-0.024
-0.009	-0.030	-0.007	-0.002	-0.007	-0.030	-0.009
4.253	-0.569	-0.379	4.442	-0.379	-0.569	4.253

Continúa

D		
DA	DE	DG
0.194	0.677	0.129
0.167	0.000	0.167
3.684	0.000	4.180
0.614	0.000	0.697
-0.254	-0.887	-0.170
-0.068	-0.265	0.000
0.252	0.000	0.110
-0.006	-0.020	-0.004
0.001	0.114	0.000
-0.024	0.000	-0.009
-0.016	-0.055	-0.011
4.184	-1.113	4.794

E			
ED	EB	EF	EH
0.404	0.116	0.404	0.077
0.000	0.167	0.000	0.167
0.000	3.684	0.000	4.180
0.000	0.614	0.000	0.697
-0.529	-0.151	-0.529	-0.101
-0.444	-0.038	-0.444	0.000
0.000	0.252	0.000	0.110
0.227	0.065	0.227	0.043
-0.010	0.019	-0.010	0.000
0.000	-0.024	0.000	-0.024
0.020	0.006	0.020	0.004
-0.736	4.426	-0.736	4.909

F		
FC	FE	FI
0.194	0.677	0.129
0.167	0.000	0.167
3.684	0.000	4.180
0.614	0.000	0.697
-0.254	-0.887	-0.170
-0.068	-0.265	0.000
0.252	0.000	0.110
-0.006	-0.020	-0.004
0.001	0.114	0.000
-0.024	0.000	-0.024
-0.013	-0.045	-0.009
4.187	-1.103	4.781

G
GD
0.000
0.167
4.180
0.697
0.000
-0.085
0.110
0.000
-0.002
-0.024
0.000
4.876

H
HE
0.000
0.167
4.180
0.697
0.000
-0.051
0.110
0.000
0.022
-0.024
0.000
4.934

I
IF
0.000
0.167
4.180
0.697
0.000
-0.085
0.110
0.000
-0.002
-0.024
0.000
4.876

5.2 Análisis estructural con datos teóricos de secciones fisuradas en base al código ACI 318-05.

El código ACI 318-05 trata el problema de la fisuración de los elementos cuando se desea realizar un análisis más detallado proponiendo un factor de reducción de rigidez el cual es 0.35 para vigas y 0.70 para columnas dicho factor multiplica la inercia de los elementos. Se procede a realizar el análisis de la rigidez teórica con estos factores, mostrando los resultados correspondientes a las tablas XV y XVI en las tablas XX y XXI.

Tabla XX. Análisis estructural rigidez fisurada con factores de ACI 318-05.

A		B			C	
AD	AB	BA	BE	BC	CB	CF
0.328	0.672	0.402	0.196	0.402	0.672	0.328
0.167	0.000	0.000	0.167	0.000	0.000	0.167
3.684	0.000	0.000	3.684	0.000	0.000	3.684
0.614	0.000	0.000	0.614	0.000	0.000	0.614
-0.201	-0.413	-0.247	-0.120	-0.247	-0.413	-0.201
-0.137	-0.123	-0.206	-0.096	-0.206	-0.123	-0.137
0.316	0.000	0.000	0.316	0.000	0.000	0.316
-0.018	-0.037	0.078	0.038	0.078	-0.037	-0.018
-0.035	0.039	-0.019	-0.001	-0.019	0.039	-0.035
0.036	0.000	0.000	0.036	0.000	0.000	0.036
-0.013	-0.026	0.001	0.001	0.001	-0.026	-0.013
4.245	-0.561	-0.393	4.470	-0.393	-0.561	4.245

Continúa

D		
DA	DE	DG
0.209	0.429	0.362
0.167	0.000	0.167
3.684	0.000	4.180
0.614	0.000	0.697
-0.274	-0.562	-0.475
-0.101	-0.197	0.000
0.316	0.000	0.320
-0.071	-0.145	-0.123
-0.009	-0.002	0.000
0.036	0.000	0.062
-0.018	-0.037	-0.031
4.177	-0.943	4.631

E			
ED	EB	EF	EH
0.300	0.146	0.300	0.253
0.000	0.167	0.000	0.167
0.000	3.684	0.000	4.180
0.000	0.614	0.000	0.697
-0.393	-0.192	-0.393	-0.332
-0.281	-0.060	-0.281	0.000
0.000	0.316	0.000	0.320
-0.004	-0.002	-0.004	-0.004
-0.073	0.019	-0.073	0.000
0.000	0.036	0.000	0.036
0.017	0.008	0.017	0.014
-0.735	4.422	-0.735	4.911

F		
FC	FE	FI
0.209	0.429	0.362
0.167	0.000	0.167
3.684	0.000	4.180
0.614	0.000	0.697
-0.274	-0.562	-0.475
-0.101	-0.197	0.000
0.316	0.000	0.320
-0.071	-0.145	-0.123
-0.009	-0.002	0.000
0.036	0.000	0.036
-0.013	-0.026	-0.022
4.182	-0.932	4.614

G
GD
0.000
0.167
4.180
0.697
0.000
-0.237
0.320
0.000
-0.061
0.036
0.000
4.934

H
HE
0.000
0.167
4.180
0.697
0.000
-0.166
0.320
0.000
-0.002
0.036
0.000
5.065

I
IF
0.000
0.167
4.180
0.697
0.000
-0.237
0.320
0.000
-0.061
0.036
0.000
4.934

Tabla XXI. Análisis estructural rigidez fisurada con factores de ACI 318-05.

A		B			C	
AD	AB	BA	BE	BC	CB	CF
0.329	0.671	0.402	0.197	0.402	0.671	0.329
0.167	0.000	0.000	0.167	0.000	0.000	0.167
3.684	0.000	0.000	3.684	0.000	0.000	3.684
0.614	0.000	0.000	0.614	0.000	0.000	0.614
-0.202	-0.412	-0.247	-0.121	-0.247	-0.412	-0.202
-0.138	-0.123	-0.206	-0.096	-0.206	-0.123	-0.138
0.317	0.000	0.000	0.317	0.000	0.000	0.317
-0.018	-0.038	0.077	0.038	0.077	-0.038	-0.018
-0.036	0.038	-0.019	-0.001	-0.019	0.038	-0.036
0.036	0.000	0.000	0.036	0.000	0.000	0.036
-0.013	-0.026	0.001	0.001	0.001	-0.026	-0.013
4.245	-0.561	-0.393	4.471	-0.393	-0.561	4.245

D			E				F		
DA	DE	DG	ED	EB	EF	EH	FC	FE	FI
0.210	0.429	0.361	0.300	0.147	0.300	0.253	0.210	0.429	0.361
0.167	0.000	0.167	0.000	0.167	0.000	0.167	0.167	0.000	0.167
3.684	0.000	4.180	0.000	3.684	0.000	4.180	3.684	0.000	4.180
0.614	0.000	0.697	0.000	0.614	0.000	0.697	0.614	0.000	0.697
-0.275	-0.562	-0.474	-0.393	-0.193	-0.393	-0.332	-0.275	-0.562	-0.474
-0.101	-0.197	0.000	-0.281	-0.060	-0.281	0.000	-0.101	-0.197	0.000
0.317	0.000	0.320	0.000	0.317	0.000	0.320	0.317	0.000	0.320
-0.071	-0.145	-0.123	-0.004	-0.002	-0.004	-0.004	-0.071	-0.145	-0.123
-0.009	-0.002	0.000	-0.073	0.019	-0.073	0.000	-0.009	-0.002	0.000
0.036	0.000	0.062	0.000	0.036	0.000	0.036	0.036	0.000	0.036
-0.018	-0.037	-0.031	0.016	0.008	0.016	0.014	-0.013	-0.026	-0.022
4.176	-0.943	4.631	-0.735	4.423	-0.735	4.911	4.182	-0.932	4.614

Continúa

G	H	I
GD	HE	IF
0.000	0.000	0.000
0.167	0.167	0.167
4.180	4.180	4.180
0.697	0.697	0.697
0.000	0.000	0.000
-0.237	-0.166	-0.237
0.320	0.320	0.320
0.000	0.000	0.000
-0.061	-0.002	-0.061
0.036	0.036	0.036
0.000	0.000	0.000
4.934	5.065	4.934

5.3 Análisis estructural con datos experimentales de secciones fisuradas.

Se utilizaron los datos de rigidez para columna obtenidos de la sección 4.2.2.2 y para la rigidez de vigas se continuó con el dato teórico presumiendo que esta actúa como un diafragma rígido y que las fisuras que aparecieron en las mismas son despreciables, el resultado del análisis estructural se ve en las siguientes tablas.

Tabla XXII. Análisis estructural con rigidez experimental fisurada, marco 1.

A		B			C	
AD	AB	BA	BE	BC	CB	CF
0.413	0.587	0.370	0.260	0.370	0.587	0.413
0.167	0.000	0.000	0.167	0.000	0.000	0.167
3.684	0.000	0.000	3.684	0.000	0.000	3.684
0.614	0.000	0.000	0.614	0.000	0.000	0.614
-0.254	-0.360	-0.227	-0.160	-0.227	-0.360	-0.254
-0.250	-0.114	-0.180	-0.162	-0.180	-0.114	-0.250
0.497	0.000	0.000	0.497	0.000	0.000	0.497
-0.055	-0.079	0.009	0.006	0.009	-0.079	-0.055
-0.040	0.005	-0.039	0.028	-0.039	0.005	-0.040
0.052	0.000	0.000	0.052	0.000	0.000	0.052
-0.007	-0.010	0.000	0.000	0.000	-0.010	-0.007
4.242	-0.558	-0.438	4.559	-0.438	-0.558	4.242

D			E				F		
DA	DE	DG	ED	EB	EF	EH	FC	FE	FI
0.381	0.541	0.078	0.351	0.247	0.351	0.051	0.381	0.541	0.078
0.167	0.000	0.167	0.000	0.167	0.000	0.167	0.167	0.000	0.167
3.684	0.000	4.180	0.000	3.684	0.000	4.180	3.684	0.000	4.180
0.614	0.000	0.697	0.000	0.614	0.000	0.697	0.614	0.000	0.697
-0.499	-0.709	-0.102	-0.460	-0.324	-0.460	-0.066	-0.499	-0.709	-0.102
-0.127	-0.230	0.000	-0.355	-0.080	-0.355	0.000	-0.127	-0.230	0.000
0.497	0.000	0.068	0.000	0.497	0.000	0.068	0.497	0.000	0.068
-0.079	-0.113	-0.016	0.079	0.055	0.079	0.011	-0.079	-0.113	-0.016
-0.028	0.039	0.000	-0.056	0.003	-0.056	0.000	-0.028	0.039	0.000
0.052	0.000	0.005	0.000	0.052	0.000	0.052	0.052	0.000	0.052
-0.026	-0.037	-0.005	0.002	0.001	0.002	0.000	-0.044	-0.062	-0.009
4.088	-1.050	4.826	-0.790	4.503	-0.790	4.942	4.070	-1.075	4.869

Continúa

G	H	I
GD	HE	IF
0.000	0.000	0.000
0.167	0.167	0.167
4.180	4.180	4.180
0.697	0.697	0.697
0.000	0.000	0.000
-0.051	-0.033	-0.051
0.068	0.068	0.068
0.000	0.000	0.000
-0.008	0.006	-0.008
0.052	0.052	0.052
0.000	0.000	0.000
4.937	4.969	4.937

Tabla XXIII. Análisis estructural con rigidez experimental fisurada, marco 2.

A		B			C	
AD	AB	BA	BE	BC	CB	CF
0.524	0.476	0.322	0.355	0.322	0.476	0.524
0.167	0.000	0.000	0.167	0.000	0.000	0.167
3.684	0.000	0.000	3.684	0.000	0.000	3.684
0.614	0.000	0.000	0.614	0.000	0.000	0.614
-0.322	-0.292	-0.198	-0.218	-0.198	-0.292	-0.322
-0.328	-0.099	-0.146	-0.226	-0.146	-0.099	-0.328
0.657	0.000	0.000	0.657	0.000	0.000	0.657
-0.120	-0.109	-0.045	-0.049	-0.045	-0.109	-0.120
-0.083	-0.022	-0.055	0.002	-0.055	-0.022	-0.083
0.154	0.000	0.000	0.154	0.000	0.000	0.154
-0.026	-0.023	-0.015	-0.017	-0.015	-0.023	-0.026
4.230	-0.546	-0.458	4.601	-0.458	-0.546	4.230

Continúa

D		
DA	DE	DG
0.501	0.455	0.045
0.167	0.000	0.167
3.684	0.000	4.180
0.614	0.000	0.697
-0.657	-0.596	-0.058
-0.161	-0.205	0.000
0.657	0.000	0.039
-0.165	-0.150	-0.015
-0.060	0.001	0.000
0.154	0.000	0.007
-0.052	-0.047	-0.005
4.014	-0.996	4.845

E			
ED	EB	EF	EH
0.313	0.344	0.313	0.031
0.000	0.167	0.000	0.167
0.000	3.684	0.000	4.180
0.000	0.614	0.000	0.697
-0.410	-0.451	-0.410	-0.040
-0.298	-0.109	-0.298	0.000
0.000	0.657	0.000	0.039
0.003	0.003	0.003	0.000
-0.075	-0.025	-0.075	0.000
0.000	0.154	0.000	0.154
-0.042	-0.046	-0.042	-0.004
-0.822	4.481	-0.822	5.026

F		
FC	FE	FI
0.501	0.455	0.045
0.167	0.000	0.167
3.684	0.000	4.180
0.614	0.000	0.697
-0.657	-0.596	-0.058
-0.161	-0.205	0.000
0.657	0.000	0.039
-0.165	-0.150	-0.015
-0.060	0.001	0.000
0.154	0.000	0.154
-0.125	-0.114	-0.011
3.941	-1.063	4.986

G
GD
0.000
0.167
4.180
0.697
0.000
-0.029
0.039
0.000
-0.007
0.154
0.000
5.034

H
HE
0.000
0.167
4.180
0.697
0.000
-0.020
0.039
0.000
0.000
0.154
0.000
5.050

I
IF
0.000
0.167
4.180
0.697
0.000
-0.029
0.039
0.000
-0.007
0.154
0.000
5.034

Tabla XXIV. Análisis estructural con rigidez experimental fisurada, marco 3.

A		B			C	
AD	AB	BA	BE	BC	CB	CF
0.172	0.828	0.453	0.094	0.453	0.828	0.172
0.167	0.000	0.000	0.167	0.000	0.000	0.167
3.684	0.000	0.000	3.684	0.000	0.000	3.684
0.614	0.000	0.000	0.614	0.000	0.000	0.614
-0.106	-0.508	-0.278	-0.058	-0.278	-0.508	-0.106
-0.087	-0.139	-0.254	-0.053	-0.254	-0.139	-0.087
0.180	0.000	0.000	0.180	0.000	0.000	0.180
0.008	0.037	0.172	0.036	0.172	0.037	0.008
-0.005	0.086	0.019	0.020	0.019	0.086	-0.005
-0.018	0.000	0.000	-0.018	0.000	0.000	-0.018
-0.011	-0.053	-0.018	-0.004	-0.018	-0.053	-0.011
4.260	-0.576	-0.359	4.401	-0.359	-0.576	4.260

D			E				F		
DA	DE	DG	ED	EB	EF	EH	FC	FE	FI
0.132	0.637	0.231	0.389	0.081	0.389	0.141	0.132	0.637	0.231
0.167	0.000	0.167	0.000	0.167	0.000	0.167	0.167	0.000	0.167
3.684	0.000	4.180	0.000	3.684	0.000	4.180	3.684	0.000	4.180
0.614	0.000	0.697	0.000	0.614	0.000	0.697	0.614	0.000	0.697
-0.173	-0.835	-0.303	-0.510	-0.106	-0.510	-0.185	-0.173	-0.835	-0.303
-0.053	-0.255	0.000	-0.417	-0.029	-0.417	0.000	-0.053	-0.255	0.000
0.180	0.000	0.198	0.000	0.180	0.000	0.198	0.180	0.000	0.198
-0.009	-0.045	-0.016	0.189	0.039	0.189	0.068	-0.009	-0.045	-0.016
0.004	0.094	0.000	-0.022	0.018	-0.022	0.000	0.004	0.094	0.000
-0.018	0.000	-0.009	0.000	-0.018	0.000	-0.018	-0.018	0.000	-0.018
-0.009	-0.045	-0.016	0.024	0.005	0.024	0.009	-0.008	-0.040	-0.014
4.219	-1.085	4.730	-0.736	4.388	-0.736	4.949	4.221	-1.079	4.723

Continúa

G	H	I
GD	HE	IF
0.000	0.000	0.000
0.167	0.167	0.167
4.180	4.180	4.180
0.697	0.697	0.697
0.000	0.000	0.000
-0.151	-0.092	-0.151
0.198	0.198	0.198
0.000	0.000	0.000
-0.008	0.034	-0.008
-0.018	-0.018	-0.018
0.000	0.000	0.000
4.897	4.998	4.897

5.4. Interpretación de resultados.

Los datos obtenidos del análisis estructural realizado con la rigidez teórica de los elementos, ya sea a través de la ecuación (16) o con la ecuación (20) la variaciones que se presentan son insignificantes, siendo la mayor de estas de un 0.2% tanto entre los nudos de una viga como entre los nudos vigas columna y los nudos columna a columna, esto es debido a que el método de análisis estructural trabaja con la relación de rigidez que existe entre los elementos.

En la realización del análisis estructural con los datos de rigidez experimental no fisurada, la rigidez de las vigas se continúa utilizando la rigidez teórica de la ecuación (20) esto debido a que las vigas no sufrieron una deformación significativa ya se comportaron como un diafragma rígido, por lo que de haber utilizado la rigidez de los ensayos esta no hubiese sido congruente con el resto de datos.

Los valores obtenidos con la rigidez experimental no fisurada se presentan variaciones máximas de 2.64%, 0.86% y 0.49% en los momentos de las zapatas para los marcos 1, 2 y 3 respectivamente. En cuanto a las variaciones de momentos en los extremos de viga se presentaron variaciones de 13.22%, 9.23% y del 5.81% para cada marco respectivamente dándose un incremento en los dos primeros marcos y un decremento en el marco 3, esto nos da un parámetro adecuado de la variación que existe entre los datos teóricos y los datos experimentales de columnas cuando aún se encuentran en su estado elástico.

Cuando se incluyen los factores de reducción de rigidez dados por el condigo ACI 318-05, en el análisis estructural de rigidez fisurada teórica, tanto a las vigas como a las columnas no se presenta ninguna variación significativa entre los datos teóricos de la ecuación (16) y los datos teóricos de la ecuación (20), esto dado a que después de la aplicación de los factores de reducción de rigidez, las relaciones de rigidez o factores de distribución adquieren valores muy similares entre sí. En cuanto a las variaciones de momentos contra los datos teóricos no fisurados estos son de un máximo 2%.

En los análisis estructurales para rigidez fisurada experimental se presenta el mayor problema en la obtención de la rigidez, ya que el marco se encuentra en una zona plástica lo cual se puede apreciar en las figuras de la 45 a la 50, en estas figuras se ve que no hay una clara relación entre la deformación que sufrió el marco y la fuerza lateral que se le aplicó al mismo; este fenómeno ocasionó que la linealización de los datos no cuente con un buen coeficiente de correlación de datos. Para la rigidez de vigas se continúa utilizando la obtenida por la ecuación (20) dado que las vigas no presentaron mayor fisuración excepto en el marco 3.

En el marco 3, al cual se le fue desgastado el recubrimiento de las vigas en una distancia igual a su peralte (0.24 m) se dio el fenómeno de la rótula plástica debido a la gran deformación que sufrió el marco y la limitada deformación del acero de refuerzo de alta resistencia este fenómeno se puede comenzar a apreciar desde los datos previos a las fisuras confirmándose totalmente en los datos posteriores a las fisuras.

Las variaciones de momentos que se dan entre los datos teóricos no fisurados se presenta un máximo de un 9.23%, 14.21% y 10.47% en los extremos de viga dándose un aumento en los primeros dos marcos y una disminución en el tercer marco. Al comparar los resultados con los de secciones fisuradas teóricas se tiene variaciones máximas en los extremos de viga de un máximo de 11.45%, 16.54% y 9.74% dándose un aumento en los primeros dos marcos y una disminución en el tercer marco. La disminución en el tercer marco puede ser debido a la rótula plástica que se originó en las vigas.

Al comparar los resultados experimentales entre secciones no fisuradas y secciones fisuradas entre cada marco, se tienen variaciones máximas de momentos del orden de 3.65%, 4.56% y 5.57% dando se un decremento de los momentos en los marcos 1 y 3 y un aumento en el marco 2.

CONCLUSIONES.

1. Los datos obtenidos mediante los ensayos son válidos para marcos que se ven afectados mayormente por acciones sísmicas que por cargas gravitacionales, por lo que las rigideces presentadas en el estudio son mayormente rigideces laterales.
2. Los efectos de la fisuración van más allá de la reducción de la capacidad de carga de los elementos, ya que reduce considerablemente la rigidez de los elementos y hace trabajar a la estructura con un comportamiento plástico.
3. En los análisis con datos experimentales se presenta un aumento de los momentos que han de resistir los elementos estructurales en comparación a los análisis con datos teóricos siempre que no se presente una rótula plástica.
4. Los efectos de fisuración cuando el concreto se encuentra en un estado plástico se deben principalmente a malas prácticas constructivas así como malos diseños de mezcla.

5. En estado endurecido las fisuraciones del concreto en elementos que trabajan a flexión o tensión se presentan bajo cargas pequeñas en la zona traccionada, lo cual no representa daño estructural considerable.

6. Cualquier tipo de fisura que se presente en un elemento que trabaje principalmente a compresión es de máxima prioridad, ya que este ha llegado alrededor de un 80% de su capacidad.

7. Es de vital importancia el refuerzo transversal en los nudos debido a los esfuerzos alternos que estos llegan a soportar y porque la integridad de los mismos es la que permite el uso de la mayor parte de métodos de análisis estructural.

RECOMENDACIONES.

1. Toda fisura que se presente en un elemento estructural se le deberá de dar seguimiento a fin de poder determinar la causa de la misma y poder darle una acción correctiva adecuada.
2. Desde la fase de diseño se deberá de orientar el tipo de fisura que se pueda llegar a presentar en la edificación.
3. En el caso que una estructura tras haber sufrido una serie de fisuraciones considerables continuara en servicio, se deberá de realizar un análisis dinámico de la misma y obtener la resistencia del concreto mediante algún tipo de ensayo no destructivo.
4. Continuar con la investigación de cómo se reducen la capacidad de una estructura para soportar cargas gravitacionales tras haber sufrido una serie de fisuras.
5. Mantener siempre una buena supervisión durante la fabricación y vertido del concreto, para evitar una fisuración del mismo en su estado plástico y que este logre obtener su resistencia de diseño.

6. Utilizar algún código de diseño estructural en el cálculo y diseño de tanto los elementos estructurales como las uniones de los mismos debido a las investigaciones que respaldan los planteamientos de los códigos.

7. Utilizar la ecuación (20) para el cálculo de la rigidez, debido a las grandes similitudes que estos valores dan con los datos experimentales.

BIBLIOGRAFÍA

1. Calavera, José. *Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón-tomo I*. España: Editorial INTEMAC 1999. 897 pág.
2. Calavera, José. *Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón-tomo II*. España: Editorial INTEMAC 1999. 1015 pág.
3. *Causas, evaluación y reparación de fisuras en estructuras de hormigón (ACI 224.1R-93)*. Informado por el comité ACI 224. Estados Unidos de América: Editorial international publication series, 1993. 24 pág.
4. *Control de la fisuración en estructuras de hormigón (ACI 224R-01)*. Informado por el comité ACI 224. Estados Unidos de América: Editorial international publication series, 2001. 53 pág.
5. González Cuevas, Óscar. *Análisis estructural*. México: 12^a-ed. Ed. Limusa, 2002. 584 pág.
6. González Cuevas, Óscar y Francisco Robles. *Aspectos fundamentales del concreto reforzado*. 4^a ed. Ed. Limusa, 2005. 802 pág.
7. Harmsen, Teodoro. *Diseño de estructuras de concreto armado*. 3^aEd. Pontificia Universidad Católica del Perú, 2002. 683 pág.
8. *Manual del técnico, técnico para pruebas al concreto en obra grado 1*. Mexico: Instituto mexicano del concreto y cemento. 2007. 149 pág.

9. Nilson, Arthur. *Diseño de Estructuras de concreto*. 12^a ed. Ed. Colombia: Mcgraw-Hill Interamericana, 772pág.
10. *Requisitos esenciales para edificios de concreto reforzado para edificios de tamaño y altura limitados basado en ACI 318-02*. Colombia: Editorial International publication series, 2002. 256 pág.
11. *Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318s-05) y comentario (ACI 318sr-05)*. Informado por el comité ACI 318. Estados Unidos de América: Editorial International publication series. 104 pág.
12. *Terminología del cemento y el hormigón (ACI 116)*. Informado por el comité ACI 116. Estados Unidos de América: Editorial International publication series, 2005. 495 pág.
13. Uribe, Jairo. *Análisis de estructuras*. Colombia: ECOE ediciones. 2002. 789 pág.

APÉNDICE.

Apéndice 1. Figuras de ensayos de marcos.

Figura 52. Fisuras en el extremo del nudo.







Figura 53. Fisuras en el nudo.





Figura 54. Fisuras columna.

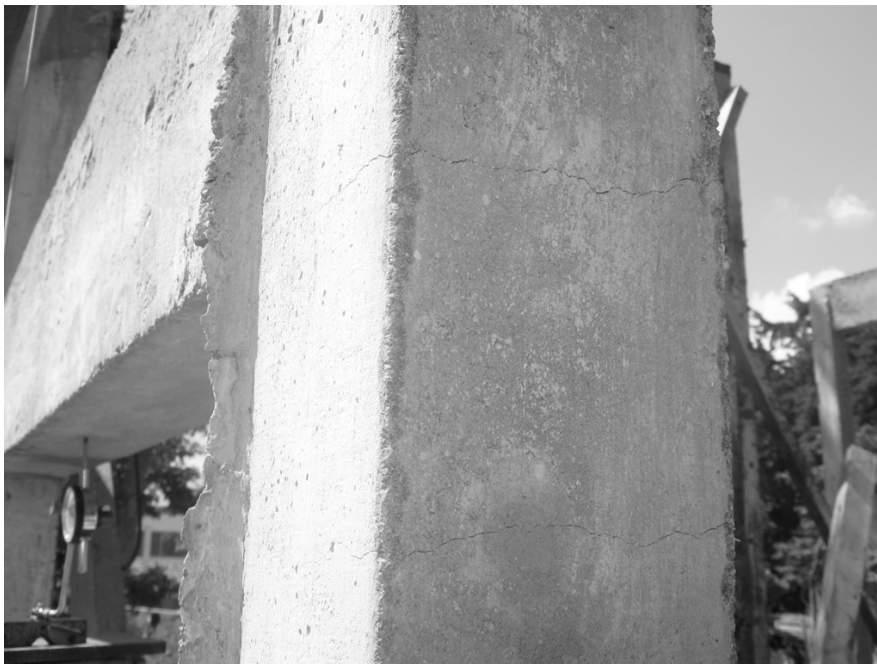




Figura 55. Fisuras en cemento.

